

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID
Escuela Técnica Superior De Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos



**MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE
GEOMATERIALES FLUIDIFICADOS CON
SPH APLICADA AL ANÁLISIS DE
AMENAZA POR DESLIZAMIENTOS
RÁPIDOS Y FLUJOS NO CANALIZADOS DE
LADERA**

TESIS DOCTORAL

Presentada para optar al título de Doctor por:

ANDREI ORLANDO HERNÁNDEZ CASTELLANOS

I.C., MSc. en ingeniería civil

Madrid, 2024



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE
CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

**Doctorado en Ingeniería de Estructuras, Cimentaciones y
Materiales**

**MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE
GEOMATERIALES FLUIDIFICADOS CON
SPH APLICADA AL ANÁLISIS DE
AMENAZA POR DESLIZAMIENTOS
RÁPIDOS Y FLUJOS NO CANALIZADOS DE
LADERA**

TESIS DOCTORAL

Presentada para optar al título de Doctor por:

Andrei Orlando Hernández Castellanos

I.C., MSc. en ingeniería civil

Bajo la dirección de:

Dr. Manuel Pastor Pérez

Dr. Saeid Moussavi Tayyebi

Madrid, 2024

Título: MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE GEOMATERIALES FLUIDIFICADOS
CON SPH APLICADA AL ANÁLISIS DE AMENAZA POR
DESLIZAMIENTOS RÁPIDOS Y FLUJOS NO CANALIZADOS DE
LADERA

Autor: Andrei Orlando Hernández Castellanos

Programa de Doctorado: En Ingeniería De Estructuras, Cimentaciones Y
Materiales

Dirección de tesis:

Dr. Manuel Pastor Pérez, Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos,
UPM

Dr. Saeid Moussavi Tayyebi, Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y
Puertos, UPM

Revisores externos:

Tribunal de tesis:

Fecha de defensa:

A mi familia y amigos

Agradecimientos

Quisiera expresar mi profundo agradecimiento, en primer lugar, a mi director y co-director de Tesis, Manuel Pastor Pérez y Saeid Moussavi Tayyebi, quienes no solo me brindaron su amistad, sino que también fueron mis guías durante estos años, siempre dispuestos a apoyarme en todo lo que necesité.

Agradezco al Servicio Geológico Colombiano - SGC, por brindarme el tiempo para desarrollar esta investigación y la oportunidad de poner en práctica lo aprendido.

A mi familia, les estoy eternamente agradecido por su amor incondicional, ánimo, ayuda y compañía, los cuales me fortalecieron para alcanzar este importante logro.

Quiero extender mi agradecimiento a mis amigos Federico y Patricia, quienes hicieron que mi vida en este lugar lejano se sintiera como en mi hogar.

Abstract

This research addresses issues related to modelling the propagation of landslides and fast to extremely fast flows, which cause considerable losses in exposed elements (buildings, environment, infrastructure, and social). Therefore, a methodological framework and a technical proposal are presented for the analysis of landslide threat and non-channelized slope flows, with emphasis on the study of propagation, through deterministic and probabilistic estimation of intensity and spatial distribution of the mobilized mass.

This document provides a detailed description of a numerical model based on the SPH technique, whose mathematical basis is the integrated depth model; the code used (GeoFlow_SPH) is validated by modelling the propagation of landslides: (i) fast translational in Rosas, Cauca, 2019, (ii) and (iii) El Picacho, 1982, in San Salvador, and finally, (iv) the slow landslide in Tegucigalpa, 2022.

In the case of study (i), the behaviour of the mobilized mass is replicated, assuming that the propagation occurs in two stages: first, as a flexible block, which experiences high displacement velocities mainly due to increased pore pressure at the interface between the mobilized soil mass and the sliding surface; in the second stage, the block disintegrates due to changes in the slope of the slope and resisting forces. After disintegration, it behaves like a turbulent flow.

In the case studies (ii) and (iii), the aim is to recreate the behaviour of the mobilized mass of the El Picacho landslide, 1982. For this purpose, the code includes the possibility for the mass to increase its water content while transiting over waterlogged areas.

Main results:

The GeoFlow_SPH code, which includes a technique similar to the proposal by Aaron & Hungr (2016), accurately describes the different ways in which fast landslides and non-channelized slope flows can propagate.

Another adaptation made to GeoFlow_SPH is related to the probabilistic modelling of propagation, allowing for analysis of landslide threat and non-channelized slope flows considering the uncertainty associated with the geotechnical characterization of the soil mass to be propagated.

From the probabilistic propagation modelling, statistical values (mean and standard deviation) of the characteristic magnitudes of landslide intensity (height h , velocity v , and discharge q) are obtained for each zone (pixel) of the domain. The probability of propagation is estimated based on the probability distributions generated for each magnitude.

Proposal for estimating landslide and flow threat integrates propagation probability values with annual total failure probability results for initiation in each pixel.

The proposed methodology for threat analysis, through probabilistic quantification of spatial distribution of propagation and characterization of landslide intensity, provides input for obtaining vulnerability and physical risk quantitatively and stochastically.

Numerical modelling of propagation shows significant advancement in spatial resolution of intensity characterization of landslide and propagation distribution compared to analytical or geometric methods.

Modelling the El Picacho landslide, 1982, considering increased water content in the soil mass during propagation, yields more appropriate results than those conducted without considering water content increase in the mass.

Regarding modelling (iv), it is demonstrated that the GeoFlow_SPH program is capable of recreating the behaviour of slow landslide propagation.

Resumen

Esta investigación aborda problemas de modelización de propagación de deslizamientos y flujos, rápidos a extremadamente rápidos, los cuales, provocan pérdidas considerables en los elementos expuestos (edificaciones, medio ambiente, infraestructura y social). Por esto, se presenta un marco metodológico y una propuesta técnica para el análisis de amenaza por deslizamientos traslacionales y flujos no canalizados de ladera, con énfasis en el estudio de la propagación, mediante la estimación determinista y probabilista de la intensidad y de la distribución espacial de la masa movilizada.

En este documento se describe de forma detallada un modelo numérico basado en la técnica SPH, cuya base matemática es el modelo integrado en profundidad; el código utilizado (GeoFlow_SPH) se valida mediante la modelización de la propagación de los deslizamientos: (i) traslacional rápido de Rosas, Cauca, 2019, (ii) y (iii) El Picacho, 1982, en San Salvador y, por último, (iv) el deslizamiento lento de Tegucigalpa, 2022.

En el caso de estudio (i), se replica el comportamiento de la masa movilizada, asumiendo que la propagación se da en dos etapas: la primera, como un bloque flexible, este, experimenta altas velocidades de desplazamiento debido en gran parte, al incremento de la presión de poros en la interface entre la masa de suelo movilizada y la superficie de deslizamiento; en la segunda etapa, el bloque se desestructura por los cambios de pendiente de la ladera y las fuerzas resistentes. A partir de la disgregación, se comporta como un flujo turbulento.

En los casos de estudio (ii) y (iii), se trata de recrear el comportamiento de la masa movilizada del deslizamiento El Picacho, 1982. Para esto, se incluye en el código, la posibilidad de que la masa incremente su contenido de agua durante el tránsito sobre zonas encharcadas.

Principales resultados:

El código GeoFlow_SPH que incluye una técnica similar a la propuesta (Aaron & Hungr, 2016), es capaz de describir en forma acertada las diferentes formas en que se pueden propagar los deslizamientos rápidos y flujos no canalizados de ladera.

Otra adaptación realizada al GeoFlow_SPH, es la relacionada con la modelización probabilista de la propagación, esta, permite realizar análisis de amenaza por deslizamientos rápidos y flujos no canalizados de ladera considerando la incertidumbre que supone la caracterización geotécnica de la masa de suelo a propagarse.

De las modelizaciones probabilistas de propagación, se obtienen los valores estadísticos (media aritmética y la desviación típica), de las magnitudes características de la intensidad del deslizamiento (altura h , velocidad v y caudal q), para cada zona (pixel) del dominio. A partir de las distribuciones de probabilidad generadas para cada una de las magnitudes, se estima la probabilidad de propagación.

Propuesta para estimar la amenaza por deslizamientos y flujos, donde se integran los valores de probabilidad de propagación con los resultados de probabilidad de falla total anual de iniciación en cada pixel.

La metodología propuesta para el análisis de la amenaza, mediante la cuantificación probabilista de la distribución espacial de la propagación y la caracterización de la intensidad del deslizamiento, es un insumo para obtener la vulnerabilidad y el riesgo físico de forma cuantitativa y estocástica.

La modelación numérica de la propagación muestra un avance significativo en la resolución espacial de la caracterización de la intensidad del deslizamiento y de la distribución de la propagación, respecto de los métodos analíticos o geométricos.

La modelización del deslizamiento El Picacho, 1982, considerando el incremento de agua en la masa de suelo durante la propagación, presenta resultados más adecuados que las realizadas sin considerar el incremento de agua en la masa.

Respecto de la modelización (iv), se demuestra que el programa GeoFlow_SPH, es capaz de recrear el comportamiento de la propagación de deslizamientos lentos.

Tabla de Contenido

<i>Agradecimientos</i>	<i>iii</i>
<i>Abstract</i>	<i>iv</i>
<i>Resumen</i>	<i>vii</i>
<i>Tabla de Contenido</i>	<i>ix</i>
<i>Lista de Figuras</i>	<i>xii</i>
<i>Lista de Tablas</i>	<i>xvii</i>
<i>Abreviaturas y acrónimos</i>	<i>xix</i>
1. Introducción	1
1.1. Motivación	1
1.2. Objetivos de la investigación	5
1.3. Estructura del documento.....	6
1.4. Publicaciones JCR realizadas durante la tesis doctoral	8
2. Movimientos en masa tipo deslizamientos y flujos no canalizados de ladera	10
2.1. Introducción	10
2.2. Deslizamientos.....	11
2.3. Flujos no canalizados de ladera	12
2.3.1. Flujo de arena no licuada (limo, grava, detritos).....	12
2.3.2. Deslizamiento por flujo (arena, limo, detritos, roca)	14
2.3.3. Deslizamiento por flujo de arcilla.....	15
2.3.4. Flujo de turba	15
2.3.5. Flujo de tierra.....	15
2.3.6. Avalancha de detritos.....	16
2.3.7. Avalancha de roca.....	17
2.4. Caracterización geoambiental para deslizamientos y flujos no canalizados	17
2.4.1. Geomateriales	18
2.4.2. Propiedades físicas de los geomateriales y relaciones entre las fases	18
3. Análisis probabilista de amenaza por deslizamientos y flujos no canalizados	29
3.1. Iniciación	29
3.1.1. Talud infinito	31
3.1.2. Talud infinito consistente o 3D	34
3.1.3. Métodos basados en las líneas de deslizamiento.....	37
3.1.4. Modelos avanzados.....	39
3.1.5. Modelos constitutivos	43
3.1.6. Análisis probabilista de iniciación	48
3.1.7. Análisis probabilista en el dominio del tiempo	54

3.1.8.	Probabilidad de falla - iniciación	59
3.2.	Propagación	60
3.2.1.	Métodos de camino aleatorio - RW (Random Walk)	65
3.2.2.	Modelos con descripción euleriana y lagrangiana:.....	68
3.2.3.	Modelos constitutivos	70
3.2.4.	Modelos reológicos	75
3.2.5.	Leyes de erosión	87
3.2.6.	Modelos generales 3D	88
3.2.7.	Modelo matemático de los modelos generales 3D	89
3.2.8.	Modelos integrados en profundidad	97
3.2.9.	Modelos matemáticos de modelos integrados en profundidad	99
3.2.10.	Modelos de elementos finitos.....	115
3.2.11.	Modelos de métodos sin malla. SPH y MPM (tipo lagrangiano)	116
4.	Modelización numérica de la propagación de geomateriales fluidificados	121
4.1.	Fundamentos del método SPH	123
4.2.	El procedimiento de interpolación SPH discreta	128
4.3.	Aproximación integral de gradientes SPH y derivadas	131
4.4.	Modelo de propagación	136
4.5.	Modelos de consolidación.....	140
4.5.1.	Método de diferencias finitas.....	140
4.5.2.	Función de forma cuartos de coseno	142
4.6.	Ecuaciones fundamentales o de gobierno	145
4.7.	Técnicas numéricas	146
4.7.1.	Esquema de integración temporal	147
4.7.2.	Paso de tiempo.....	149
4.7.3.	Longitud de suavizado (<i>hsm</i>).....	150
4.7.4.	Terreno, base cartográfica	151
4.7.5.	Estrategias computacionales (Búsqueda de vecinos)	152
4.8.	Problemas especiales	153
4.8.1.	Deficiencia de frontera	153
4.8.2.	Estabilidad	154
4.8.3.	Condiciones de contorno	155
5.	Materiales y métodos	159
6.	Deslizamiento de Rosas, Cauca, Colombia, 2019.	161
6.1.	Insumos cartográficos.....	162
6.1.1.	Modelo digital de Superficie - DSM.....	163
6.2.	Caracterización del movimiento en masa	164
6.3.	Geología	165
6.4.	Condiciones geomorfológicas.....	167

6.5. Factores disparadores.....	169
6.5.1. Lluvia.....	169
6.5.2. Sismicidad.....	173
6.6. Caracterización física y mecánica de los geomateriales.....	175
6.7. Análisis de amenaza (H)	176
6.7.1. Iniciación de deslizamientos.....	176
6.7.2. Propagación de geomateriales fluidificados.....	182
6.7.3. Modelización determinística de la propagación caso de estudio	186
6.7.4. Modelo de una fase de tipo viscoso	188
6.7.5. Modelo de una fase de tipo viscoso con erosión	190
6.7.6. Modelo de una fase de tipo friccional	191
6.7.7. Modelo de una fase de tipo friccional con erosión	192
6.7.8. Modelo de una fase de tipo friccional + Voellmy	193
6.7.9. Modelo de una fase de tipo friccional + Voellmy + erosión	194
6.7.10. Modelo de una fase de tipo friccional + Voellmy + erosión + pwp.....	195
6.7.11. Modelo de dos fases de tipo friccional + Voellmy con erosión.....	196
6.7.12. Modelo de una fase friccional con coeficiente de Voellmy por tramos y liberación de pwp.....	197
6.7.13. Modelización probabilista de la propagación.....	206
6.7.14. Caracterización de la intensidad de la peligrosidad del deslizamiento del caso de estudio.	212
6.7.15. Probabilidad de propagación	213
6.8. Probabilidad de amenaza ponderada anual integrando la probabilidad de propagación.....	215
6.9. Resultados del análisis de amenaza	215
6.9.1. Probabilidad de falla	215
6.9.2. Caracterización de la intensidad del deslizamiento del caso de estudio.	217
6.9.3. Probabilidad de propagación	219
6.9.4. Probabilidad de amenaza ponderada anual integrando la probabilidad de propagación.....	219
7. Deslizamiento de El Picacho, San Salvador, El Salvador, 1982	221
7.1. Localización zona de estudio	222
7.2. Insumos Cartográficos	223
7.2.1. Modelos digitales de superficie	223
7.3. Coordenadas zonas de inicio y depositación	224
7.4. Deslizamiento El Picacho.....	225
7.5. Propagación probabilista del deslizamiento - retroanálisis.....	230
7.5.1. Cálculo de la probabilidad espacial mediante el método de Montecarlo.....	231
7.5.2. Fichero de control <i>nombre.MASTER.DAT</i> (caso general Mcarlo)	233
7.5.3. Fichero de datos <i>nombre.dat</i>	238
7.5.4. Datos de la masa inicial que desliza: <i>masa_deslizante. pts</i>	244
7.6. Modelización probabilista de propagación con Montecarlo, El Picacho, 1982.....	245
8. El Picacho, 1982, con incremento de agua	247
8.1. Modelo matemático	247

8.1.1.	Modelo integrado en profundidad.....	247
8.1.2.	Modelo de evolución de presión de poros.....	250
8.2.	Modelo numérico: Modelo SPH integrado en profundidad	251
8.2.1.	SPH para una y dos fases en mezclas fluidificadas	251
8.3.	Modelo reológico	254
8.4.	Propagación.....	258
8.5.	Cálculo de la distribución espacial de la propagación con Inflow (incremento de agua en la masa movilizada)	258
8.5.1.	Fichero de control <i>nombre.MASTER.DAT</i> (caso general Mcarlo)	259
8.5.2.	Fichero de datos <i>nombre.dat</i>	260
8.6.	Modelización de propagación con Inflow, El Picacho, 1982.	263
9.	Tegucigalpa, 2022, deslizamiento lento	265
9.1.	Hipótesis de falla	267
9.2.	Modelo reológico	268
9.3.	Modelo Matemático	274
9.3.1.	Modelo integrado en profundidad.....	274
9.3.2.	Evolución de la presión de poros	276
9.3.3.	Caso de deslizamientos lentos.....	277
9.4.	Modelo numérico: Modelo SPH integrado en profundidad para deslizamientos lentos	279
9.4.1.	Estabilidad del modelo	280
9.5.	Modelación numérica propagación Tegucigalpa, 2022.	282
10.	Discusión	285
11.	Conclusiones y futuras investigaciones	289
11.1.	Aspectos generales.....	289
11.2.	Conclusiones finales	290
11.3.	Futuras investigaciones.....	292
11.3.1.	En lo referente a la mecánica de suelos y fluidos	293
11.3.2.	Respecto de los métodos computacionales	293
11.3.3.	Métodos numéricos.....	294
12.	Bibliografía	295

Lista de Figuras

Figura 1. Espacialización de la precipitación enero - septiembre 2022	1
Figura 2. Escala de velocidad propuesta para deslizamientos de tierra	10
Figura 3. Deslizamiento traslacional de detritos	12
Figura 4. Cono de talus	13
Figura 5. Flujo seco de limo desencadenado por una caída de un bloque desde un escarpe en limos glaciolacustres cementado.	14
Figura 6. Deslizamiento por flujo en tilita glacial, Press Road, West Vancouver (Canadá)....	14
Figura 7. Flujo de tierras en Challhuahuaco	15
Figura 8. Avalanchas de detritos (Galipán, estado de Vargas, Venezuela), 1999.....	16
Figura 9. Deslizamiento de Frank (Alberta, Canadá) en 2007.	17
Figura 10. Esquema de un suelo trifásico.....	19
Figura 11. Esquema de una muestra representativa del suelo.	20
Figura 12. Esquema de los distintos estados de saturación del suelo.	21
Figura 13. Talud infinito	32
Figura 14. Esquema de columna de suelo parcialmente saturada.	32
Figura 15. Talud infinito consistente o 3D.....	35
Figura 16. Resultados de un cálculo realizado con un modelo de talud infinito consistente	36
Figura 17. Resultados de un caso resuelto con el programa SLIDE.....	39
Figura 18. Influencia del tamaño de la malla en la fragilidad de rotura y el espesor de banda de cortante.....	41
Figura 19. Influencia de la alineación de la malla en el análisis de la rotura de un talud vertical en un suelo cohesivo. La carga aplicada es de tipo puntual, en el centro de la zapata superior.	42
Figura 20. Secciones de los criterios de Drucker Prager (círculo) y Mohr-Coulomb (hexágono).	44
Figura 21. Típicos campos aleatorios de la cohesión empleados en el análisis	50
Figura 22. Mecanismos típicos de rotura encontrados	50

Figura 23. Avalancha de Acheron (a) perspectiva (b) Geometría	67
Figura 24. Índices de impacto obtenidos para la avalancha de Acheron	67
Figura 25. Talud infinito: magnitudes relevantes y notación	80
Figura 26. Resultados de un cálculo realizado con un modelo de talud infinito consistente con un material cohesivo-viscoso que sigue el modelo de Bingham (cohesión 0.285×10^5 Pa, parámetro de fluidez 0.1 s^{-1}) Perfil de la velocidad, comparando resultados obtenidos con el modelo con los valores teóricos.	81
Figura 27. Estructura de un fluido de Bingham en un caso de talud infinito con corte simple	83
Figura 28. Sistema de referencia típico para modelos integrados en profundidad	99
Figura 29. Sistema de referencia, coordenadas y notación utilizada en el análisis.	100
Figura 30. Magnitudes empleadas en flujos de derrubios con dos capas.....	101
Figura 31. Movimiento de los nodos del modelo de diferencias finitas. Estos nodos son puntos materiales	106
Figura 32. Rotura de presa de residuos mineros.....	116
Figura 33. Nodos SPH para el sólido (rojo), fluido intersticial (azul) y mallas de diferencias finitas asociadas a los nodos sólidos.....	118
Figura 34. Propagación de un flujo de derrubios cuando se tiene en cuenta la presión intersticial (izquierda) o no (derecha).	119
Figura 35. El núcleo de spline cúbico y su primera derivada.....	128
Figura 36. Procedimiento esquemático de integración numérica en el dominio de soporte.	130
Figura 37. Interacciones SPH suelo-suelo ($I - J$) y suelo-agua ($I - K$).	137
Figura 38. Topografía de entrada SPH del área de estudio deslizamiento en El Salvador, 1982.	152
Figura 39. Flujo de proceso estimación de la amenaza	160
Figura 40. Localización deslizamiento Rosas Cauca, Colombia.....	161
Figura 41. Área de estudio (en rojo zona afectada).....	162
Figura 42. Ortófotos del área de estudio	163
Figura 43. Modelo digital de Superficie	164

Figura 44. Mapa de unidades geológicas superficiales Rosas, Cauca, escala 1:25.000.....	165
Figura 45. Ignimbritas soldadas y meteroizadas	166
Figura 46. Detalle zona de inicio del deslizamiento.....	167
Figura 47. Panorámicas del deslizamiento	168
Figura 48. Condiciones morfométricas principales del deslizamiento	169
Figura 49. Precipitación media mensual. Estación PARRAGA - 52010050	170
Figura 50. Curvas IDF – estación Rosas	172
Figura 51. Curvas de amenaza sísmica para el municipio de Rosas, Cauca.....	174
Figura 52. Esquema del análisis talud infinito.....	177
Figura 53. a). Panorámica zona de inicio y b). Panorámicas zonas afectadas	185
Figura 54. Estructura de los datos topográficos de entrada	185
Figura 55. a. Topografía base y zona de inicio, b. Vista en planta zona afectada (perímetro delineado) sobre topografía base	186
Figura 56. Fichero Rosas.dat constantes 3 y 4.	189
Figura 57. Propagación modelo SPH de una fase, tipo viscoso.	189
Figura 58. Propagación modelo SPH de una fase, tipo viscoso con erosión.....	190
Figura 59. Propagación modelo SPH de una fase, tipo friccional.....	191
Figura 60. Propagación modelo SPH de una fase, tipo friccional con erosión.....	192
Figura 61. Propagación modelo SPH de una fase, tipo friccional + Voellmy.	193
Figura 62. Propagación modelo SPH de una fase, tipo friccional + Voellmy + erosión.	194
Figura 63. Propagación modelo SPH de una fase, tipo friccional con Voellmy, erosión y pwp.	196
Figura 64. Leyes, factores y evolución de la presión P, Voellmy y exceso de Pwp.....	203
Figura 65. Propagación modelo SPH de una fase, tipo friccional con Voellmy y pwp, variables. A). Fichero .dat, b). Contornos de alturas y b). Modelo de elevación del terreno depositación del flujo	206
Figura 66. Fichero .MASTER.dat 500 simulaciones de propagación con el método de Montecarlo.....	212

Figura 67. Árbol de probabilidades para un pixel dentro del dominio.	213
Figura 68. Contornos de: a). Media de altura y b). Desviación estándar de altura	218
Figura 69. Contornos de: a). Media de la velocidad y b). Desviación estándar de velocidad.....	218
Figura 70. Salida gráfica de zonificación probabilista de amenaza	220
Figura 71. Imágenes posteriores a la ocurrencia del flujo	221
Figura 72. Área de estudio	222
Figura 73. Ortófotos del área de estudio	223
Figura 74. Modelo digital de Superficie	224
Figura 75. Estructura de los datos topográficos de entrada	225
Figura 76. Esquema colapso gravitacional del VSS	225
Figura 77. Mapa geológico del área del volcán de San Salvador y sus alrededores	227
Figura 78. Corona del deslizamiento	228
Figura 79. Zonas de inicio (café) y depositación (rojo).....	230
Figura 80. Representación de la topografía de la zona de estudio	232
Figura 81. Definición del área objetivo en .dat file	243
Figura 82. Representación gráfica de la zona de inicio con nodos SPH	244
Figura 83. Representación gráfica de la propagación	245
Figura 84. Salida numérica de modelización (valores medios).....	246
Figura 85. Depósito del flujo utilizando el modelo de Voellmy modificado y el modelo reológico, considerando los efectos del incremento del agua en la masa	263
Figura 86. Panorámica deslizamiento	265
Figura 87. Perfil estratigráfico y representación de los procesos ocurridos,.....	266
Figura 88. Mapa litológico y geomorfológico del área de estudio	266
Figura 89. Modelo hidrogeológico conceptual	268
Figura 90. Perfil topográfico y desplazamientos	283
Figura 91. Evolución de desplazamiento, pie del deslizamiento (rojo) y corona (verde)	284

Figura 92. Representación típica de las formulaciones de (a) fragilidad y (b) vulnerabilidad..... 288

Índice de Tablas

Tabla 1. Deslizamientos inventariados en Colombia desde 1990.....	2
Tabla 2. Perdidas sociales y afectaciones por deslizamientos inventariados en Colombia desde 1990.....	3
Tabla 3. Registro de deslizamientos en el mundo desde 1990.....	3
Tabla 4. Registro de deslizamientos en el mundo desde 1990.....	3
Tabla 5. Características de los flujos en (Varnes, 1978)	11
Tabla 6. Imágenes satelitales multiespectrales.....	163
Tabla 7. Imágenes satelitales de radar	164
Tabla 8. Estaciones pluviométricas cercanas al deslizamiento	170
Tabla 9. Mayores valores de precipitación total diaria	171
Tabla 10. Infiltración por lluvias.....	173
Tabla 11. PGA y T_r para Rosas, Cauca.	174
Tabla 12. Caracterización geomecánica de unidad geológica Srlbba	175
Tabla 13. Escenarios de estabilidad analizados.....	179
Tabla 14. Valores magnitudes para modelización	182
Tabla 15. Criterios básicos para la selección del modelo a emplear	187
Tabla 16. Constantes fichero .dat viscoso con erosión	190
Tabla 17. Constantes fichero .dat friccional	191
Tabla 18. Constantes fichero .dat friccional con erosión.....	192
Tabla 19. Constantes fichero .dat friccional con Voellmy.....	193
Tabla 20. Constantes fichero .dat friccional con Voellmy y erosión.....	194
Tabla 21. Constantes fichero .dat friccional con Voellmy, erosión y pwp.....	195
Tabla 22. Clasificación de la amenaza de un talud ante deslizamiento	215
Tabla 23. Iteraciones cálculo del FS escenario de estabilidad #2, talud infinito y Montecarlo.	216

Tabla 24. Probabilidad de falla del escenario de estabilidad #2.....	216
Tabla 25. Probabilidad de falla total anual de iniciación para los escenarios de estabilidad.....	217
Tabla 26. Probabilidad de propagación	219
Tabla 27. Cuantificación y categorización de la amenaza.....	220
Tabla 28. Imágenes satelitales multiespectrales.....	223
Tabla 29. Imágenes satelitales de radar.....	224
Tabla 30. . Miembros del Fm. San Salvador, Léxico Estratigráfico	227
Tabla 31. Datos del deslizamiento	229
Tabla 32. Caracterización geomecánica.....	229
Tabla 33. Caracterización geotécnica	267
Tabla 34. Caracterización geotécnica propagación	283

Abreviaturas y acrónimos

BID	Banco InterAmericano de Desarrollo
CFL	Courant Friedrichs-Levy
CRED	Centre for Research on the Epidemiology of Disasters
DTM	Digital Terrain Model
FOSM	First Order Second Momentum
FS	Factor de Seguridad
IPM	Inventarios de procesos morfodinámicos
JAXA	Japan Aerospace Explaration Agency
MARN	Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales – El Salvador
MDF	Método de diferencias finitas
MPM	Método de Punto Material
EDO	Ecuación diferencial ordinaria
EDP	Ecuación diferencial parcial
PGA	Peak ground acceleration
RHS	Right-hand side
SGC	Servicio Geológico Colombiano
SDG	Sustainable Development Goal
SDM	System Dynamic Model
SPH	Smodthed Particle Hydrodynamics
UGS	Unidad Geológica Superficial
UNDRR	Oficina de las Naciones Unidas para la Reducción del Riesgo de Desastres
OMM	Organización Meteorológica Mundial

1. Introducción

1.1. Motivación

Las evidentes alteraciones de los patrones climáticos durante los últimos años, (ver Figura 1), generan cambios en los ciclos hidrológicos del suelo, tanto en su concentración que es equivalente a la saturación, como a la desecación, esto produce, entre otras cosas, cambios en el estado de esfuerzos, en el perfil de meteorización y pérdida de succión, todo esto, con lleva una reducción de las propiedades mecánicas de los materiales geológicos presentes en la superficie.

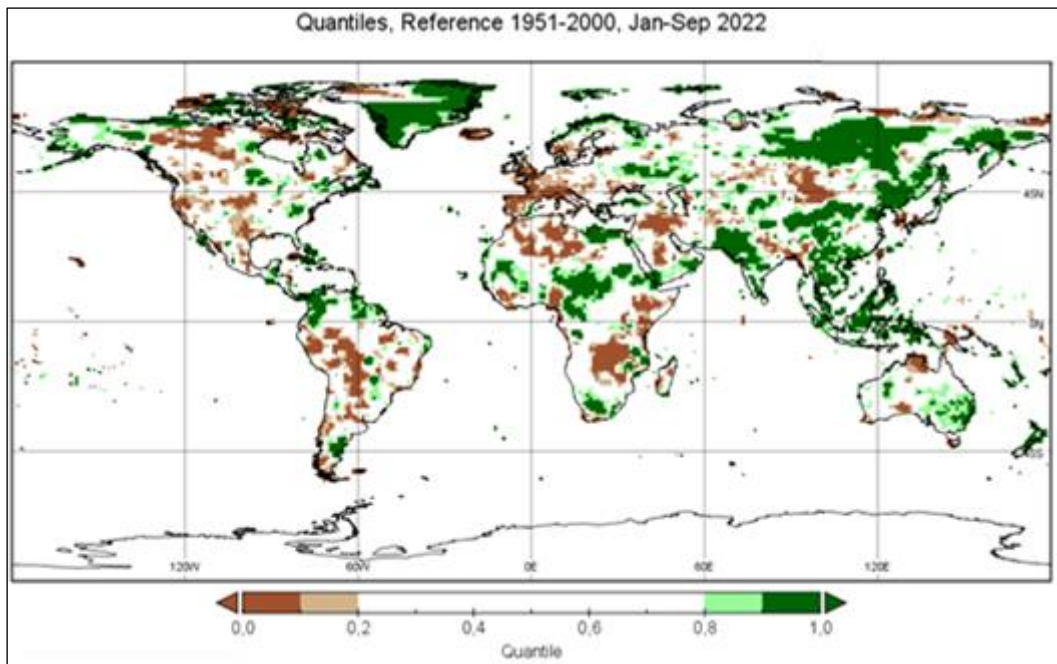


Figura 1. Espacialización de la precipitación enero - septiembre 2022

Fuente: (OMM, 2022)

Por otra parte, los territorios en donde su desarrollo económico, urbanístico, de infraestructura y la densidad poblacional se han centrado en un entorno montañoso que, bajo la acción de factores ambientales condicionantes y disparadores, así como, la ejecución de actividades antrópicas, convierten a dichos territorios en zonas susceptibles a la ocurrencia de movimientos en masa.

Aunado a lo anterior, la propagación de masas de suelos o rocas en laderas y taludes, generadas a partir de la ocurrencia de procesos de origen geológico como lo son los deslizamientos o flujos no canalizados de ladera, provocan el aumento de pérdidas sociales, económicas y ambientales en el mundo, este tipo de situaciones son cada vez más relevantes en la gestión de riesgos de desastres, dado que, el desconocimiento de las posibles trayectorias, el inadecuado desarrollo territorial y económico en algunos países incrementan la vulnerabilidad de los elementos expuestos a la acción de los movimientos en masa en espacial los de tipo deslizamientos y flujos.

Muestra de lo expuesto, son los registros que se tienen de la ocurrencia de este tipo de eventos en el mundo, en el sitio web www.simma.sgc.gov.co del SGC se han inventariado desde el año 1990 al 21 de julio de 2023, 6659 movimientos en masa tipo deslizamiento y flujo, (ver Tabla 1), que dejaron por lo menos 307 muertos y 655 desaparecidos, (ver Tabla 2). Adicional a lo anterior, existe un registro adicional en la misma plataforma que se construye a partir de información no oficial o secundaria, dicha relación a julio de 2023 consta de 31.872 deslizamientos y 21 avenidas torrenciales, en las que se reporta como afectación miles de personas muertas y heridas.

Tabla 1. Deslizamientos inventariados en Colombia desde 1990

Subtipo	Cantidad
Avalancha de detritos	56
Avalancha de rocas	26
Crecida de detritos	21
Deslizamiento en cuña	38
Deslizamiento por flujo	36
Deslizamiento por licuación	3
Deslizamiento rotacional	1574
Deslizamiento traslacional	3476
Deslizamiento traslacional en cuña	60
Deslizamiento traslacional planar	294
Flujo de detritos	529
Flujo de lodo	247
Flujo de tierra	299
Total	6659

Fuente: (SGC, 2023)

Tabla 2. Perdidas sociales y afectaciones por deslizamientos inventariados en Colombia desde 1990

Tipo de afectación/perdida social	Total
Muertos	320
Heridos	655
Desaparecidos	13
Personas Afectadas	18840
Familias afectadas	6020

Fuente: (SGC, 2023)

Por su parte, con un marcado subregistro, el CRED de la Université Catholique de Louvain, muestra que desde el año 1990 se afectaron a por lo menos 7 millones de personas en diferentes países por 563 deslizamientos registrados, (ver Tabla 3).

Tabla 3. Registro de deslizamientos en el mundo desde 1990

Deslizamientos	563
Afectados/Perdidas	Cantidad
Heridos	5.738
Afectados	5.330.119
Damnificados	1.723.895
Total	7.059.752

Fuente: (CRED, 2023)

Ahora, las estadísticas mostradas por la iniciativa DESINVENTAR.org, de acuerdo con la metodológica Sendai de la UNDRR, muestran que, para 51 países diferentes a Colombia, desde 1990 se han reportado 17635 muertos en 21378 deslizamientos, (ver Tabla 4).

Tabla 4. Registro de deslizamientos en el mundo desde 1990

Deslizamientos	21738
Afectados/Perdidas	Cantidad
Muertes	17635
Heridos	7167
Desaparecidos	4087

Fuente: (UNDRR, 2023)

Es claro que, avanzar en la modelación numérica de la propagación de flujos de masa de suelo, detritos y rocas, algunos de estos iniciados en deslizamientos traslacionales o rotacionales, permite lograr una predicción más acertada del alcance, velocidad y altura de las masas a moverse, esto, como insumo para la caracterización de la amenaza y zonificaciones de riesgo por deslizamientos, así como, la definición de alternativas de mitigación del riesgo, procurando la efectiva y eficaz inversión de los recursos, lo que repercute positivamente en gestión de riesgo y en la consolidación de comunidades más resilientes y sostenibles ante este tipo de amenazas geológicas.

1.2. Objetivos de la investigación

Implementar un código que permita representar el comportamiento de la propagación de deslizamientos rápidos y flujos no canalizados de ladera.

1. Implementar un modelo numérico basado en la técnica de Smoothed Particle Hydrodynamics - SPH, que permita modelizar la propagación de deslizamientos rápidos y flujos no canalizados de ladera.
2. Utilizar el modelo matemático – numérico en la modelación de la propagación de masas de suelo, a partir de información secundaria disponible.
3. Proponer un modelo de análisis probabilista de propagación que se pueda integrar a la caracterización de la amenaza por deslizamientos y flujos de ladera.
4. Proponer una metodología a través del código implementado, para la caracterización de las variables altura, velocidad y caudal de la masa de suelo o roca movilizada en cualquier parte del dominio o zona de estudio, como insumo para el análisis de la vulnerabilidad y riesgo por deslizamientos, de forma cuantitativa.

1.3. Estructura del documento

Esta tesis doctoral consta de 11 capítulos, de los cuales, a continuación, se presenta un breve resumen:

El capítulo 1, trata de la motivación que dio origen a la investigación y los objetivos de la misma.

El capítulo 2, se refiere especialmente a la caracterización de deslizamientos, flujos no canalizados de ladera, geoambiental para deslizamientos y de los geomateriales, como insumo para el análisis de la amenaza por movimientos en masa, con especial atención en la propagación de masas de suelo.

En el capítulo 3, se construye el marco de referencia en cuanto a las técnicas utilizadas para el cálculo probabilista de la iniciación de deslizamientos y la modelización de la propagación de deslizamientos rápidos y flujos. Las técnicas incluidas, tratan desde solución analítica hasta la modelización numérica de problemas de estabilidad de taludes, en lo que corresponde a la propagación, se relaciona la recopilación de los modelos con descripción euleriana y lagrangiana, así como, de diferentes modelos: numéricos, matemáticos, constitutivos, reológicos y de elementos finitos, utilizados para modelizar en la propagación de geomateriales fluidificados en laderas.

En el capítulo 4, se establece el estado del arte del desarrollo y aplicación del modelo numérico SPH, a partir de recopilar, analizar y seleccionar literatura científica producida a la fecha, se aborda, además, la aplicación de esta técnica para resolver el modelo matemático integrado en profundidad, en la propagación de flujos de ladera en cualquier parte del dominio del problema.

En el capítulo 5, se presentan los materiales y la metodología desarrollada para llevar a cabo la presente investigación.

En el capítulo 6, se presenta y se desarrolla la propuesta metodológica de análisis (cuantificación, categorización y zonificación) probabilista de la amenaza por deslizamientos rápidos o superiores, cuya propagación se da como un flujo no canalizado de ladera, donde se integra el concepto de probabilidad de propagación y las magnitudes características de la intensidad del deslizamiento/flujo, a la probabilidad total anual de iniciación.

El desarrollo del caso de estudio, deslizamiento de Rosas, Cauca, Colombia, 2019, implica describir de forma detallada la aplicación, en todo el dominio del problema, del modelo numérico basado en el SPH con descripción lagrangiana y el método matemático integrado en profundidad (2D), a través del código computacional GeoFlow_ SPH, donde, se hace especial énfasis en la obtención de la intensidad del deslizamiento en términos de probabilistas, así como, la probabilidad de propagación determinada a partir de las distribuciones de probabilidad generadas para las magnitudes en comento.

En el capítulo 7, se presenta el análisis de la propagación para el deslizamiento, acaecido en el área rural del San Salvador, El Salvador, El Picacho, 1982, como validación del código GeoFlow_ SPH.

Por su parte en el Capítulo 8, se muestra el análisis de la propagación del deslizamiento relacionado en el capítulo 7, considerando el aumento de agua en la masa movilizada durante la propagación.

Capítulo 9, en este se desarrolla el análisis de la propagación del deslizamiento lento ocurrido en Tegucigalpa, 2022, utilizando el programa GeoFlow_ SPH.

En los capítulos 10 y 11, se incluyen en su orden, la discusión y las conclusiones de trabajo investigativo en desarrollo, así como, las futuras investigaciones propuestas que permitan avanzar en la precisión de modelizaciones de propagación de deslizamientos y flujos no canalizados de ladera.

1.4. Publicaciones JCR realizadas durante la tesis doctoral

La presente Tesis Doctoral se complementa con la publicación de tres artículos en revistas indexadas JCR.

Autores: Manuel Pastor, Saeid Moussavi Tayyebi, Andrei Hernandez, Lingang Gao, Miguel Martin Stickle and Chuan Lin c.

Título: A new two-layer two-phase depth-integrated SPH model implementing dewatering: Application to debris flows

Revista: Computers and Geotechnics

Volumen 153

Página (Inicial-final): 105099

Fecha de publicación: enero de 2023

Apartado del JCR: 5.3

Cuartil: Q1

Autores: Lingang Gao, Manuel Pastor, Tongchun Li, Saeid Moussavi Tayyebi, Andrei Hernandez, Xiaoqing Liu and Bin Zheng.

Título: A framework coupled neural networks and SPH depth integrated model for landslide propagation warning.

Revista: Acta Geotechnica

Volumen 18

Página (Inicial-final): 3863–3888

Fecha de publicación: 18 enero de 2023

Apartado del JCR: 5.7

Cuartil: Q1

Autores: Saeid Moussavi Tayyebi, Manuel Pastor, Andrei Hernandez, Lingang Gao, Miguel Martin Stickle, Ashenafi Lulseged Yifru and Vikas Thakur.

Título: Two-Phase Two-Layer Depth-Integrated SPH-FD Model: Application to Lahars and Debris Flows.

Revista: Lan

Volumen 11

Página (Inicial-final): 1629

Fecha de publicación: 22 de septiembre de 2022

Apartado del JCR: 3.9

Cuartil: Q2

2. Movimientos en masa tipo deslizamientos y flujos no canalizados de ladera

2.1. Introducción

El termino movimiento en masa incluye todos aquellos movimientos ladera abajo de masas de roca, detritos o tierras por efecto de la gravedad (Cruden, 1991).

En este capítulo se relacionan los conceptos más relevantes que a la fecha se tienen respecto del cálculo probabilista de la amenaza por deslizamientos de masas de suelo y roca, cuya propagación toma características de un flujo no canalizado de ladera para el caso de los deslizamientos rápidos los cuales en su mayoría se tratan de deslizamientos superficiales.

Se consideran como objeto de la investigación en desarrollo, los movimientos en masa tipo deslizamiento traslacional planar, cuya velocidad de propagación sea igual o superior a 5×10^{-1} mm/s, es decir, rápidos a extremadamente rápidos (5×10^3 mm/s) inclusive, según la clasificación de (Cruden & Varnes, 1996), Figura 2, y los flujos no canalizados como resultado de procesos en ladera, con tasas de movimiento equivalentes a flujos rápidos y superiores, (ver Tabla 5).

Velocity Class	Description	Velocity (mm/sec)	Typical Velocity
7	Extremely Rapid	5×10^3	5 m/sec
6	Very Rapid	5×10^1	3 m/min
5	Rapid	5×10^{-1}	1.8 m/hr
4	Moderate	5×10^{-3}	13 m/month
3	Slow	5×10^{-5}	1.6 m/year
2	Very Slow	5×10^{-7}	16 mm/year
1	Extremely Slow		

Figura 2. Escala de velocidad propuesta para deslizamientos de tierra

Fuente: (Cruden & Varnes, 1996)

Tabla 5. Características de los flujos en (Varnes, 1978)

Tasa de movimiento		Lecho rocoso	Detritos (< 80 % arena y más finos)	Tierras (> 80 % arena y más finos)
Rápido y rápido (m/día)	y (> 1,5	más	Flujo de roca (creep, slope sagging)	Flujo de detritos Avalancha de detritos
Menos que rápido (< 1,5 m/día)			Soliflucción Creep de suelo Corriente de bloques	Flujo de arena y limo húmedos Flujo rápido de tierras Flujo de loess Flujo de arena seca Flujo de tierras

Fuente: (Varnes, 1978) en (Hungar, Evans, Bovis, & Hutchinson, 2001)

Autores como (Sharpe, 1938), sugieren que los movimientos de masa objeto de estudio, suceden típicamente en laderas cuyas pendientes oscilan entre 15° y 45°. Sin embargo, en el IPM, se encuentran deslizamientos traslacionales en laderas con pendientes de hasta 70°.

2.2. Deslizamientos

Un deslizamiento es un movimiento ladera abajo de una masa de suelo o roca, predominantemente a lo largo de una superficie de ruptura o de zonas relativamente delgadas sometidas a intensos esfuerzos de corte (Cruden & Varnes, 1996).

En los deslizamientos traslacionales la masa se desplaza a lo largo de una superficie de ruptura planar (Cruden & Varnes, 1996). Según (Skempton & Hutchinson, 1969), este mecanismo se caracteriza por tener poca profundidad en comparación con la longitud del cuerpo del deslizamiento, para deslizamientos de tierras la relación profundidad D vs la longitud L, puede estar del orden de 0.1; por su parte (Cruden & Varnes, 1996), indican que, si la superficie falla es relativamente paralela a la inclinación de la ladera y su inclinación es tal que no permita que la masa de suelo se auto-estabilice, provoca que este experimente grandes desplazamientos y velocidades, por ende deformaciones internas que favorecen la fragmentación de los geomateriales que lo constituyen, lo que da lugar a que en algunos casos que el suelo movilizado se comporte como un flujo de detritos, (ver Figura 3).

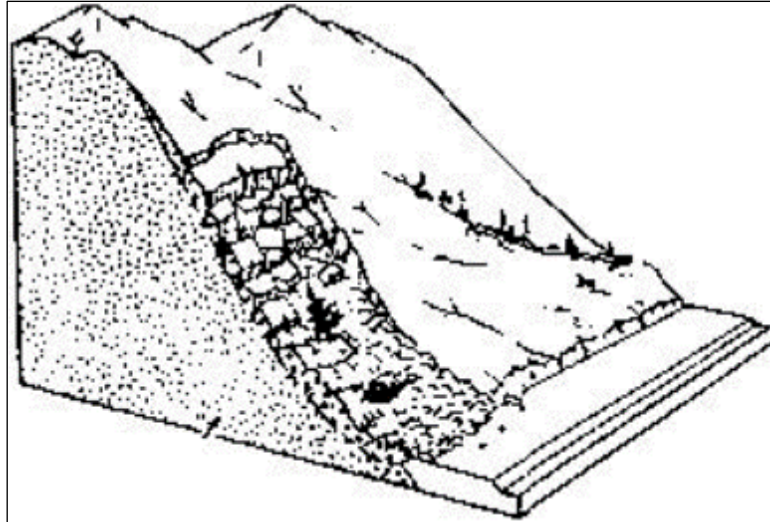


Figura 3. Deslizamiento traslacional de detritos

Fuente: (Cruden & Varnes , 1996)

2.3. Flujos no canalizados de ladera

Son el resultado de procesos ocurridos en laderas, su iniciación o fuente es un deslizamiento y el material deslizado adopta durante su propagación el comportamiento de un flujo, el material transita ladera abajo sin un canal preestablecido, donde las velocidades de los fluidos sólidos y porosos son muy similares, con presiones intersticiales que afectan las tensiones efectivas del esqueleto del suelo. Existen modelos matemáticos para describirlos, como el propuesto por (Zienkiewicz & Shiomi, 1984), que se formulan en términos de velocidades y presiones intersticiales.

Las definiciones de los tipos de flujo que se relacionan a continuación, corresponden principalmente a la propuesta realizada por (Hung, Evans, Bovis, & Hutchinson, 2001)

2.3.1. Flujo de arena no licuada (limo, grava, detritos)

En los flujos de escombros la interacción entre fases se describe mediante leyes en las que las fuerzas de interacción son funciones de la diferencia de velocidades entre las fases. Las presiones intersticiales pueden desarrollarse y disiparse a medida que evoluciona el flujo. En los casos en que la porosidad es superior a 0.8.

2.3.1.1. De talus

Usualmente lentos o muy rápidos. Se presentan en el caso de fallas de depósitos de talus (Evans & Hungr, 1993), (ver Figura 4).

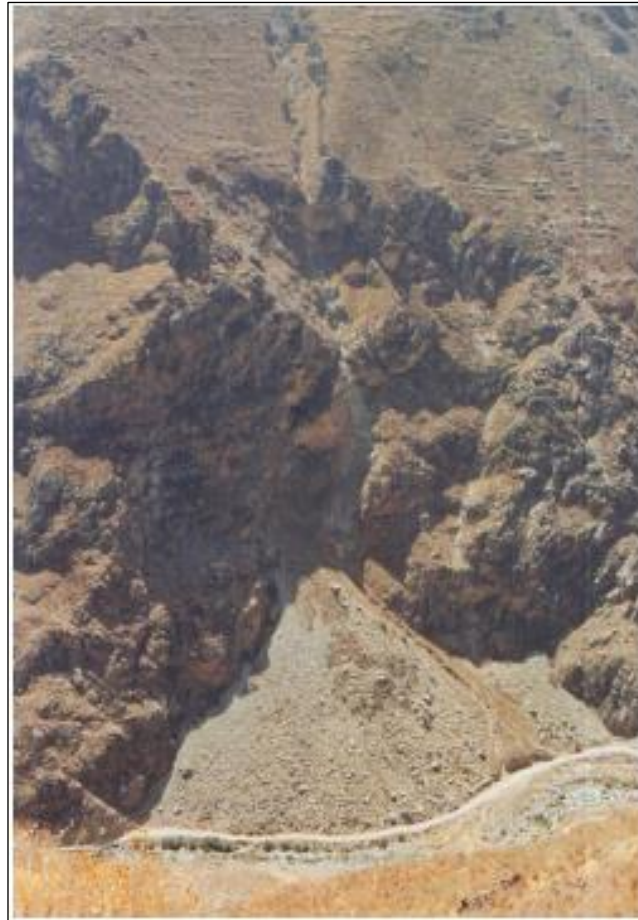


Figura 4. Cono de talus

Fuente: Evans & Hungr 1993, en (PMA-GCA 2007)

2.3.1.2. De limo

Puede ocurrir a partir del colapso de riscos o taludes escarpados de limo; éstos pueden ser relativamente móviles, dada la gran cantidad de energía impartida por el bloque que se cae inicialmente (Evans & Buchanan, 1975), (ver Figura 5).



Figura 5. Flujo seco de limo desencadenado por una caída de un bloque desde un escarpe en limos glaciolacustres cementado.

Fuente: Valentinuzzi, British Columbia, en (Hungr, Evans, Bovis, & Hutchinson, 2001)

2.3.2. Deslizamiento por flujo (arena, limo, detritos, roca)

“Flujo muy rápido a extremadamente rápido de material granular clasificado (sorting) o no clasificado en taludes de moderada pendiente que involucra exceso de presión de poros o licuefacción de material que se origina en la fuente del deslizamiento” (Hungr, Evans, Bovis, & Hutchinson, 2001), (ver Figura 6).



Figura 6. Deslizamiento por flujo en tilita glacial, Press Road, West Vancouver (Canadá)

Fuente: Hungr, en (PMA-GCA 2007).

2.3.3. Deslizamiento por flujo de arcilla

“Es un flujo muy rápido a extremadamente rápido de arcilla sensitiva licuada cerca de su contenido original de agua o con este contenido” (Hungr, Evans, Bovis, & Hutchinson, 2001).

Se refiere al caso de fallas por colapso estructural en arcillas, debido a extremada pérdida de resistencia con rápido desplazamiento (Crawford, 1968).

2.3.4. Flujo de turba

“Lento a muy rápido movimiento de tipo flujo de turba saturada, que involucra alta presión de poros” (Hungr, Evans, Bovis, & Hutchinson, 2001).

2.3.5. Flujo de tierra

(Earth flow) “Es un flujo intermitente, rápido o más lento, de suelo arcilloso plástico” (Hungr, Evans, Bovis, & Hutchinson, 2001)”, según (Dikau, Brunnsden, Schrott, & Ibsen, 1996) estos flujos se presentan en pendientes mayores a 15° , (ver Figura 7).



Figura 7. Flujo de tierras en Challhuahuaco

Fuente: (PMA-GCA 2007).

2.3.6. Avalancha de detritos

“Flujo no canalizado de detritos saturados o parcialmente saturados, poco profundos, muy rápidos a extremadamente rápidos, sobre una ladera de pendiente fuerte.

Una avalancha de detritos se inicia con deslizamiento u otro movimiento en masa en la parte más alta de una ladera y luego evoluciona a un flujo que se mueve muy rápidamente, sin seguir un canal preestablecido...” (Hungar, Evans, Bovis, & Hutchinson, 2001), las avalanchas de detritos se presentan en pendientes mayores a 35°, (ver Figura 8).

Puede presentarse que el fluido de los poros es aire por lo que la interacción con el esqueleto sólido puede despreciarse.



Figura 8. Avalanchas de detritos (Galipán, estado de Vargas, Venezuela), 1999

Fuente: Instituto Geográfico de Venezuela Simón Bolívar en (PMA-GCA, 2007).

2.3.7. Avalancha de roca

“Movimiento tipo flujo, extremadamente rápido y masivo, de roca fragmentada originada en un gran deslizamiento o caídas de roca” (Hungar, Evans, Bovis, & Hutchinson, 2001), (ver Figura 9).



Figura 9. Deslizamiento de Frank (Alberta, Canadá) en 2007.

Fuente: (Slusarczyk, 2007).

2.4. Caracterización geoambiental para deslizamientos y flujos no canalizados

En los análisis geotécnicos cuantitativos de estabilidad de laderas y zonificaciones de amenaza por movimientos en masa tipo deslizamientos y flujos no canalizados a diferentes escalas, es necesario establecer las características geoambientales propias del territorio en estudio, dichas características explican de forma predictiva o a posteriori a la ocurrencia de los eventos de origen geológico en mención.

Dependiendo de la escala trabajo, los factores que hacen parte de la caracterización geoambiental varían en función del detalle de la información requerida, de acuerdo con él (SGC, 2017), esta caracterización se compone en términos generales, de: (i) inventario de procesos morfodinámico IPM; (ii) descripciones de los factores condicionantes, geología, geología estructural, geomorfología, cobertura y uso del

suelo; y, por último, (iii) caracterización de los factores detonantes o desencadenantes, entre ellos la lluvia y el sismo.

2.4.1. Geomateriales

Los movimientos en masa en estudio se componen de materiales como suelos, fragmentos de roca o una mezcla de ambos, su origen es geológico, de allí su nombre, estos contienen poros llenos de aire, agua u otros fluidos, por lo que se les denominan materiales multifase, cuyo compartimiento está gobernado por la interrelación entre sus partículas y entre sus fases.

Al considerar la masa movilizada o que se propaga, como una mezcla, es posible solucionar matemáticamente para cada componente, las ecuaciones de conservación (i) de masa, (ii) momento lineal y (iii) constitutivas.

Típicamente la formulación para la resolución de estos problemas es de tipo euleriana, lagrangiana o mixta, esta última resulta la más común en geotecnia, ya que para esqueleto del suelo la formulación usada es la lagrangiana, por su parte, el comportamiento del fluido intersticial se describe de mejor manera con la euleriana, para que dichas aproximaciones sean utilizadas se debe considerar que el movimiento es inherente al esqueleto del suelo y que las aceleraciones de la fase líquida son muy pequeñas.

2.4.2. Propiedades físicas de los geomateriales y relaciones entre las fases

Dado que la masa que se propaga es una mezcla heterogénea de geomateriales compuesta por partículas de diferentes tamaños y fluidos intersticiales, (ver Figura 10), el estudio del comportamiento dinámico de las mezclas de geomateriales requiere de emplear modelos de medios continuos, a su vez, para esto, es necesario caracterizar a nivel macroscópico las estructuras de los materiales que la componen y las relaciones que tienen las fases entre sí.

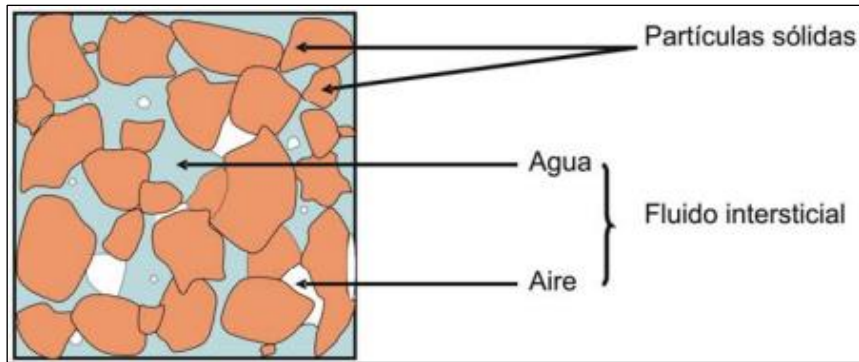


Figura 10. Esquema de un suelo trifásico

Fuente: (Haddad, 2007)

2.4.2.1. Porosidad (η)

Se refiere a la cantidad de huecos interconectados (V_v) en un material respecto de su volumen total (V_T):

$$\eta = \frac{V_v}{V_t} = \frac{V_v}{V_v + V_s} \quad (2.1)$$

Donde:

V_s es el volumen de sólidos o esqueleto.

A partir de esta definición es posible determinar las siguientes relaciones, (ver Figura 11):

$$V_s = (1 - \eta)V_t \quad (2.2)$$

$$V_v = V_a + V_w = \eta V_t \quad (2.3)$$

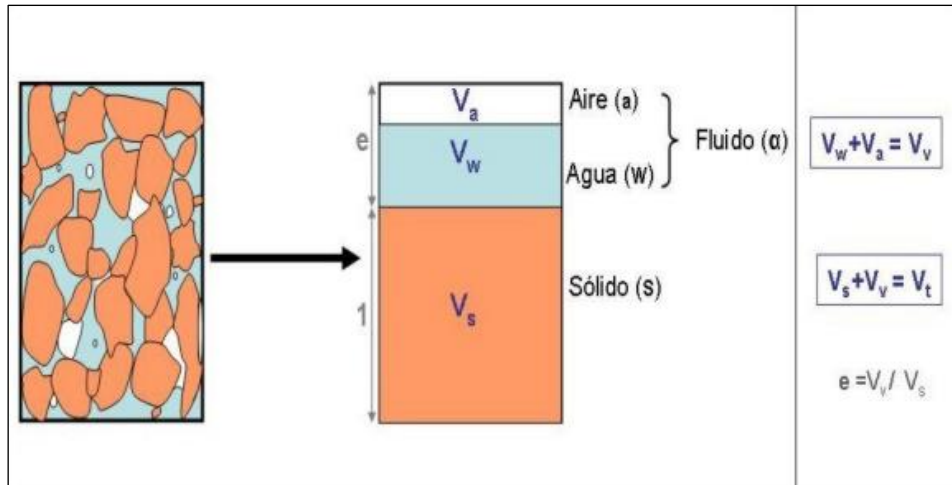


Figura 11. Esquema de una muestra representativa del suelo.

Fuente: (Haddad, 2007)

2.4.2.2. Índice de huecos o relación de vacíos (e)

Este se relaciona directamente con la porosidad de la siguiente forma:

$$\eta = \frac{e}{1 + e} \quad (2.4)$$

2.4.2.3. Saturación (S)

Los huecos pueden estar llenos de gases como el aire (a), líquidos en especial agua (w) o de ambos, cuando las fases fluidas (α) no se pueden mezclar el grado de saturación se estima, así:

$$S_{\alpha} = \frac{V_{\alpha}}{V_v} \quad (2.5)$$

Ahora bien, cuando en los huecos se encuentre aire y agua, se determinará el grado de saturación S_a y S_w , respectivamente, así:

$$S_a = \frac{V_a}{V_v}; S_w = \frac{V_w}{V_v} \quad (2.6)$$

Para todo:

$$S_a + S_w = 1 \quad (2.7)$$

Para suelos saturados $S_a = 0$ y $S_w = 1$, para el caso contrario, cuando se trata de suelos secos, se cumple que $S_a = 1$ y $S_w = 0$, en cualquier otro caso se hace referencia a un suelo parcialmente saturado, siempre y cuando $S_w \neq 0$, (ver Figura 12).

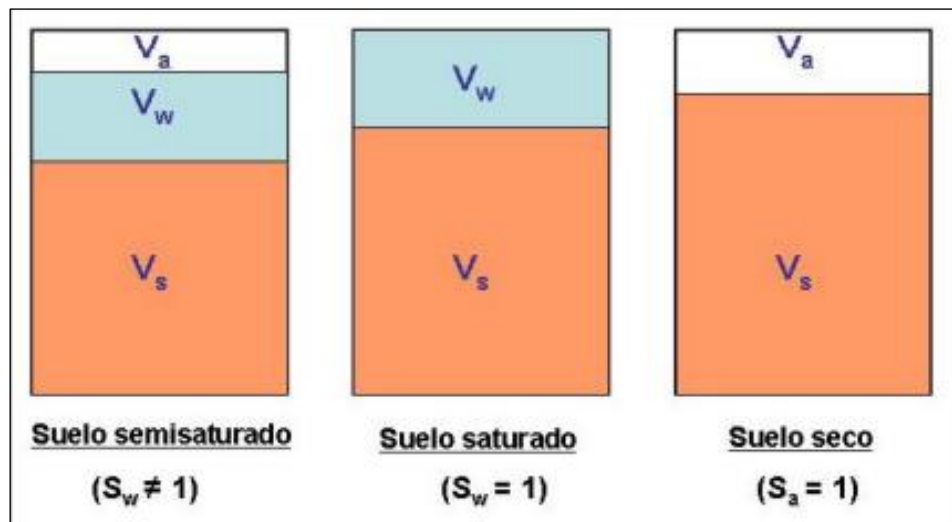


Figura 12. Esquema de los distintos estados de saturación del suelo.

Fuente: (Haddad, 2007)

Cuando el fluido intersticial se compone de agua y partículas de suelo de tamaño fino, se deberá utilizar un modelo reológico apropiado para que represente el comportamiento del fluido en mención.

2.4.2.4. Densidad (ρ)

La densidad de la fase fluida (α), ($\rho^{(\alpha)}$), está dada como la masa de la fase fluida por unidad de volumen total, así:

$$\rho^{(\alpha)} = \eta S_\alpha + \rho_\alpha \quad (2.8)$$

En cuanto a la densidad de la fase sólida ($\rho^{(s)}$) se estima con la siguiente formulación:

$$\rho^{(s)} = (1 - \eta) \rho_s \quad (2.9)$$

2.4.2.5. Coeficiente de compresibilidad (c)

El coeficiente de compresibilidad corresponde a la disminución de volumen de las fases fluida y sólida por el incremento de la presión (p) y del esfuerzo efectivo (σ'), respectivamente.

Se tiene las siguientes expresiones para estimar los coeficientes de compresibilidad del aire, agua y del esqueleto cuando es sometido a una presión de agua:

Compresibilidad del aire (c_a):

$$c_a = -\frac{1}{V_a} \frac{\partial V_a}{\partial p} \quad (2.10)$$

Compresibilidad del agua (c_w):

$$c_w = -\frac{1}{V_w} \frac{\partial V_w}{\partial p} \quad (2.11)$$

Compresibilidad del esqueleto (c_s) debido a la presión del agua (p_w):

$$c_s = -\frac{1}{V_s} \frac{\partial V_s}{\partial p_w} = -\frac{1}{(1 - \eta)V_t} \frac{V_t \partial(1 - \eta)}{\partial p_w} = \frac{1}{1 - \eta} \frac{\partial \eta}{\partial p_w} \quad (2.12)$$

2.4.2.6. Coeficiente de dilatación volumétrica (α)

El coeficiente de dilatación volumétrica debido a cambios de temperatura (T), tiene la siguiente formulación para cada una de las fases (aire, agua y esqueleto):

Coeficiente para la fase aire (α_a) :

$$\alpha_a = \frac{1}{V_a} \frac{\partial V}{\partial T} \quad (2.13)$$

Coeficiente para la fase agua (α_w):

$$\alpha_w = \frac{1}{V_w} \frac{\partial V}{\partial T} \quad (2.14)$$

Coeficiente para la fase esqueleto solido (α_s):

$$\alpha_s = \frac{1}{V_s} \frac{\partial V_s}{\partial T} \quad (2.15)$$

2.4.2.7. Velocidad relativa de Darcy (ω^α)

Esta se refiere a la fase fluida respecto del esqueleto de la mezcla, por lo que depende de la relación de la velocidad de la fase fluida (V_α) con la velocidad del sólido (V_s), así:

$$\omega^\alpha = \eta S_\alpha (v^\alpha - v^s) \quad (2.16)$$

Con:

$$\omega^\alpha = \eta S_\alpha \omega_\alpha \quad (2.17)$$

Utilizando las anteriores expresiones, es posible estimar la velocidad de la fase fluida (v^α) en función de la velocidad de la fase sólida (v^s):

$$v^\alpha = \frac{\omega^\alpha}{\eta S_\alpha} + v^s \quad (2.18)$$

(Darcy, 1856), determinó que, para flujos de tipo laminar, la velocidad media del agua en un medio poroso saturado es linealmente proporcional al gradiente hidráulico:

$$\omega_w = -k_w \nabla(h_w) \quad (2.19)$$

Siendo:

ω_w ; *La velocidad de Darcy*

h_w ; *La carga hidráulica*

k_w ; *El tensor de permeabilidad del medio poroso*

La carga hidráulica se obtiene de la siguiente formula:

$$h_w = z + \frac{p_w}{\gamma_w} \quad (2.20)$$

Siendo:

z ; *La altura en el plano de referencia*

p_w ; *La presión del agua*

γ_w ; *El peso específico del agua*

(Gardner, 1958); (Brooks & Corey, 1966); (Brutsaert, 1968); (Van Genuchten, 1980), presentan una propuesta que generaliza esta ley a problemas de medios

parcialmente saturados siempre que el coeficiente de permeabilidad se exprese en términos del grado de saturación o la presión capilar/succión.

2.4.2.8. Tensiones efectivas

A partir de los tensores parciales de Cauchy para la fase sólida y fluida, $(\sigma^{(s)})$ y $(\sigma^{(\alpha)})$, respectivamente, se obtiene el tensor de tensiones totales, así:

$$\sigma = \sigma^{(s)} + \sum_{\alpha=1}^{n\text{ fases}} \sigma^{(\alpha)} \quad (2.21)$$

Las tensiones parciales se pueden relacionar con las tensiones de los geomateriales de la siguiente forma:

$$\sigma^{(s)} = (1 - \eta)\sigma_s \quad (2.22)$$

Y

$$\sigma^{(\alpha)} = \eta S_\alpha \sigma_\alpha \quad (2.23)$$

Es común que en la Mecánica De Medios Continuos los tensores de las tensiones parciales se desarreglen en componentes hidrostática y desviadora.

$$\sigma^{(\alpha)} = -\eta S_\alpha p_\alpha \mathbb{I} + \eta S_\alpha \mathbf{s}_\alpha \quad (2.24)$$

Donde:

$$\mathbf{s}_\alpha = \text{dev}(\sigma_\alpha)$$

\mathbb{I} ; es el tensor de identidad de segundo grado

Cuando el fluido intersticial se trata de agua, el componente desviador (\mathbf{s}_α) tiende a 0, luego, tenemos que:

$$\sigma^{(\alpha)} = -\eta S_{\alpha} p_{\alpha} \underline{\underline{1}} \quad (2.25)$$

Es de resaltar que se utilizan las componentes del tensor de tensiones de tracción con el signo positivo.

La presión de poros está definida por las siguientes expresiones:

$$\bar{p} = \sum_{\alpha=1}^{nfases} p^{(\alpha)} + \sum_{\alpha=1}^{nfases} S_{\alpha} p_{\alpha} \quad (2.26)$$

Para suelos parcialmente saturados, se tiene que:

$$\sigma = \sigma^{(s)} + \sigma^{(w)} + \sigma^{(a)} \quad (2.27)$$

Donde:

$$\sigma^{(s)} = (1 - \eta)\sigma_s; \sigma^{(w)} = -\eta S_w p_w \underline{\underline{1}}; \sigma^{(a)} = -\eta S_a p_a \text{ y } \bar{p} = S_w p_w + S_a p_a \quad (2.28)$$

Cuando la presión de aire en los huecos es igual a cero, el tensor de tensiones total se expresa, así:

$$\sigma = \sigma^{(s)} + \sigma^{(w)} \quad (2.29)$$

Donde:

$$\sigma^{(s)} = (1 - \eta)\sigma_s; \sigma^{(w)} = -\eta S_w p_w \underline{\underline{1}} \text{ y } \bar{p} = S_w p_w \quad (2.30)$$

Cuando el material es considerado bifásico, es decir, está saturado por agua, se emplean las siguientes ecuaciones:

$$\sigma = \sigma^{(s)} + \sigma^{(w)} \quad (2.31)$$

Donde, para $S_w = 1$:

$$\sigma^{(s)} = (1 - \eta)\sigma_s; \sigma^{(w)} = -\eta p_w \mathbb{I} \text{ y } \bar{p} = p_w \quad (2.32)$$

Quedando el tensor de tensiones efectivas como:

$$\sigma = \sigma' - \bar{p}\mathbb{I} + \eta \sum_{\alpha=1}^{n\text{fases}} S_{\alpha} \mathbf{s}_{\alpha} \quad (2.33)$$

Cuando la tensión desviadora en el fluido intersticial sea nula, la tensión efectiva esta dada por:

$$\sigma' = \sigma - \bar{p}\mathbb{I} \quad (2.34)$$

2.4.2.9. Viscosidad

La viscosidad es una propiedad de los fluidos que mide la resistencia a deformarse por acción de tensiones cortantes /o de tracción.

Se tienen dos tipos de estimaciones, una es la viscosidad dinámica (μ_w), consistente en que la velocidad de deformación de un fluido causa una tensión tangencial (τ_{xy}). Las dimensiones son [M/LT]:

$$\tau_{xy} = \mu_{\alpha} + \frac{dv_x}{dy} \quad (2.35)$$

Por su parte, la viscosidad cinemática (ν_α) está definida por el cociente entre la viscosidad dinámica y la densidad, cuyas dimensiones son $[L^2/T]$.

$$\nu_\alpha = \frac{\mu_\alpha}{\rho_\alpha} \quad (2.36)$$

3. Análisis probabilista de amenaza por deslizamientos y flujos no canalizados

Amenaza de origen geológico se entiende como un “proceso o fenómeno geológico que podría ocasionar la muerte, lesiones u otros impactos a la salud, al igual que daños a la propiedad, la pérdida de medios de sustento y de servicios, trastornos sociales y económicos, o daños ambientales” (Naciones Unidas UNISDR, 2009).

El análisis estocástico de la amenaza por movimientos en masa corresponde al estudio de la probabilidad de ocurrencia de un deslizamiento dada la interrelación de los factores condicionantes y los factores disparadores para cada uno de los escenarios de amenaza o estabilidad definidos; luego de obtener la probabilidad total anual de iniciación, se requiere simular el comportamiento de la masa de suelo a moverse durante su propagación en términos estocásticos, siendo la amenaza la relación que tiene la probabilidad de iniciación con la probabilidad de propagación de la masa.

3.1. Iniciación

Desde el punto de vista de la geotecnia, los deslizamientos se originan con la variación del estado de esfuerzos del suelo, como resultado de la interacción de factores extrínsecos e intrínsecos, dentro de los factores externos, los más representativos son las lluvias, los sismos y la actividad antrópica, mientras que, la litología, la geomorfología, hidrogeología y la geotecnia son las características internas más relevantes.

Los factores extrínsecos tienden a presentar gran variabilidad temporal, por su parte, los factores intrínsecos varían de forma espacial predominantemente, teniendo en cuenta esto, en un análisis probabilista de la ocurrencia de un deslizamiento se debe considerar la probabilidad de que se presente cada factor de forma particular.

Los análisis de estabilidad de laderas se realizan empleando métodos cualitativos o cuantitativos.

“Los métodos cualitativos se basan en el juicio de expertos, que emplean información sobre deslizamientos que ya se han producido en la región estudiada. Son difíciles de aplicar a regiones extensas” (van Westen, Seijmonsbergen, & Mantovani, 1999).

“Los métodos cuantitativos permiten un mayor refinamiento, y, a su vez, existen dos grandes grupos” (Chae, Park, Catani, Simoni, & Berti, 2017).

Métodos cualitativos basados en datos, se han empleado a partir de información existente de deslizamientos ocurridos, cuyos registros describen la espacialidad y temporalidad de cada uno de los fenómenos, ejemplos de esto son los métodos estadísticos bivariados o multivariados.

Por su parte, (Lu & Rosenbaum, 2003) y (Min & Yoon, 2021), se destacan por emplear técnicas basadas en inteligencia artificial y machine learning.

Respecto de los métodos cualitativos existen aquellos modelos físico matemáticos, también llamados "physically based methods". Estos modelos se basan en la física del problema, cada uno con diferentes grados de complejidad, donde los más complejos utilizan los parámetros que se obtienen de ensayos avanzados.

Los menos complejos, permiten realizar estudios estocásticos considerando la variabilidad espacial y temporal de los factores que determinan la falla.

A continuación, se relacionan los métodos más comunes para el análisis de iniciación de deslizamientos:

- i) Deslizamiento infinito
- ii) Métodos de rebanadas o basados en círculos de deslizamiento
- iii) Deslizamiento infinito consistente
- iv) Modelos en Elementos o Diferencias Finitas, con o sin acoplamiento de la presión intersticial

3.1.1. Talud infinito

El modelo de Talud infinito es una de las aproximaciones más sencillas que permiten conocer las condiciones de estabilidad de una ladera en la que se puede desencadenar un deslizamiento superficial (Kamai, 1991), (Rosso, Rulli, & Vannucchi, 2006), (Griffiths, Huang, & Fenton, 2011).

Las principales hipótesis son:

- i) El deslizamiento se considera bidimensional. En la Figura 13 se representa el deslizamiento en unos ejes X y Z orientados según la base del deslizamiento y normal a ella, respectivamente.
- ii) Ninguna magnitud varía respecto de X, siendo constantes tanto en X como en Y. Tan sólo existen variaciones en Z.
- iii) El problema se considera en un tiempo fijo, en condiciones a las que se ha llegado tras un período de lluvia. Se pueden considerar aceleraciones sísmicas.

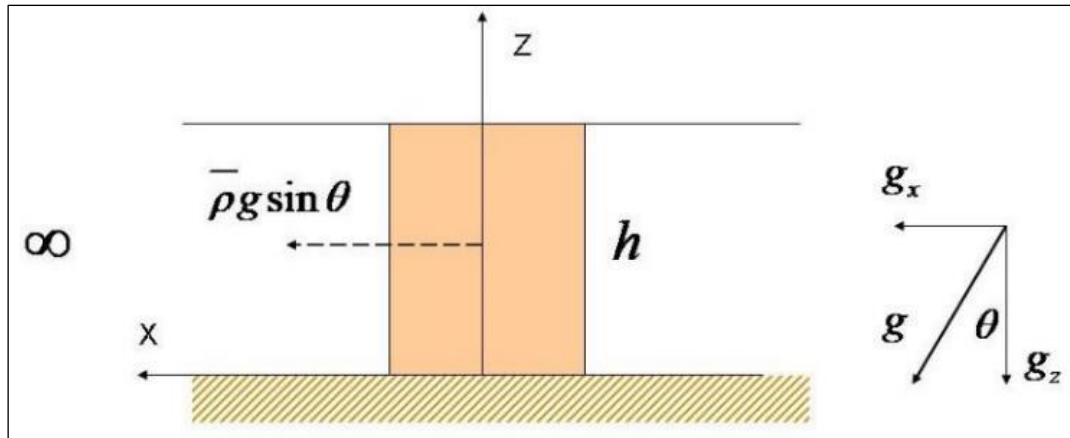


Figura 13. Talud infinito

Fuente: (Pastor, y otros, 2021)

Se puede considerar una columna de suelo que consta de una zona inferior saturada y de una capa superior no saturada, (ver Figura 14).

En ella, se introduce la magnitud α_{sat} que es la fracción del espesor total h que está saturado $h_{sat} = \alpha_{sat} h$

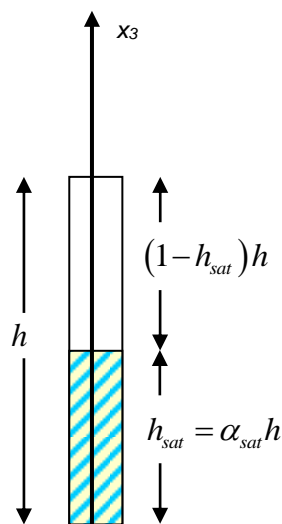


Figura 14. Esquema de columna de suelo parcialmente saturada.

Fuente: (Pastor, y otros, 2023)

Las componentes según X y Z de las fuerzas de gravedad resultan ser:

$$\begin{aligned} X &: \bar{\rho} g \sin \theta \\ Z &: \bar{\rho} g \cos \theta \end{aligned} \quad (3.1)$$

La tensión efectiva en la base, en el caso de que no exista presión intersticial en exceso de la hidrostática es:

$$\sigma_b' = \bar{\rho}' g h \cos \theta \quad (3.2)$$

Y en el caso de que exista una presión intersticial en exceso es:

$$\sigma_b' = \bar{\rho}' g h \cos \theta - \Delta p_{wb} \quad (3.3)$$

Siendo Δp_{wb} el exceso de presión intersticial en la base.

Las fuerzas de resistencia al deslizamiento en la base, dependen de la cohesión y del ángulo de rozamiento ϕ entre la base y el suelo de la columna. Siendo:

$$\tau_b = c + (\bar{\rho}' g h \cos \theta - \Delta p_{wb}) \tan \phi \quad (3.4)$$

Definiendo el coeficiente de seguridad frente a la iniciación del deslizamiento como el cociente entre las fuerzas que tienden a iniciarlo y la resistencia, se llega a:

$$FoS = \frac{c}{\bar{\rho} g h \sin \theta} + \frac{\bar{\rho}' \tan \phi}{\bar{\rho} \tan \theta} (1 - \Delta \hat{p}_{wb}) \quad (3.5)$$

Siendo $\Delta\hat{p}_{wb}$ la relación entre el exceso de presión intersticial que causa la licuefacción en la base.

En el caso de que se desee tener en cuenta una aceleración debida a un terremoto, la fórmula anterior es:

$$FoS = \frac{c + \bar{\rho}' g h \cos \theta \left\{ (1 - \Delta\hat{p}_{wb}) - \frac{PGA \bar{\rho} \sin \theta}{g \bar{\rho}' \cos \theta} \right\} \tan \phi}{\bar{\rho} h (g \sin \theta + PGA \cos \theta)} \quad (3.6)$$

Donde se ha supuesto que la aceleración del terremoto, PGA , tiene lugar a lo largo del eje X.

3.1.2. Talud infinito consistente o 3D

Propuesto por (di Prisco & Pisanò, 2011), empleado por: (di Prisco, Pastor, & Pisanò, 2011), (Pisanò & Pastor, 2011) y (Pastor, y otros, 2015), difiere del clásico talud infinito en que se permiten deformaciones y desplazamientos verticales, de forma que pueden estudiarse deformaciones volumétricas, así como, la evolución de presiones intersticiales. Se considera también un comportamiento del deslizamiento que puede evolucionar en el tiempo, y se pueden emplear ecuaciones constitutivas avanzadas.

En la Figura 15, se puede ver esquematizado un estado tensional general que puede reproducirse con este modelo.

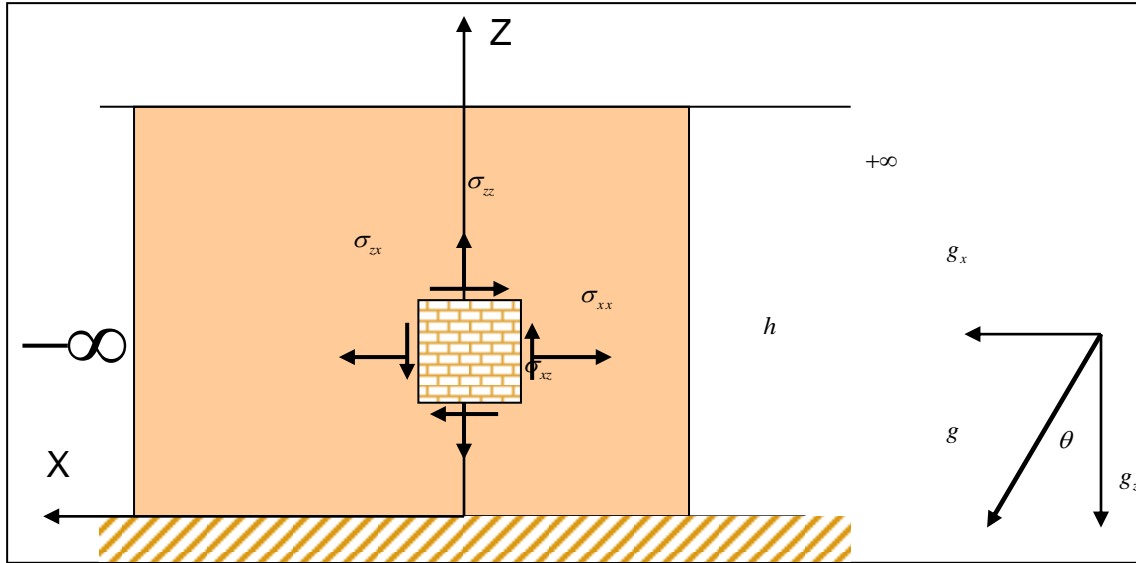


Figura 15. Talud infinito consistente o 3D

Fuente: (Pastor, y otros, 2021)

Las variables en las que se basa el modelo de talud infinito consistente o 3D son:

a) *vector velocidad* $\mathbf{v} = [v_x \quad v_y]^T$

b) *vector de tensiones* $\boldsymbol{\sigma} = [\sigma_x \quad \sigma_y \quad \tau_{xy} \quad \sigma_z]^T$

c) *vector de deformaciones* $\boldsymbol{\varepsilon} = [0 \quad \varepsilon_y \quad \gamma_{xy} \quad 0]^T =$
 $= \left([\varepsilon_x \quad \varepsilon_y \quad \gamma_{xy} \quad \varepsilon_z]^e + [\varepsilon_x \quad \varepsilon_y \quad \gamma_{xy} \quad \varepsilon_z]^{vp} \right)^T$

(4)

d) *matriz de rigidez elástica* $\mathbf{D} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & D_{14} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & D_{24} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & D_{34} \\ D_{41} & D_{42} & D_{43} & D_{44} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \lambda + 2G & \lambda & 0 & \lambda \\ \lambda & \lambda + 2G & 0 & \lambda \\ 0 & 0 & G & 0 \\ \lambda & \lambda & 0 & \lambda + 2G \end{bmatrix}$

e) *vector de fuerzas de masa* $\mathbf{b} = [b_x \quad b_y]^T = [-\rho g \sin \alpha \quad \rho g \cos \alpha]^T$

f) *operador de deformación-desplazamientos* $\mathbf{L} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & \partial/\partial y & 0 \\ 0 & \partial/\partial y & 0 & 0 \end{bmatrix}^T$

donde λ es la primera constante de Lamé relacionada con el módulo de Young E y el coeficiente de Poisson por la expresión $\lambda = E\nu / ((1+\nu)(1-2\nu))$, G es el módulo elástico de corte, y g es la aceleración de la gravedad.

Para el comportamiento no lineal del material, se puede emplear una ley de tipo viscoplástico (Perzyna) con una superficie de fluencia tipo Von Mises, Mohr-Coulomb, Cam-Clay, etc.

Ha sido aplicado por (Pastor, y otros, 2015) para estudiar la propagación de deslizamientos. En la Figura 16, se da un ejemplo en el que se puede ver el perfil de velocidades obtenido con una ecuación constitutiva 3D, basada en la viscoplasticidad de Perzyna.

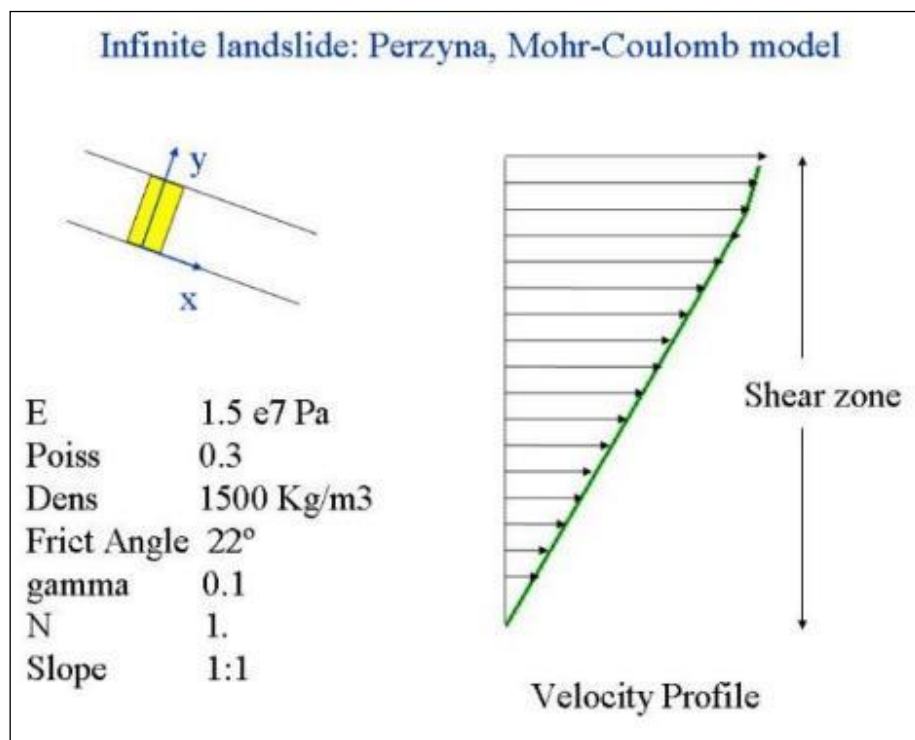


Figura 16. Resultados de un cálculo realizado con un modelo de talud infinito consistente

Fuente: (Pastor, y otros, 2015)

Este modelo se implementa en elementos finitos dinámicos con presión intersticial acoplada, empleando un algoritmo tipo Taylor-Galerkin.

3.1.3. Métodos basados en las líneas de deslizamiento

El análisis de la estabilidad de taludes inicialmente se realizaba mediante el empleo de los métodos de líneas de deslizamiento o *slip lines*, los teoremas de colapso plástico (Feinberg, 1948) y de equilibrio límite. Estos últimos, aún se encuentran vigentes.

Luego se proponen los métodos simplificados para analizar las condiciones de rotura en taludes y laderas, basados en el equilibrio de una masa de suelo o roca a partir de considerar una posible superficie de falla. Los más empleados han sido (Fellenius, 1927), (Bishop, 1955), (Janbu, 1968) y (Morgenstern & Price, 1965). Estos métodos están relacionados con los teoremas de colapso plástico por (Davis & Selvadurai, 2005).

Los modelos en mención se adaptan a problemas tridimensionales, donde se destacan los trabajos de (Hovland, 1977), (Hung, 1987) y la implementación propuesta por (Mergili, y otros, 2014).

Las hipótesis en las que se soportan el teorema de colapso plástico y métodos de equilibrio límite consisten en suponer que las tensiones en rotura están situadas en la superficie de rotura y que en la falla ocurre una discontinuidad en el campo de desplazamientos concentrados en la zona de debilidad que se asemeja a una curva vista en un plano de dos dimensiones y a una superficie vista en 3D, a esta hipótesis se le conoce como “rotura o falla localizada”, no obstante, estas premisas no se satisfacen siempre ya que aun cuando la falla se produce con estados tensionales localizadas al interior de la superficie de Mohr Coulomb, sin que hubiese concentración de deformaciones o discontinuidad en el campo de desplazamientos. A esto se le conoce como “rotura o falla difusa”.

La falla localizada es un comportamiento característico en las arcillas sobreconsolidadas y las arenas muy densas, donde se presenta concentración de la deformación plástica en franjas de poco espesor, mientras que, la rotura difusa se da en geomateriales de baja densidad, en estos, además, se presentan

deformaciones volumétricas en forma de contracción del esqueleto sólido, lo que provoca el incremento de la presión intersticial en los poros, por ende a la disminución de los esfuerzos efectivos en el esqueleto, provocando la falla. Derivado de esto, ocurren dos situaciones, una de ellas es asociada a la consolidación y disipación del exceso de presión de poros y la otra tiene que ver con la aplicación de cargas, cuando la velocidad aplicación de la carga es superior al tiempo que tarda el geomaterial en disipar el exceso de presión de poros, produce la falla. La escuela de Grenoble estudia este mecanismo, así como, el grupo de trabajo de (Fernández Merodo, y otros, 2004) (Fernández Merodo, y otros, 2004), cuya aplicación se da a los deslizamientos de laderas; es el caso de la licuefacción de estratos de arenas saturadas bajo la acción de un terremoto, la rotura de la Presa inferior de San Fernando o deslizamientos rápidos como el de Las Colinas en El Salvador (Zienkiewicz, Chan, Pastor, Shrefler, & Shiomi, 1999), (Fernández Merodo, y otros, 2004) y (Fernández Merodo, Tamagnini, Pastor, & Mira, 2005).

Dado que las hipótesis fundamentales de los métodos simplificados de equilibrio límite no se cumplen siempre, es decir, que la falla tenga lugar en una superficie donde se localiza la deformación y que los estados de tensión se concentren también en la superficie de falla. Se requiere utilizar modelos avanzados basados en elementos finitos, diferencias finitas o métodos sin malla, como el SPH o el MPM, para su análisis.

Programas de computadoras como el SLIDE o SLOPE implementan métodos de cálculo simplificados, considerando presiones intersticiales y aceleraciones sísmicas.

En la Figura 17 se da un ejemplo de un cálculo realizado con el programa SLIDE

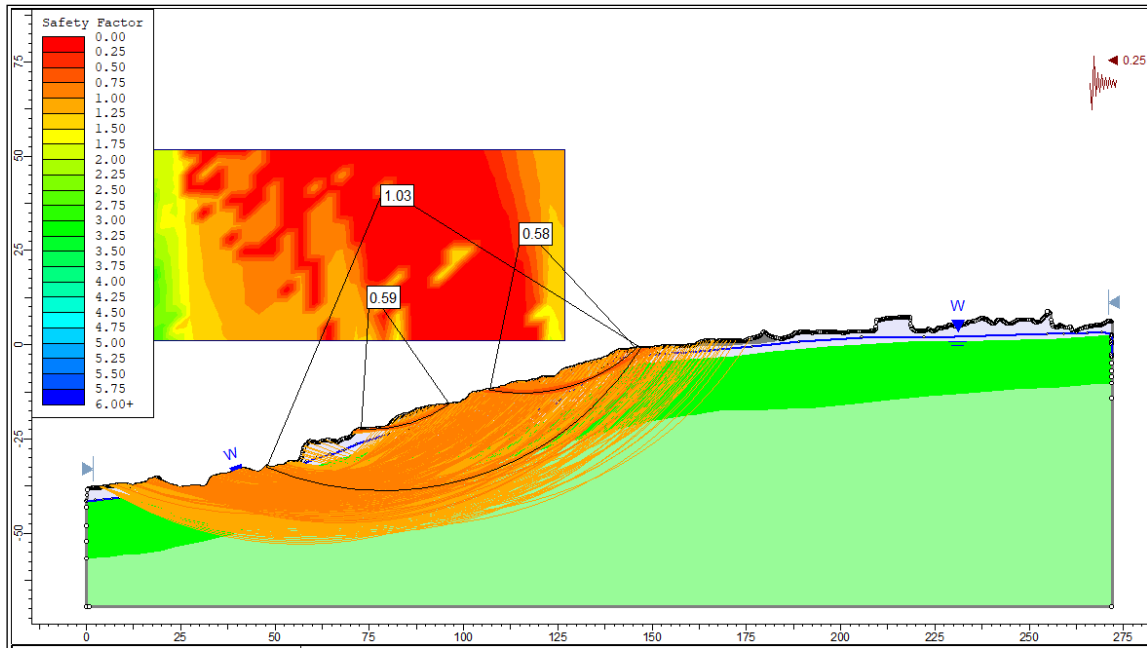


Figura 17. Resultados de un caso resuelto con el programa SLIDE

Fuente: autor

3.1.4. Modelos avanzados

Los modelos avanzados utilizados para el análisis y cuantificación de la amenaza por deslizamientos a escala detallada, constan de un modelo matemático que describe el acoplamiento del esqueleto sólido y los fluidos intersticiales, de una ecuación constitutiva que describe el comportamiento del suelo en estado de esfuerzo deformaciones y un modelo numérico en el que se discretizan los sistemas de ecuaciones de los dos modelos anteriores, como es el caso de elementos y diferencias finitas, SPH, entre otros.

El acoplamiento del esqueleto sólido y los fluidos intersticiales en los geomateriales, se ha incorporado a la mayoría de los programas de elementos finitos, con mayor o menor grado de aproximación (Plaxis, GeHoMadrid, ABAQUS, FLAC, etc.), siendo las ecuaciones constitutivas de cada uno, el aspecto diferenciador.

En la modelación de deslizamientos de laderas los mayores desafíos se encuentran en:

- La correcta interpretación de las condiciones hidrogeológicas más relevantes.
- Establecer el estado inicial de esfuerzos “insitu”.
- Selección del modelo constitutivo.
- Geometría del problema y disponibilidad de los insumos cartográficos suficientes y a la escala adecuada.
- Tamaño de la malla (1/2).

Para casos de falla localizada, según (M. Pastor), se tiene que:

- La malla fina define de forma más precisa banda de cortante.
- En el caso de mallas más gruesas, tienden a sobre estimar la respuesta del material y el mecanismo de falla es más “dúctil” que el real.
- Al emplear plasticidad para modelar la rotura, el problema pasa a estar mal planteado matemáticamente, al pasar de elíptico a hiperbólico en el caso estático, y de hiperbólico a elíptico en el caso dinámico. Para solucionar este problema pueden emplearse modelos de tipo viscoplástico, o bien técnicas de regularización como las basadas en el uso de modelos no locales, de Cosserat, etc. (Vardoulakis & Sulem, 1995)
- Los resultados dependen, de forma artificial, tanto del tamaño de la malla como de su estructura (alineación).

En la Figura 18, se muestra el modelado de la falla de un talud vertical modelado con diferentes tamaños de mallas.

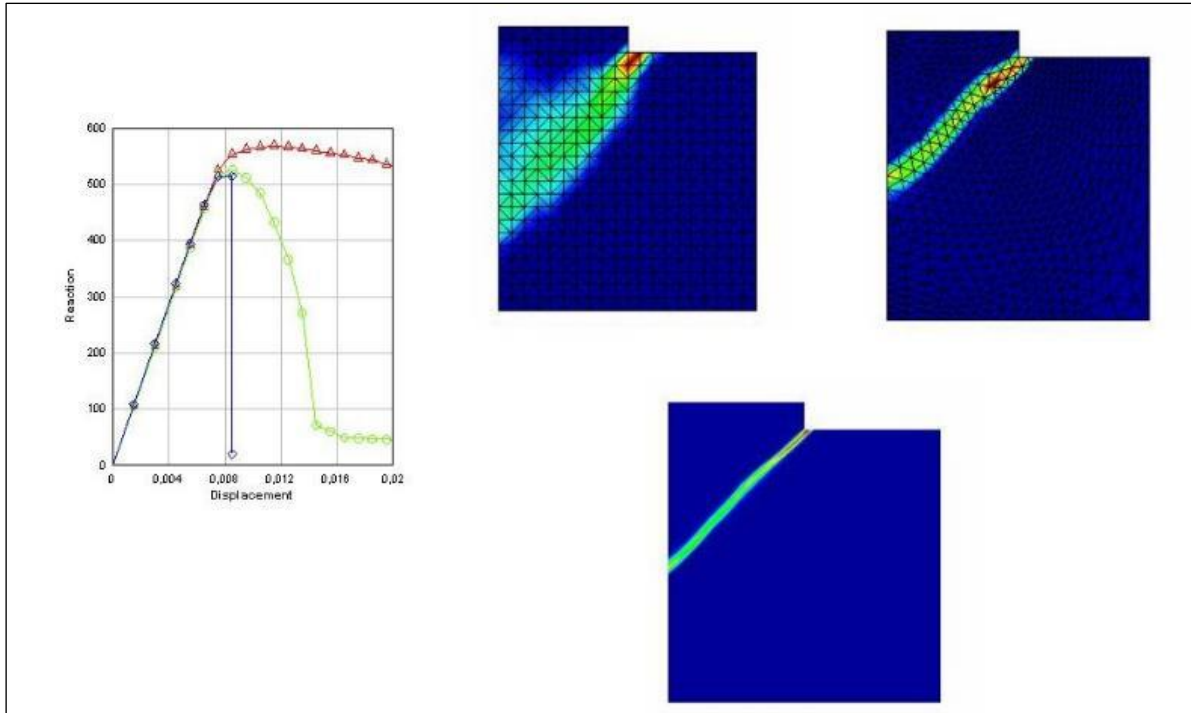


Figura 18. Influencia del tamaño de la malla en la fragilidad de rotura y el espesor de banda de cortante.

Fuente: (Manzanal, y otros, 2022)

Al generar mallas de elementos finitos, es indispensable evitar que se presenten efectos de alineación de la falla con el mallado. Este problema aparece en la mayoría de los elementos basados en desplazamientos.

Los resultados de la orientación de la malla para el caso de un talud vertical se presentan en la Figura 19.

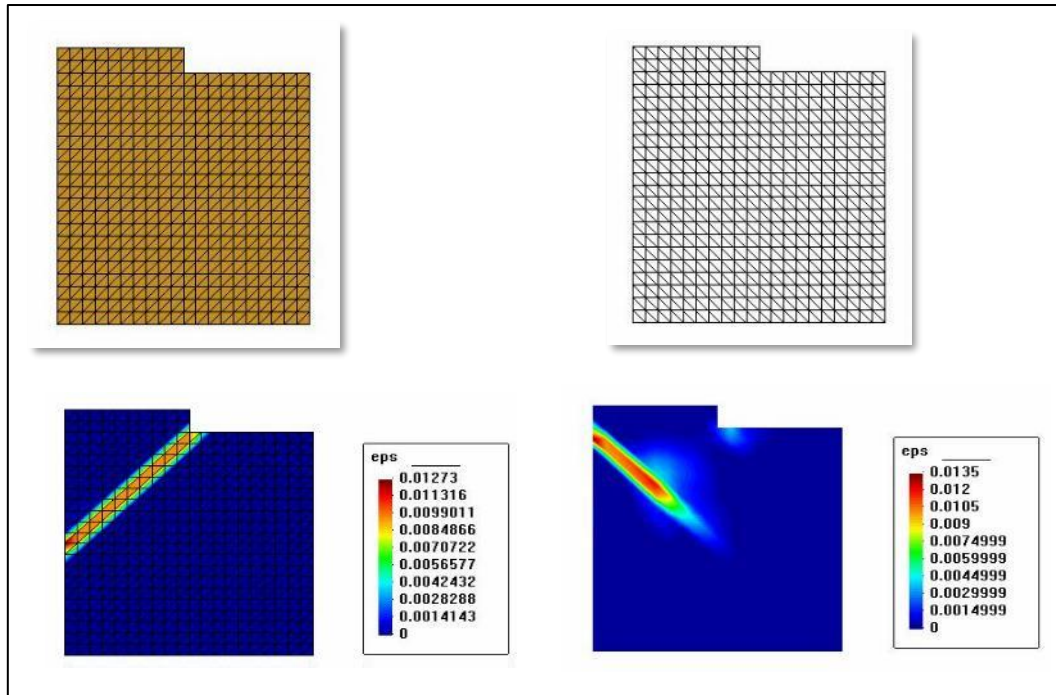


Figura 19. Influencia de la alineación de la malla en el análisis de la rotura de un talud vertical en un suelo cohesivo. La carga aplicada es de tipo puntual, en el centro de la zapata superior.

Fuente: (Manzanal, y otros, 2022)

- Tamaño de malla (2/2).

Según (M. Pastor), se tiene que:

En la modelación de problemas dinámicos existe una dependencia de la malla debido a que el amortiguamiento numérico varía, además, del algoritmo empleado, del número de Courant (relación entre las velocidades de propagación de la onda física y numérica), así como, en la relación entre la longitud de onda característica y el tamaño de la malla. En general, para un número de Courant dado, hay que emplear mallas tales que una longitud de onda esté modelada con un número de unos 20 elementos finitos).

- Influencia del tipo de elemento a emplear en el análisis.

“Elementos con integración reducida o selectiva, usando, por ejemplo, elementos de tipo cuadrático en desplazamientos con una regla de

integración reducida para las componentes volumétricas de la matriz de rigidez tangente. En el caso de problemas acoplados, la interpolación del campo de presiones debe ser bilineal.

Elementos con campos de deformaciones supuestas (enhanced strain methods), introducidos por (Simo & Rifai, 1990). El problema que presentan es su uso en problemas acoplados, debiendo emplearse técnicas de estabilización como las propuestas por (Mira, Pastor, Li, & Liu, 2003).

Elementos mixtos tensión-velocidad-presión intersticiales, como los propuestos por (Mabssout & Pastor, 2003), que permiten utilizar elementos sencillos sin que aparezcan efectos de alineación”. (M. Pastor, 2023, sin publicar)

- Condiciones de contorno.

En la modelación numérica de la estabilidad de taludes, los contornos de los modelos utilizados son impuestos, de la tal forma que, el análisis se circunscribe al área delimitada.

De acuerdo con (M. Pastor), cuando se trata de problemas cuasi estáticos, o con deformaciones y desplazamientos relativamente lentos, pueden imponerse condiciones de desplazamientos o tensiones tangenciales prescritas. Sin embargo, al estudiar problemas dinámicos, se debe poder dejar salir del dominio las ondas generadas en el mismo (contornos transparentes).

3.1.5. Modelos constitutivos

3.1.5.1. Superficies de rotura

Cuando el estado de tensiones de un material se sitúa por debajo de la superficie de rotura se considera que su comportamiento es elástico donde se asumen que las

deformaciones no son permanentes. Además del modelo de rotura de Mohr-Coulomb, propuesto por (Coulomb, 1773), se emplean los criterios de rotura de (Tresca, 1864) y (Von Mises & Huber, 1913), los cuales no dependen del esfuerzo de confinamiento como ocurre con el criterio de Mohr-Coulomb. Por su parte (Drucker & Prager, 1952a) presentan un criterio similar al de Mohr-Coulomb, cuya envolvente de resistencia en tres dimensiones es un cono.

Se debe tener en cuenta que, los criterios de Tresca y Von Mises son aplicables únicamente a suelos saturados sometido a cargas rápidas, mientras que Mohr-Coulomb o Drucker-Prager se modelan de mejor forma a las condiciones de laderas reales de las laderas, además que, se pueden incluir la presión intersticial.

La sección de la superficie de rotura de Mohr-Coulomb dada por un plano desviador (q de p' constante) es un hexágono irregular debido a que el ángulo de fricción interna del material también es constante; la propuesta de Drucker-Prager, corresponde a una superficie circular ya que el ángulo de fricción varía, (ver Figura 20).

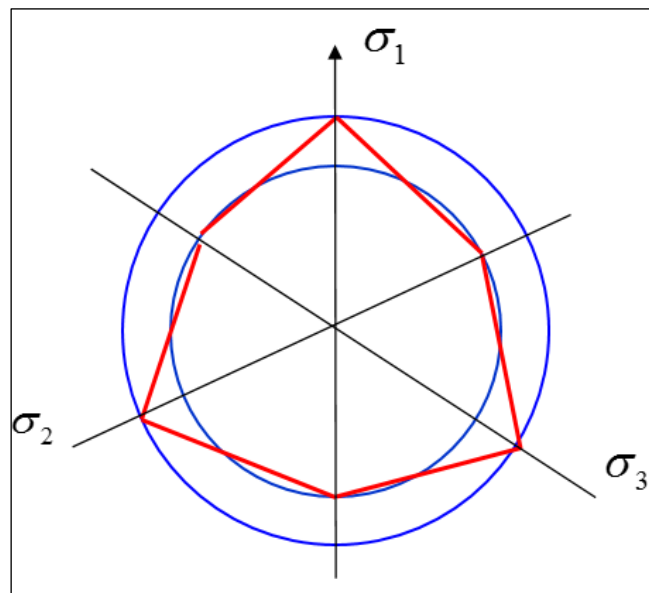


Figura 20. Secciones de los criterios de Drucker Prager (círculo) y Mohr-Coulomb (hexágono).

Fuente: (Manzanal, y otros, 2022)

3.1.5.2. Modelos de plasticidad clásica.

En estos modelos la superficie de fluencia y rotura, coinciden. De acuerdo con los criterios Mohr-Coulomb y Drucker Prager, el tamaño de la superficie de fluencia depende de cohesión y el ángulo de fricción interna del material, en estos modelos es posible considerar el concepto de reblandecimiento del material (softening) si la cohesión y el ángulo de fricción disminuyen con la deformación plástica, siendo esto los típicos casos de rotura localizada.

Los modelos en mención, requieren de considerar el ángulo de dilatancia, así las cosas, el potencial plástico difiere de la superficie de fluencia conocida como plasticidad no asociada.

3.1.5.3. Modelos tipo Cam Clay

En la propuesta de (Roscoe, Schofield, & Thurairajah, 1963), se establece el desarrollo de programas que se emplean para el análisis del comportamiento acoplado de cimentaciones, cuyas premisas se relacionan a continuación:

- El material al alcanzar estado denominado crítico bajo carga constante se deforma sin cambiar de volumen.
- Haciendo uso de modelos plásticos donde la fluencia y potencial plástico de tipo cerrado, es posible recrear de manera acertada el comportamiento del suelo en ensayos de laboratorio.
- El tamaño de la superficie de fluencia depende del índice de huecos del material y no de su densidad.
- La ley de endurecimiento puede obtenerse de ensayos de compresión isotrópica de forma sencilla.

Los modelos tipo Cam Clay se aplican a suelos granulares densos o sueltos por (Nova, 1977) y (Wilde, 1997), de esta forma modelar su licuefacción. Para lo cual, consideraron:

- Leyes de flujo no asociadas.
- Reglas de endurecimiento mixtas dependientes de la deformación plástica a cortante.

Para algunos problemas de deslizamientos se debe incluir la disminución o degradación de la cementación entre partículas, como se muestra en (Fernández Merodo, Tamagnini, & Mira, 2005), en el análisis de la estabilidad de taludes para Las Colinas en El Salvador, 2001.

(Alonso, Gens, & Josa, 1990) establecen el primer modelo consistente para suelos no saturados. Luego varios autores toman este estudio (Bolzon, Schrefler, & Zienkiewicz, 1996), (Santagiuliana & Schrefler, 2006), (Loret & Khalili, 2000), (Gallipoli, Gens, Sharma, & Vaunat, 2003a), (Tamagnini, 2004), (Tamagnini & Pastor, 2004), (Fernández Merodo, Tamagnini, & Mira, 2005), (Laloui & Nuth, 2005) y (Manzanal, Pastor, & Merodo, 2011). Estos modelos permiten tener aproximaciones de rotura localizada y de rotura difusa. Como principal limitación de estos modelos es que no permiten los análisis de deslizamientos detonados por cargas cíclicas y dinámicas, como lo son los casos de sismos.

3.1.5.4. Modelos para cargas cíclicas y dinámicas

(Mroz, 1967) es el primer autor en proponer modelos constitutivos que permiten realizar análisis materiales sometidos a carga cíclica, donde se utilizan criterios de plasticidad con endurecimiento cinemática.

“En ellos se sustituía la superficie de fluencia de los modelos de plasticidad clásicos por una familia de superficies de fluencia anidadas que podían trasladarse o variar de tamaño, asociando a cada una un módulo plástico. Estos modelos fueron

aplicados a suelos por (Mroz, Norris, & Zienkiewicz, 1978) y (Prévost, 1977), aunque los resultados reproducían el crecimiento de la deformación plástica bajo la aplicación sucesiva de ciclos de carga, no eran capaces de describir aspectos como la licuefacción”.

Los modelos mejorados incluyen endurecimiento anisotrópico, en el que la superficie de fluencia puede girar (Ghaboussi & Momen, 1892), ellos reproducen la densificación bajo carga cíclica en arenas y el incremento de la presión intersticial en ensayos no drenados, las contribuciones más sobresalientes en este campo, son realizadas por (Hirai, 1987), (Cambou & Lanier, 1988) y (di Prisco, Nova, & Lanier, 1993).” (M. Pastor)

Según (M. Pastor), el principal inconveniente de modelos de endurecimiento cinemático, anisotrópico o mixto, se refiere al coste de cálculo necesario para integrar las ecuaciones diferenciales del modelo. Por ello, (Krieg, 1975) y (Dafalias & Popov E.P., 1975) presentaron simplificaciones que constan de dos superficies, una exterior límite y una interior dentro de ésta que puede adoptar cualquier valor dentro, siendo similar a la propuesta de (Hashiguchi & Ueno, 1977). Los modelos de superficie límite se aplican de forma sencilla a suelos cohesivos (Dafalias & Herrmann, 1982) y granulares sometidos a cargas cíclicas llevados a la falla y movilidad cíclica, desde 1985 dichos modelos son objeto de constantes mejoras, de tal forma que la mayoría de modelos de plasticidad clásica pueden ser adaptado a modelos de superficie límite, para lo cual se requiere establecer las reglas de interpolación para el módulo plástico y la dirección del flujo plástico dentro de la superficie exterior o límite.

Otros modelos comúnmente utilizados son los denominados como de plasticidad generalizada, en los que no se emplean superficies de fluencia ni potenciales plásticos, postulándose directamente las direcciones discriminantes de carga-descarga y de flujo plástico, así como el módulo plástico. Esta teoría fue propuesta por (Zienkiewicz & Mroz, 1985), aplicada a suelos por (Pastor & Zienkiewicz, 1986) y (Pastor, Zienkiewicz, & Chan, Generalized Plasticity and the modelling of soil behaviour, 1990). Estos modelos se mejoraron al incluir parámetros de estado para suelos granulares y descohesión, los cuales también han sido aplicados a suelos no saturados.

(Cuéllar V., 1977), (Zienkiewicz, Chan, Pastor, Shrefler, & Shiomi, 1999) y (López-Querol

& Blázquez, 2006), en sus estudios incluyen las deformaciones acumuladas originadas por los ciclos de carga de forma independiente como un segundo mecanismo de deformación.

3.1.5.5. Modelos dependientes del tiempo - Viscoplasticidad

Es correcto mencionar que los geomateriales involucrados en deslizamientos tienen comportamiento viscoplástico cuando los desplazamientos se incrementan en el tiempo estando bajo carga constante. (Corominas, Moya, Ledesma, Lloret, & Gili, 2005) y (Herrera, y otros, 2009), han utilizado para análisis de problemas de estabilidad de laderas o taludes.

Dentro de los modelos viscoplásticos sobresalen los de Perzyna, Duvaut-Lions o la viscoplasticidad consistente, Los modelos de tipo Perzyna se desarrollan a partir de modelos elastoplásticos, con inclusiones de superficies de fluencia, potenciales plásticos y reglas de endurecimiento, donde las diferencias más importantes es que la velocidad de deformación depende de la distancia que hay entre los estados de tensión y la superficie de fluencia cuando los hay.

3.1.6. Análisis probabilista de iniciación

Como es conocido, los modelos existentes para el cálculo de la geoestructuras y cimentaciones tienen diferentes grados de precisión del comportamiento de estas.

Los modelos matemáticos describen los aspectos y fenómenos característicos de cada proceso, por su parte, los modelos constitutivos recrean el comportamiento del material, por su parte, en los moldeos numéricos se conjugan ambos.

La precisión de los resultados dependerá de la calidad de los modelos generados y de la cantidad y calidad de datos de entrada que se usen en cada análisis. Sin embargo, es importante considerar que los fenómenos y materiales de origen geológico, así como, los de origen hidroclimatológico tienen una gran incertidumbre en su caracterización.

De variables intervinientes en los modelos de estudios, se pueden considerar dos grupos, (i) aquellas que dependen del espacio y (ii) las que se pueden considerar constantes en la zona estudiada, pero que dependen del tiempo.

En cuanto a las variables con más peso en la construcción de un modelo para el estudio de deslizamientos, son los asociados a la geometría, posición del nivel freático, la distribución de humedad o grado de saturación del terreno, régimen de precipitaciones e infiltración, propiedades mecánicas de los geomateriales involucrados y su homogeneidad.

Dada la heterogeneidad espacial o temporal de las variables en mención, es necesario considerar en los análisis de estabilidad la variabilidad de estos. Tal y como (Fenton, 1999), (El-Ramly, Morgerstern, & Cruden, 2006), (Griffiths & Fenton, 2004), (Hicks & Onisiphorou, 2005) introdujeron variaciones estocásticas en el dominio o zona de estudio dentro de una análisis con elementos finitos.

En modelos más sencillos como el de talud infinito, tradicionalmente se ha considerado la variabilidad de los geomateriales en profundidad para cada capa homogenizada de suelos, en la heterogeneidad de los valores de las propiedades mecánicas de los geomateriales, tales como la cohesión y el ángulo de fricción interna. (Griffiths, Jinsong, & Gordon, 2011) proponen que, pese a que se homogeniza los geomateriales con comportamientos mecánicos similares por capas, la falla no necesariamente se da en la base de estas, en la Figura 21 y Figura 22, se observa de forma conceptual la distribución espacial en profundidad de las propiedades y la falla.

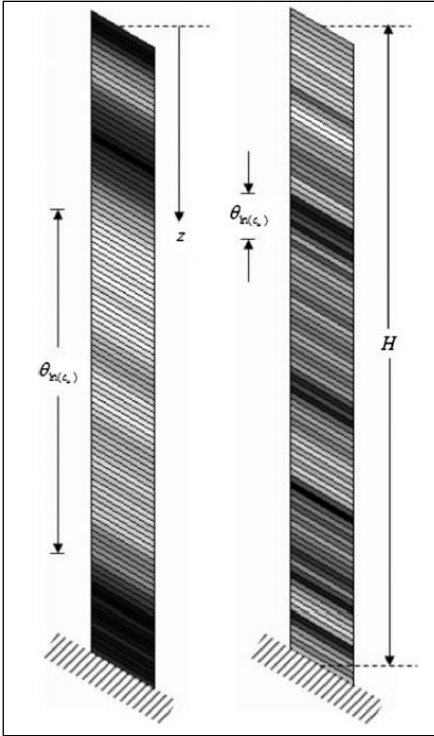


Figura 21. Típicos campos aleatorios de la cohesión empleados en el análisis
Fuente. (Griffiths, Jinsong, & Gordon, 2011)

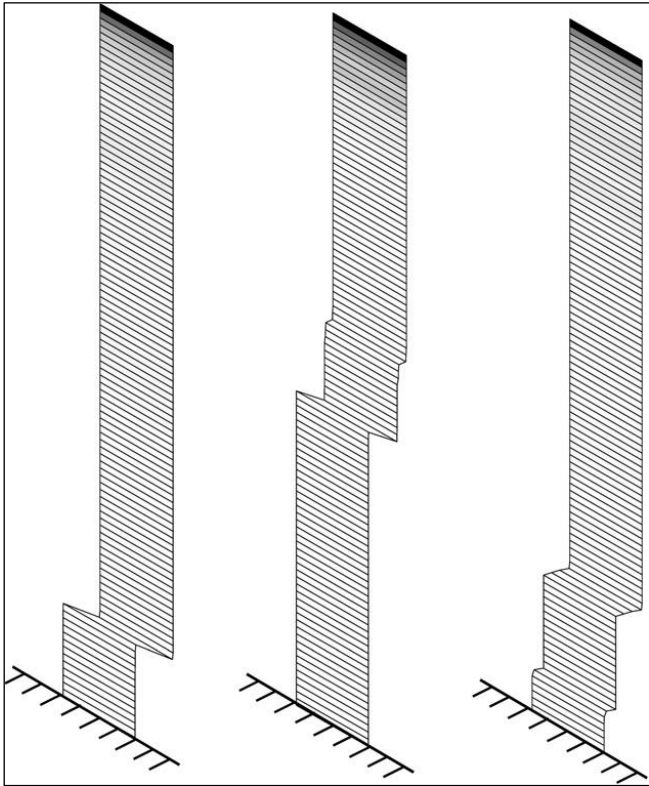


Figura 22. Mecanismos típicos de rotura encontrados
Fuente. (Griffiths, Jinsong, & Gordon, 2011)

Los métodos probabilistas comúnmente utilizados se pueden dividir en:

- Aquellos en los que no se considera la variabilidad espacial (Duncan, 2000).
- Los que tienen en cuenta la variabilidad espacial e introducen una longitud característica, basados en teorías de campos aleatorios y que emplean funciones de autocorrelación espacial para caracterizar el problema (Vanmarcke, 1983).
- Por último se tienen los híbridos, (Griffiths, Fenton, & Tveten, 2002) en sus estudios emplean los métodos descritos posteriormente en (Griffiths & Fenton, 2004), (Schweiger & Peschl, 2005) y (Suchomel & Masin). Además, se dispone del trabajo que presentan (El-Ramly, Morgerstern, & Cruden, 2006), quienes lo aplican al método de las tajadas o rebanadas de Bishop, a partir, de la propuesta de (Vanmarcke, 1983), esto consiste en considerar la variabilidad espacial de las propiedades del suelo en la superficie de rotura mediante un campo aleatorio 1D.

Los métodos más empleados en el análisis de talud infinito incorporando la variabilidad de los de los factores condicionantes y detonantes, los valores de probabilidad obtenida se consideran como una probabilidad condicionada a las magnitudes de los parámetros incorporados en el análisis. Los métodos más representativos para llevar a cabo dichos análisis son los métodos de: Montecarlo, simplificados como el FOSM, estimativos puntuales (Christian & Baecher, 1999), híbridos y el hipercono latino

Como es sabido, el modelo de talud infinito 1D se basa en suponer que el deslizamiento es superficial, con una longitud muy superior a su espesor. En este se busca cuantificar el factor de seguridad, que resulta de dividir las fuerzas resistentes entre las fuerzas actuantes o externas, que son las que desestabilizan la masa de suelo.

Los datos de entrada para el modelo son:

- El espesor del suelo h .
- La proporción saturada y el grado de saturación de la parte superior S_r .
- La densidad seca del suelo ρ_d , del agua ρ_w y de partículas sólidas ρ_s .
- La cohesión del geomaterial C ,
- El ángulo de fricción interna ϕ ,
- La pendiente del terreno $m = \tan\phi$,
- La aceleración a inducida por el sismo de diseño, PGA
- Y la sobrecarga q .

Si tenemos X_k de cada una las magnitudes relacionadas, el FS se define como una función de dichas magnitudes.

$$FS = F(X_k) \quad (3.7)$$

Conocidos los valores estadísticos y las distribuciones de probabilidad de cada variable X_k , se obtiene función probabilidad y los momentos del FS.

3.1.6.1. El Método de Montecarlo

Este consiste en realizar una serie de experimentos numéricos con valores generados aleatoriamente para cada una de las magnitudes X_k teniendo en cuenta la función de probabilidad de cada una de ellas (Park et al 2013,). Se ha empleado en plataformas como LISA (Hammond, Hall, Miller, & Swetik, 1992) (Baecher & Christian, 2005) (Harr, 1987); (Baecher & Christian, 2005), (Chowdhury, Flentje, & Bhattacharya, 2010).

Se tiene un número deseado de simulaciones (1000), a cada simulación le corresponde 1000 de valores de $\{X_k\}$, de los casos de análisis se obtiene un valor de factor de seguridad $\{FS_k\}$. A partir, de los resultados es posible estimar la

distribución de probabilidad y sus momentos tales como la media y la desviación estándar.

3.1.6.2. El método FOSM

El método FOSM radica en calcular la media y desviación estándar de la función objetivo, es decir, del factor de seguridad, utilizando los análisis estadísticos de cada una de las variables en cada estimación de la función. El detalle de método se encuentra (Fenton & Griffiths, 2008) o (Baecher & Christian, 2005), al igual que en (Duncan, 2000), (Christian & Baecher, 1999) y (Brzakala & Pula, 1996).

Para variables independientes y denominando $\mu[X_k]$ y $\sigma[X_k]$ como la media y desviación estándar, respectivamente, la distribución buscada es:

$$\mu[FS] = FS(\mu[X_k]) \quad (3.8)$$

Y su desviación típica:

$$\sigma[FS] = \sqrt{\sum_{k=1,n} \left(\frac{\partial FS}{\partial X_k} \sigma[X_k] \right)^2} \quad (3.9)$$

En esta formulación, las derivadas parciales se evalúan en los puntos $\mu[X_k]$, (Suchomel & Masin, 2010) propusieron otros dos métodos para estimar las derivadas parciales:

- Utilizar el cálculo simbólico (Mathematica, Maple, por ejemplo) para la estimación analítica de derivadas, otros autores sugirieron generar subrutinas en el programa para este fin. En el manual de PISA-m se comenta que para una de estas derivadas se generaron 56 líneas de código Fortran (Haneberg, 2004); (Haneberg W. , 2007).

- Otra forma, consistió en obtener las derivadas parciales utilizando formulas clásicas como la centrada en el espacio de segundo orden.

(Suchomel & Masin, 2010) y otros, manifestaron que el método FOSM pierde precisión cuando las funciones de probabilidad de las magnitudes no tienen una distribución normal o cuando la función FS es altamente no lineal en alguna de las magnitudes.

Hay que destacar que se obtuvieron las medias y desviaciones típicas de la función objetivo, en este caso el factor de seguridad (FS), pero no la distribución de probabilidad de esta magnitud (Harr, 1987); (Park & West, 2001). En ocasiones, es razonable suponer que se trata de una distribución Log-Normal.

3.1.7. Análisis probabilista en el dominio del tiempo

Dejando atrás el análisis de las variables que hacen parte de los factores condicionantes, en las estimaciones de la amenaza por movimientos en masa además deben considerar la probabilidad de ocurrencia de las variables que actúan como detonantes de deslizamientos y flujos, entre las cuales, las más representativas son las aceleraciones sísmicas y las precipitaciones. Los comportamientos de las variables mencionadas cambian en el tiempo y se suponen de cierta forma como fenómenos cíclicos o que presentan una probabilidad de repetirse con ciertos valores durante un periodo de tiempo determinado.

Tenemos como X_i a las magnitudes de las variables que depende del espacio y a Y_i de las que depende del tiempo, el análisis de estabilidad de deslizamientos se debe formular como la obtención de una función F, que depende de X_i , como:

$$F(X/Y) \quad (3.10)$$

Siendo esto una probabilidad condicionada.

Los métodos descritos en el análisis espacial (Montecarlo o FOSM) buscan establecer la distribución de probabilidad de la función F (factor de seguridad/FS), con su correspondiente valor medio y momentos, teniendo en cuenta los valores de las magnitudes de lluvia y aceleración sísmica que se utilizan. Sin embargo, la precipitación y las aceleraciones sísmicas son fenómenos estocásticos, similares a otros fenómenos como el viento, el oleaje o las inundaciones, cuyos comportamientos estadísticos pueden ser estudiados con las metodologías que se detallan en los textos de (Chatfield, 1975); (Newland, 1975), (Rhoda & Little, 2015) y (Maity, 2022).

Previo a la caracterización de los detonantes sismo, medido como una aceleración pico en roca A_0 y la lluvia en términos de intensidad, duración y frecuencia – IDF, para ciertos periodos de retorno (T), se deben establecer los escenarios de estabilidad que se van a evaluar, estos escenarios varían según la normatividad que aplica a cada área de estudio o país. Sin embargo, en el análisis probabilista de iniciación se tiene las siguientes combinaciones básicas:

- Condición normal o actual de la ladera.
- Condición normal o actual de la ladera + lluvia.
- Condición normal o actual de la ladera + sismo.
- Condición normal o actual de la ladera + lluvias + sismo.

Los detonantes sismo y precipitaciones toman tantos valores como los periodos de retorno exigidos a analizar, es decir que, para cada tasa de excedencia en años del evento disparador, la lluvia tendrá una curva IDF y el sismo tendrá un A_0 , que al combinarse generan un escenario de estabilidad.

Respecto del análisis sísmico, cabe destacar el Manual de HAZUS (2020), en este manual se explica, en primer lugar, la obtención de la aceleración de diseño (PGA), que depende del emplazamiento considerado:

...Análisis temporal del disparador sismo:

...La Metodología empleada por Hazus incluye mapas para ocho niveles probabilísticos de peligro que van desde movimientos sísmicos con un 39 % de probabilidad de que se supere en 50 años (período de retorno de 100 años) hasta el movimiento sísmico con un 2 % de probabilidad de que se supere en 50 años (período de retorno de 2500 años) ...

...Los mapas del USGS proporcionan estimaciones de PGA y aceleración espectral en períodos de 0,1, 0,2, 0,3, 0,75, 1,0, 2,0, 3,0, 4,0 y 5,0 segundos y para diferentes probabilidades de excedencia (períodos de retorno). En Hazus, solo se utilizan PGA y aceleración espectral en períodos de 0,3 segundos y 1,0 segundos. Se han extraído estimaciones de movimientos y aceleraciones para ocho probabilidades de excedencia (períodos de retorno), que van desde sacudidas del suelo con un 39% de probabilidad de ser excedido en 50 años (período de retorno de 100 años) a un 2% de probabilidad de ser superado en 50 años (período de retorno de 2.500 años) ...

sugiriendo, pues, una serie de períodos de retorno, con probabilidades de excedencia asociadas a 50 años.

Respecto a su aplicación a los deslizamientos de ladera, en las páginas 4 a la 27 y siguientes, se dan datos relativos a los valores de las aceleraciones críticas que producen la rotura en distintos tipos de suelos y rocas, así como pendientes.

El método sugerido se basa en el uso de estas magnitudes, así:

...

- Un mapa que representa la misma aceleración crítica o de rendimiento a_c (es decir, los valores de la aceleración máxima del

suelo dentro de la masa de deslizamiento requerida para iniciar el deslizamiento de tierra, es decir, reducir el factor de seguridad a 1,0 en el instante en que ocurre ac).

- La distribución de probabilidad de ac dentro del área.
- La relación entre la aceleración máxima inducida en la superficie del suelo, ai, y la aceleración máxima del suelo dentro de la masa de deslizamiento ais (nota: podría ser una relación constante o podría variar para diferentes áreas). El valor ais/ai = 1. La relación por defecto es 1,0.
- Relaciones entre el desplazamiento por deslizamiento de tierra d, la aceleración inducida aic y la aceleración inicial o de rendimiento ac, incluida la distribución de probabilidad para d. Se pueden especificar diferentes relaciones para diferentes áreas...

Por otra parte, la probabilidad temporal del disparador sismo evaluada como la probabilidad de exceder un valor de referencia de aceleración pico en roca A_0 , durante el periodo de exposición o de diseño, la cual se estima cómo:

$$p_{(exc A_0)} = 1 - e^{-\left(\frac{L}{T}\right)} \quad (3.11)$$

Donde:

L: Periodo de exposición

T: Periodo de retorno del A_0 analizado

Respecto de la influencia de la lluvia en la estabilidad de la ladera se tienen diversas referencias, una de ellas es el manual de LISA (Hammond, Hall, Miller, & Swetik, 1992), donde la probabilidad de rotura calculada empleando el Método

de Montecarlo, se trata de probabilidad condicional donde se utiliza la relación entre la altura de suelo saturado y el espesor del deslizamiento superficial $\alpha_{sat} = h_{sat} / h$, luego se debe ponderar las probabilidades espacial y temporal (T_r), de la ocurrencia de los disparadores que generan la condición utilizada en la relación en mención α_{sat} .

El método se basa en los siguientes pasos:

(i) Elegir un conjunto de niveles de α_{sat} . En el texto se ilustra con un caso con tres niveles (bajo, medio y alto)

(ii) Obtener para cada caso, empleando LISA o el método de cálculo elegido la probabilidad condicional de rotura $p[\text{FS} \setminus \text{nivel } i]$ para los eventos o niveles elegidos. En estos casos se mantienen constantes las demás magnitudes.

(iii) Suponer, para cada nivel i , un período de retorno T_{ri} calculando la probabilidad de que al menos un suceso con ese período de retorno (o mayor) podrá ocurrir durante los próximos N años ($p[\text{evento } i]$).

La probabilidad temporal para el disparador lluvia se puede calcular así:

$$p_{(Lluvia)} = \left[1 - \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right]^L \quad (3.12)$$

Donde:

L: Periodo de exposición

T: Periodo de retorno de la lluvia analizada

Por otra parte, la cohesión puede, en algunos casos, depender del grado de saturación del suelo, ya que afecta a la succión y ésta, a la cohesión aparente (Fredlund, Morgenstern, & Widger, 1978), (Escario & Saez, 1986), (Hammond, Hall, Miller, & Swetik, 1992). En casos en los que la cohesión es debida a una micro cementación esto no es aplicable.

(Montgomery & Dietrich) presentan en el año 1994, una fórmula que permite obtener α_{sat} en función de la intensidad de la lluvia considerada.

$$\alpha_{sat} = \frac{I}{K} \frac{1}{h} \frac{A}{b} \frac{1}{\sin \theta \cos \theta} \quad (3.13)$$

Donde: K es la permeabilidad del suelo, θ la pendiente I la intensidad neta (descontando la evotranspiración), b la anchura de la zona estudiada y A el área de drenaje en cotas superiores que alimenta la zona de estudio. Esta fórmula se aplica en el trabajo de (Bregoli, Medina, Chevalier, Hürlimann, & Bateman, 2015).

Como alternativa, que no tiene en cuenta más que la dimensión vertical, pueden emplearse modelos como el TRIGRS, que incorpora el movimiento de la zona saturada con la lluvia ((Baum, Savage, & Godt, 2002) (2008); (Savage, Godt, & Baum, 2003) (2004)).

3.1.8. Probabilidad de falla - iniciación

Para evaluar la probabilidad de falla de una ladera se evalúa la probabilidad de que el FS sea menor o igual que 1, para cada escenario de estabilidad requerido en el análisis, dadas las siguientes variables.

$$p_{falla} = [pf(FS \leq 1 | \emptyset | C | h_w / Ru / \mu | k) * p(lluvia) * p(exc A_0)] \quad (3.14)$$

Donde:

FS: Factor de seguridad

\emptyset : Angulo de fricción interna del material

C: Cohesión

h_w : Posición del nivel freático

R_u : Parámetro adimensional que se define como la razón entre la presión intersticial y la tensión total vertical

μ : Presión de poros en el suelo.

k : Coeficiente de aceleración sísmica

$p(\text{lluvia})$: Probabilidad de que ocurra la lluvia del escenario i durante el periodo de exposición o de diseño.

$p(\text{exc } A_0)$: Probabilidad de que ocurra el sismo o aceleración pico en superficie A_0 del escenario i durante el periodo de exposición o de diseño.

3.2. Propagación

Autores de dinámica de laderas y fluidos, han dedicado grandes esfuerzos al desarrollo de metodologías y modelos que permitan predecir la propagación de masas de suelo y rocas, a partir, de la iniciación de procesos de inestabilidad. La razón principal de estos análisis tiene que ver con la cuantificación de las probables consecuencias de la materialización de la iniciación y la posterior movilización de geomateriales.

Sobresalen por su avance, los modelos integrados en profundidad basados en modelos matemáticos acoplados sólidos, utilizando leyes constitutivas/reológicas adecuadas y discretizados con técnicas como elementos finitos o con el método de la hidrodinámica de partículas suavizadas – SPH.

En este numeral se hará mención de diferentes métodos para la predicción de propagación de deslizamientos y flujos no canalizados de ladera. Históricamente los métodos empleados comúnmente en el análisis y cuantificación de la intensidad de la propagación han sido aquellos que proporcionan aproximaciones relativamente decentes, mientras que métodos sin malla como el SPH cuya

solución es más adecuada a los requerimientos de la gestión del riesgo de desastres, son poco utilizados debido a su coste computacional, financiero y a los requerimientos de información de calidad que utilizan como insumo de entrada en el programa.

Es de resaltar que, los modelos 3D completos representan de mejor manera la solución de problemas en puntos singulares donde se requiere la estructura 3D del flujo, mientras que los modelos integrados en profundidad se utilizan en el análisis de la propagación de geomateriales.

En los deslizamientos y flujos (objeto de esta investigación), la escala de tiempo desde la iniciación hasta la depositación depende de los geomateriales involucrados, factores disparadores y de las condiciones en que se dé la falla, esta escala puede variar desde segundos hasta años.

Los deslizamientos y flujos no canalizados de ladera se originan por los cambios en los estados de tensión del suelo con la reducción de los esfuerzos efectivos, desmejoramiento de las propiedades mecánicas de los geomateriales o cambios en la geomorfología.

De acuerdo con (Sulem & Vardoulakis, 1995), los deslizamientos generalmente exhiben el mecanismo de falla localizada en una franja o superficie muy delgada donde se concentran las deformaciones por cortante. Por su parte, en los flujos no canalizados de ladera, el mecanismo de falla se puede catalogar como difusa.

F. Darve en (Darve & Laouafa, 2001) da el nombre de mecanismos de falla difusos, estos son objeto de estudio recientemente, luego se destaca el trabajo de (Fernández Merodo, y otros, 2004), donde se detalla el modelo en mención.

Los mecanismos de falla de difusa no evidencian superficies de debilidad claras, también se caracterizan por presentar una masa de suelo de mayor tamaño comparado con los de falla localizada. Los suelos donde ocurre este tipo de falla poseen estructuras muy sueltas y/o metaestables, con marcada tendencia a

compactarse cuando están sometidos a cizallamiento, es posible que con el incremento súbito de presiones intersticiales experimentan colapso o licuefacción, es el caso de los depósitos o suelos residuales poco consolidados.

Cuando los geomateriales se comportan como fluidos viscosos los esfuerzos efectivos se acercan a cero, de darse la falla en una ladera o talud es posible que la iniciación evolucione a una propagación tipo deslizamiento por flujo o flujo de lodo, lo que hace necesario utilizar un modelo constitutivo apropiado a estas condiciones y características que generalmente se asocian a fluidos de una fase de tipo cohesivo-viscoso.

De las longitudes relativas a las escalas de tiempo descritas, el movimiento, una vez iniciado, puede continuar incluso en pendientes con valores mucho menores que el ángulo de fricción interna "efectivo". De hecho, las presiones de poros o intersticiales generadas, pueden describir cómo pueden ocurrir y propagar los deslizamientos de tierra submarinos (Di Prisco, Matiotti, & Nova, 1995).

Otro ejemplo son las fallas difusas en suelos residuales no saturados con carga cíclica inducida por un sismo, que provoca un incremento en la presión de poros llenos de aire, fenómeno controlado por dos escalas de tiempo características, uno se trata del tiempo de consolidación y el otro, del tiempo característico de carga. Si el tiempo característico de consolidación es mucho mayor que el tiempo de característico de carga, el tiempo no es suficiente para disipar el exceso de presión de poro llenos de aire que el llegará a la falla o licuefacción seca.

El término "presión intersticial de aire o presión de poros" en suelos no saturados o secos es poco común en geomecánica ya que el comportamiento de los geomateriales secos se considera como drenado, ya que la compresibilidad del aire y los tiempos de consolidación pequeños. Sin embargo, bajo condiciones especiales como las mencionadas, la presión de aire en los poros del esqueleto sólido de suelo provocará la alteración de los esfuerzos efectivos.

Para el caso de las avalanchas de rocas, en los modelos se considera que los bloques de rocas desprendidos en la iniciación se fragmentan al punto de propagarse como un flujo netamente friccional. En los casos donde hay presencia de agua en cantidades importantes los deslizamientos evolucionan a caudales con características propias de flujos friccionales, cohesivos y viscosos.

El estudio de la propagación consta, entre otras cosas, de entender de forma precisa los mecanismos de activación y de agotamiento de los flujos. En algunas ocasiones, es posible prevenir el deslizamiento o disminuir las probabilidades de ocurrencia.

En el caso de los Flujos deslizantes (flow slides), las velocidades de las fases sólida y porosa son muy similares, donde las presiones intersticiales afectan las tensiones efectivas del esqueleto del suelo, modelos matemáticos como el de (Zienkiewicz & Shiomi, 1984), se establecen en términos de velocidades y presiones intersticiales.

Los flujos de derrubios están compuestos por grandes cantidades de agua y partículas sólidas, que se propagan a diferentes velocidades. Las presiones intersticiales pueden desarrollarse y disiparse a medida que evoluciona el flujo., estos suelen iniciarse como deslizamientos superficiales de geomateriales sueltos y presencia de agua en gran parte de los huecos del material. Los suelos sueltos o poco consolidados pueden licuarse a pequeñas deformaciones, lo que generará una masa de suelo altamente desestructurada que se propaga con gran aceleración debido a las presiones intersticiales basales que reducen el ángulo de fricción aparente, a valores muy bajos, cuando la porosidad de la masa movilizada es superior a 0,8, se conocen como inundaciones de escombros (debris floods). Así las cosas, se debe considerar lo siguiente:

- En la modelización de la propagación de flujos, se considera que el material se ha licuado, haciendo que la presión de confinamiento media efectiva se aproxime a cero.
- La intersticial es un factor fundamental en iniciación y la propagación de los flujos. De la permeabilidad del esqueleto del suelo determina la velocidad en

que se disipa la presión intersticial y esta, se puede caracterizar a partir de conocer la relación entre la propagación y el tiempo de consolidación del material.

Para modelar correctamente la propagación de flujos de geomateriales es necesario conocer si existe o no movimiento relativo entre partículas sólidas y fluido poroso, además de los mecanismos de iniciación y disipación del exceso de presión intersticial sobre la hidrostática.

Dicha modelación puede basarse en conceptos de fases o capas, así:

Las fases se utilizan para flujos de derrubios saturados donde se tiene dos o más fases claramente definidas, tal es el caso de las partículas sólidas y el fluido intersticial, algunos ejemplos de estos son:

- Avalanchas granulares: estas se componen de sólidos y aire intersticial el cual no se considera relevante en el comportamiento del flujo, por este motivo se usan para su modelación modelos de una fase.
- Coladas y flujos de barro, se componen de partículas sólidas finas, considerando al material como de una fase -lodo-.
- En los flujos deslizantes las presiones intersticiales juegan un papel relevante en comportamiento de la propagación, por lo que es correcto modelarlos como materiales de dos fases, sin embargo, dada su baja permeabilidad las dos fases se movilizan de forma conjunta, por lo que los modelos acoplados basados en las velocidades de la mezcla y las presiones intersticiales del fluido, describen correctamente su comportamiento.

Es importante mencionar que, pese a lo expuesto, existen casos en los que se debe incluir presiones de aire en la modelización de flujos secos.

Por su parte, los conceptos de capas o layers, son aplicados a casos donde es necesario considerar dentro de los geomateriales movilizados, la presencia de materiales con diferentes composiciones y velocidades de propagación, tales como:

- Los deslizamientos donde parte de la propagación se da dentro de medios acuáticos, como masas que se introducen, entre otros, en bahías, embalses o fiordos, produciendo olas de gran tamaño y energía. Siendo la masa movilizada sobre el fondo y el agua acumulada, las dos fases a estudiar.
- Los deslizamientos en los que debido a que el agua intersticial ha ido abandonando el deslizamiento, se ha generado una capa superior seca que se mueve conjuntamente con la capa inferior saturada, en la que sigue existiendo una movilidad relativa importante entre las fases sólida y líquida.

(Gonda, 2009) comenta que dentro de las alternativas de mitigación del riesgo por deslizamientos existen obras como pantallas basales construidas en placas que reducen las presiones intersticiales basales, de esta forma ralentizando el flujo.

De acuerdo con lo expuesto, es necesario la utilización, según corresponda, de modelos que consideren dos fases (sólida y fluida) y presión hidrostática.

A continuación, se relacionan los modelos matemáticos y numéricos más utilizados, así como, otros menos empleados en análisis y estimación de propagación, pero que describen el comportamiento del material, estos son conocidos como modelos reológicos y modelos constitutivos.

3.2.1. Métodos de camino aleatorio - RW (Random Walk)

(Pearson, 1905) presenta el método del camino aleatorio (Random Walk, RW) el cual se basa en el método de Montecarlo.

Este método se basa en definir una serie de masas puntuales equivalente a la masa a movilizarse, sobre el modelo digital de terreno del área de estudio. Se simula la propagación aleatoria de estas masas cumpliendo las restricciones propias del código, hasta que cada punto o masa logra la estabilidad, el método no considera leyes físicas o matemáticas.

Los métodos de RW con restricciones que admiten separación de la trayectoria del flujo de la línea de máxima pendiente, se presentan y mejoran en los trabajos (Gamma, 2000), (Wichmann & Becht, 2003), (Mergili, Fellin, Moreiras, & Stötter, 2012a) y (Gruber & Mergili, 2013). Luego (Horton, Jaboyedoff, Rudaz, & Zimmermann, 2013) presentan una variante en la cual se permiten múltiples direcciones de flujo.

Dos aspectos importantes de los métodos de tipo Random Walk son el criterio de parada y los criterios limitadores. El criterio de alcance o distancia de parada se obtiene de conocer el ángulo de run-out, como las tangentes del cociente entre las distancias recorridas en vertical y horizontal.

La formulación del modelo desconoce comportamientos del flujo que son físicamente posible, tales como: los giros en ángulos rectos, característico en flujos con viscosidad alta y la posibilidad de que el flujo remonte pendientes.

Algunos de los programas basados en la técnica en mención, son el Debris_Dice, programado en Fortran, descrito en (Bregoli, Medina, & Bateman, 2018) y la plataforma `r.randomwalk`, programada en lenguaje Python y C, cuyo desarrollo fue dirigido por el prof. Mergili (Mergili, Krenn, & Chu, 2015), esta, utiliza herramientas Grass GIS y programas *R statistical analysis package*.

`r.randomwalk` mejora la propuesta de Pudasaini y Hutter para las avalanchas granulares, descrita en (Pudasaini & Hutter, 2007).

Se obtiene como resultado al implementar estos modelos, la función de la probabilidad de que un determinado pixel de la zona de estudio sea ocupado por la masa de suelo movilizada durante el tiempo de propagación; en las Figura 23 y Figura 24, se muestra la salida gráfica de los resultados del caso de estudio de la avalancha de Aacheron (Mergili, Krenn, & Chu, 2015).

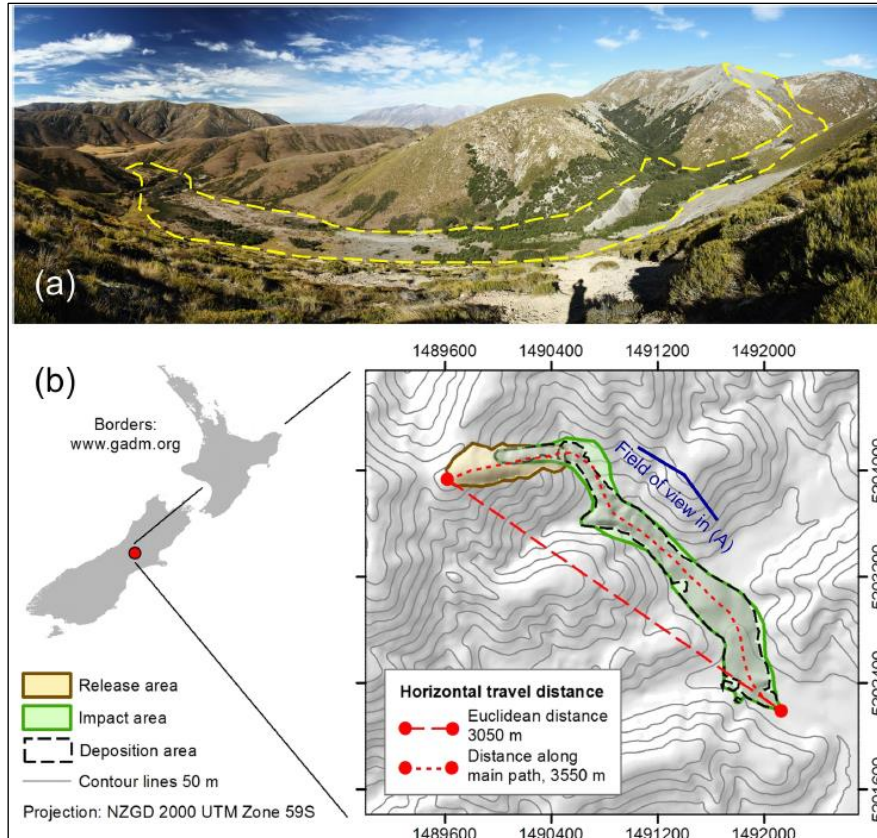


Figura 23. Avalancha de Acheron (a) perspectiva (b) Geometría

Fuente: (Mergili, Krenn, & Chu, 2015)

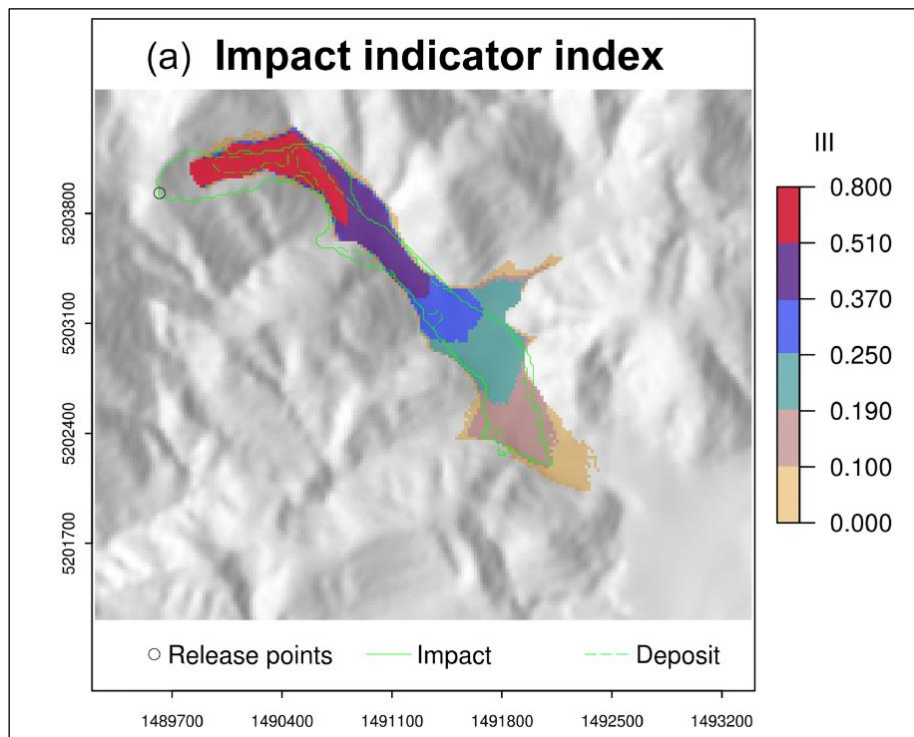


Figura 24. Índices de impacto obtenidos para la avalancha de Acheron

Fuente: (Mergili, Krenn, & Chu, 2015)

Los modelos más complejos que existen para el análisis de deslizamientos y flujos son los que mediante un sistema de ecuaciones de derivadas parciales solucionan los problemas asociados a la dinámica de las fases sólida y fluida de los geomateriales en que se movilizan como flujos de derrubios, permitiéndose movimientos relativos significativos entre estas fases, al punto de ser posible que una de ellas abandonen la masa que fluye. Cuando se trate de flujos deslizantes, es apropiado utilizar formulaciones denominadas u-p, donde únicamente se consideran los campos de velocidades y las presiones generadas en los huecos de los geomateriales, esto es posible, ya que se tiene como premisa que los movimientos relativos entre las fases son pequeños. Por último, están los modelos de una fase, utilizadas en el análisis de avalanchas.

Como referencia en los modelos disponibles se tienen los eulerianos y los lagrangianos.

Los modelos eulerianos se caracterizan por tener una malla fija, sobre la que se desplazan los geomateriales, cuyos modelos numéricos se basan en mallas, como lo son los casos de: diferencias finitas, volúmenes finitos o elementos finitos. Por su parte, en métodos lagrangianos, las mallas y los nodos acompañan los movimientos de las partículas del material, en esta categoría se tienen métodos sin malla, como el SPH o el MPM.

3.2.2. Modelos con descripción euleriana y lagrangiana:

Dado que, durante el tiempo que tarda una masa compuesta por una mezcla de suelo, roca y/o agua, en movilizarse ladera abajo sobre la zona de tránsito hasta su depositación, la mezcla se moviliza continuamente siendo su comportamiento similar al de un fluido, es posible describirlo utilizando los principios teóricos de la dinámica de fluidos.

Las ecuaciones de la dinámica de fluidos y constitutivas (reológicas en el caso de los fluidos), se basan en las leyes de conservación y a través de estas es posible describir de forma detallada el comportamiento de un sistema físico, pudiéndose escribir con modelos de tipo euleriano o lagrangiano.

En la descripción de la propagación de una masa movilizada se requiere de conocer las posiciones iniciales X de cada partícula en la zona de inicio, así como, de las posiciones que ocupen x para cada tiempo t dado

3.2.2.1. Formulación lagrangiana

Esta se conoce como la descripción material, donde las posiciones y desplazamientos se define a partir de una posición inicial conocida:

$$X = X(x, t) \tag{ 3.15}$$

$$u(X, t) = x(X, t) - X$$

Siendo:

X : posición inicial en el tiempo t_0 .

x : posición en el tiempo t .

u : el vector desplazamiento.

La velocidad (v) de cada partícula está dada como:

$$v(X, t) = \frac{\partial u(X, t)}{\partial t} = \frac{\partial x(X, t)}{\partial t} \tag{ 3.16}$$

Estos tipos de formulaciones son más apropiados para resolver problemas de mecánica de sólidos ya que estima la posición de cada partícula de la masa movilizada, sin embargo, es implementado, en la solución de comportamiento de flujos, en especial en los que son interpretados con modelos unidimensionales.

3.2.2.2. Formulación euleruiana

Se conoce también como la descripción espacial, de mayor uso en mecánica de fluidos, a diferencia de la formulación lagrangiana, en esta las posiciones y los desplazamientos están definidos de acuerdo con la ubicación actual, las posiciones se estiman de acuerdo con un sistema de referencia fijado en el espacio.

$$x = x(x, t) \tag{ 3.17}$$

$$u(x, t) = x(t) - X(x, t)$$

La velocidad tiene la siguiente ecuación:

$$v(x, t) = \frac{\partial u(x, t)}{\partial t} = \frac{\partial u(x, t)}{\partial t} + \frac{\partial u(x, t)}{\partial x} v \tag{ 3.18}$$

De forma indicial:

$$v_i = \frac{\partial u_i}{\partial t} + \frac{\partial u_i}{\partial x_j} v_j \tag{ 3.19}$$

La aceleración tiene la siguiente expresión:

$$a(x, t) = \frac{\partial v(x, t)}{\partial t} + \frac{\partial v(x, t)}{\partial x} v \tag{ 3.20}$$

3.2.3. Modelos constitutivos

En lo que se refiere a propagación, las expresiones que describen la relación existente entre las cantidades físicas de tensión y velocidad de deformación, se les denomina ecuaciones constitutivas. Dichas ecuaciones son producto de la observación de la realización de pruebas experimentales bajo condiciones controladas, donde inicialmente, es aconsejable utilizar campos simples de tensión

y velocidad de deformación cuya operación debe entregar las características básicas del modelo.

Dentro de los modelos constitutivos se destacan los modelos: (i) elastoplásticos, (ii) viscoplásticos, (iii) hipoplásticos y (iv) de plasticidad generalizada.

Es el caso de la teoría de la plasticidad generalizada, introducida por (Zienkiewicz & Mroz, 1985) y elaborada por (Pastor, Zienkiewicz, & Leung, 1985), (Pastor & Zienkiewicz, 1986) y (Zienkiewicz, Chan, Pastor, Shrefler, & Shiomi, 1999) proporciona una base teórica que permite desarrollar modelos que pueden describir el ablandamiento y la licuefacción bajo carga monótona y cíclica, sin necesidad de introducir el rendimiento o superficie potencial plástica.

Por su parte los modelos viscoplásticos (VP) proporcionan un enfoque adecuado y más económico que los modelos clásicos de plasticidad al calcular cargas y mecanismos de falla (Zienkiewicz & Corneau, 1974). Los modelos VP se han aplicado en casos de suelos cohesivos (ADACHI & OKA, 1982), (Desai & Zhang, 1987) y (Vulliet & Hutter, 1988), y suelos friccionantes, donde se considera que describen de forma acertada los deslizamientos lentos (Vulliet & Hutter, 1988), (Ledesma & Olivella, 2002) y (Fernández-Merodo, García-Davalillo, Herrera, Mira, & Pastor, 2014).

Los principales modelos VP se denominan así: i. Viscoplasticidad de Perzyna ((Perzyna, 1963) y (Sluys & Borst, 1993), ii. Duvaut–Lion (Duvant & Lion, 1972) y iii. Viscoplasticidad consistente (Winnicki, Pearce, & Bićanić, 2001) y (Heeres O M, 2002).

Perzyna, propone las siguientes expresiones para establecer la tensión efectiva y la tasa de tensor de deformación:

$$\frac{d\sigma'}{dt} = D^e: (d - d^{vp}) \quad (3.21)$$

Donde:

σ' : es la tensión efectiva y D^e el tensor constitutivo elástico.

d : es la tasa de tensor de deformación que puede relacionarse con la velocidad usando la ecuación cinemática, así:

$$d = \text{grad}_{sym} v \quad (3.22)$$

Donde:

v : es el campo de velocidad.

d^{vp} : es el componente de viscoplástico de la tasa de deformación del tensor que viene dado por (Perzyna, 1966)

$$d = \text{grad}_{sym} v \quad (3.23)$$

$$d^{vp} = \gamma m \langle \phi(F) \rangle \quad (3.24)$$

Donde:

γ : es el parámetro de fluidez,

m : tensor unitario normal que caracteriza la dirección del flujo plástico y

$\phi(F)$: una función arbitraria. El símbolo $\langle \dots \rangle$ representa los corchetes de Macaulay:

$$\left\{ \begin{array}{l} \langle \phi \rangle = \phi \text{ si } \phi \geq 0 \\ \langle \phi \rangle = 0 \text{ para cualquier otro caso} \end{array} \right\}$$

Mientras que la función $\phi(F)$ se puede elegir para ser:

$$\phi(F) = \left(\frac{F - F_0}{F_0} \right)^N \quad (3.25)$$

Donde:

N : es un parámetro del modelo

F : es una función que describe una superficie convexa en el espacio de tensión, que en su caso es la envoltura de Mohr-Coulomb. El valor F_0 caracteriza la tensión donde no se produce flujo viscoplástico.

Algunos modelos constitutivos fueron elaborados para complementar modelos matemáticos, partiendo del supuesto que es posible relacionar la deformación con la tasa de variación de la presión de confinamiento efectiva (p'), así:

$$-\frac{d^{(s)}p'}{dt} = E_m(d_v - d_{v0}) \quad (3.26)$$

Donde:

d_v : es el incremento de la deformación volumétrica

d_{v0} : es un componente que considera los cambios volumétricos debidos a rotura de granos del suelo, dilatación térmica o debida a deformación por cizallamiento.

p' : es el esfuerzo efectivo cuando el estado de tensión es isotrópico

E_m : es el módulo edométrico que viene dado por:

$$p' = -\frac{1}{3} \text{tr} \sigma' \quad (3.27)$$

$$E_m = -\frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} E \quad (3.28)$$

Donde:

σ' : es el tensor de tensión efectivo,

E : el módulo elástico.

ν : relación de Poisson.

Para un material elástico en condiciones edométricas, es decir con deformación lateral cero, el módulo edométrico E_m calcula así:

$$E_m = \frac{k_v}{\alpha} \quad (3.29)$$

Donde:

k_v : es la relación de rigidez volumétrica elástica para esqueletos elásticos

α : es un coeficiente constitutivo para un estado edométrico de deformación, se estima así:

$$\alpha = \frac{1 + \nu}{3(1 - \nu)} \quad (3.30)$$

Un factor importante a tener en cuenta es la dilatancia entendida como el cambio volumétrico debido a la deformación por cizallamiento, la cual condiciona el comportamiento de los suelos densos, durante la iniciación de los deslizamientos y las primeras etapas de la propagación (Iverson R. M., 2005) y (PAILHA & POULIQUEN, 2009).

Existen diferentes propuestas de leyes de dilatancia mediante ecuaciones constitutivas como un componente volumétrico adicional, partiendo de que esta varía linealmente respecto de la distancia a la línea de estado crítico - CSL (Parry, 1960).

(Roux & Radjai, 1998) y (PAILHA & POULIQUEN, 2009) proponen leyes que describen la evolución hacia la línea dinámica de estado crítico - DCSL. Por otra parte, (Pastor, Blanc, & Pastor, 2009) formulan una ley en la que el suelo fluidificado sufrirá dilatancia si se encuentra por debajo de la DCSL o por el contrario, contractancia cuando se encuentre por encima, esto puede presentarse al disminuir la velocidad de deformación cortante. En avalancha de rocas, se produce un fenómeno de aplastamiento de partículas, por lo que es necesario modificar leyes de dilatancia asociadas, usando leyes de fragmentación de

partículas durante la propagación como se muestra entre otros en (Longo, y otros, 2019).

3.2.4. Modelos reológicos

Mayormente los análisis de deslizamientos de tierra y de flujos no canalizados de ladera, compuestos de fases sólidas y fluidas, se han realizado con modelos reológicos que describen el comportamiento de los geomateriales, donde el límite elástico, la viscosidad y la fricción son de gran importancia en los estudios.

(Bingham, 1992) propuso el primer trabajo en los que se basan los modelos que incluyen a el límite elástico y la viscosidad en los análisis de mezclas de suelo de arcilla y agua.

(Hohenemser & Prager, 1932) y (Oldroyd, 1947) generalizan el modelo de Bingham a condiciones generales 3D (Malvern, 1969), luego en modelos como los de Coussot (1994), (1997) y (2005), (Dent & Lang, 1983), (Locat, 1997) y (Chen, 1988), se presentan un marco 3D general para el modelado de fluidos cohesivos-friccionales viscoplásticos.

Los modelos geológicos para medios porosos, donde las interacciones sólido-líquido son de gran importancia, deben detallar de forma individual el comportamiento de las partículas sólidos, tal y como lo hace la ingeniería geotécnica (el texto de (Zienkiewicz, Chan, Pastor, Shrefler, & Shiomi, 1999) y su revisión de (Chan, pastor, Schrefler, Shiomi, & Zienkiewicz, 2022) proporcionan una buena visión general). Otros aspectos relevantes en estos modelos que deben ser tenidos en cuenta, son: la dilatancia, asociatividad, el estado crítico del geomaterial y la probable ocurrencia de falla por debajo del límite enmarcado por la envolvente de resistencia propuesta por Mohr Coulomb.

(Okada, Sassa, & Fukuoka, 2004), (Iverson R. , 2000), (Pailha, Nicolas, & Pouliquen, 2008) e (Igwe, Sassa, & Fukuoka, 2006), entre otros, indican que la presión intersticial puede gobernar la respuesta de los geomateriales en las condiciones propias a los que están sometidas en casos de deslizamientos de tierra y flujos no canalizados de ladera. Por esto, los modelos matemáticos deben constar del adecuado acoplamiento entre los granos y los fluidos intersticiales, mientras que, los modelos reológicos son los responsables de valorar los cambios de presión intersticial.

Respecto de la dilatación, esta hace parte de modelos, como los de (Iverson R. M., 2005), (Jop, Forterre, & Pouliquen, 2006), (Forterre & Pouliquen, 2008), (Pailha & Pouliquen, 2009) y (Pastor, Blanc, & Pastor, 2009).

Algunos materiales granulares sometidos a esfuerzos de corte sufren rotura de sus partículas y segregación inversa. Debido a esto, además de lo expuesto, los modelos reológicos, para un correcto análisis de la compactación por corte, deben contener la formulación que lo describa (Okada, Sassa, & Fukuoka, 2004), (Igwe, Sassa, & Fukuoka, 2006)). En lo que se refiere a la segregación inversa, los modelos de dos fases de (Gray & Thornton, 2005), (Gray & Ancy, 2009) y (Johnson, y otros, 2012) la incluyen.

Debido al costo computacional que supone ejecutar modelos reológicos basados en modelos matemáticos 3D, se ha popularizado el uso de modelos integrados en profundidad de menor complejidad, siendo estos una simplificación de los anteriores, en estos, la estructura de flujo se obtiene a partir de la velocidad promedio, el perfil de velocidad y el esfuerzo cortante en la base, en los cuales se determinan de la misma forma que en un análisis de deslizamiento infinito de cortante simple, de forma similar se emplean las medias de propiedades tales como la dilatación y la presión de poros.

Al utilizar ecuaciones integradas en profundidad, se pierde la estructura de flujo en la componente vertical, a pesar de requerirse para el cálculo de la fricción basal y del tensor de esfuerzo integrado en profundidad. Una forma de solventar este inconveniente, es suponer que el flujo posee la estructura de la componente Y de un flujo uniforme en estado estacionario, para esto se requiere conocer la profundidad, la velocidad promedio del flujo y las posiciones dentro de la columna de suelo, todo en instante de tiempo determinado.

Cuando se trata de deslizamientos de tierra cuya propagación es tipo flujo, el modelo de análisis se denomina de forma usual como de talud infinito, porque en este, se considera un valor constante de profundidad y velocidad siempre que su desplazamiento se dé sobre una ladera uniforme, cuyos resultados o mecanismo se utilizan en el modelo integrado en profundidad. Se considera un modelo consistente porque que la fricción en la base es igual para deslizamientos largos que se

propagan a velocidad constante, por su parte, los modelos mediante cuales se estima la fricción, se conocen frecuentemente, como "modelos reológicos".

La iniciación de deslizamientos comúnmente se analiza utilizando ecuaciones constitutivas y su propagación con leyes reológicas, donde la reología detalla la relación entre la tensión y la tasa de deformación en los fluidos, mientras que de las relaciones constitutivas se obtiene la relación entre el esfuerzo, la tasa de tensión y la tasa de deformación.

3.2.4.1. Marco general de los modelos reológicos

Con los modelos reológicos se estima el tensor de deformación que se incluyen en los modelos matemáticos, lo que permite calcular la tensión en función de la tasa de deformación del tensor, siempre que se trate de un fluido isotrópico y se implementen los teoremas de representación (Lawrence, 1969) (Astarita & Marucci, 1974), los cuales se pueden expresar de la siguiente forma:

$$\sigma = -pI - \Phi_0 I + \Phi_1 d + \Phi_2 d^2 \quad (3.31)$$

Donde, según (Bagnold, 1954), p : es una presión "termodinámica", I : el tensor identidad, d : la tasa de tensor de deformación y d^2 : en flujos con corte simple proporciona las tensiones normales que dependen de la velocidad de deformación cortante o tensiones dispersivas, lo que concuerda con el modelo clásico de Bagnold. Por su parte, Φ_k con valores de k de 0,1,2, son funciones escalares de las invariantes de d , así:

$$\Phi_k = \Phi_k(I_{1d}, I_{2d}, I_{3d}) \quad (3.32)$$

Así las cosas, las invariantes se expresan como:

$$I_{kd} = \frac{1}{k} \text{tr}(d^k) \quad (3.33)$$

Para flujos incompresibles $I_{1d} = 0$, consistente esto, con la fragmentación durante la propagación, la consolidación vertical y con el supuesto que la falla del suelo se da a volumen constante. No obstante, lo anterior, es necesario precisar que lo expuesto es una simplificación que se cumple solo bajo ciertos presupuestos, razón por la cual se introdujo en la sección anterior, el concepto de dilatancia. Por otra parte, ante la falta de resultados de ensayos experimentales, se asume que no hay dependencia del tercer invariante, I_{3d} . Para fluidos friccionantes, donde el ángulo de Lode condiciona fuertemente el comportamiento del material, suposición que implica considerar otra limitación en el modelo.

De acuerdo con lo anterior, la función escalar Φ_k se escribe como:

$$\Phi_k = \Phi_k(I_{2d}) \quad (3.34)$$

Las componentes hidrostáticos y desviadores del tensor de tensiones se expresan así:

$$\sigma = -\hat{p}I + s \quad (3.35)$$

Donde \hat{p} : es el componente hidrostático.

$$\hat{p} = \frac{1}{3} \text{tr}(\sigma) \quad (3.36)$$

Utilizando la ecuación 3.31, \hat{p} puede expresarse mediante:

$$\sigma = -\frac{1}{3}(-3p - 3\Phi_0 + \Phi_2 \text{tr}(d^2)) = p + \Phi_0 - \frac{2}{3}\Phi_2 I_{2d} \quad (3.37)$$

De la ecuación 3.33, se obtiene:

$$I_{2d} = \frac{1}{2} \text{tr}(d^2) \quad (3.38)$$

Reemplazando en la ecuación 3.35, se obtiene el componente desviador:

$$s = \Phi_1 d + \Phi_2 d^2 - \frac{2}{3} \Phi_2 I_{2d} I \quad (3.39)$$

De lo anterior se puede deducir que el flujo es isocórico. Ya que, el componente hidrostático de la velocidad del tensor de deformación es cero y d es un tensor desviador:

$$d = dev(d) \quad (3.40)$$

Remplazando en la ecuación 3.39:

$$s = \Phi_1 dev(d) + \Phi_2 d^2 - \frac{2}{3} \Phi_2 I_{2d} I \quad (3.41)$$

La tensión se obtiene con la siguiente expresión:

$$\sigma = -pI - \Phi_0 I + \Phi_1 d + \Phi_2 d^2 \quad (3.42)$$

3.2.4.2. Métodos basados en el deslizamiento infinito

En modelos integrados en profundidad como el de talud infinito, se busca principalmente determinar la tensión tangencial en la base de la columna de suelo inestable y la velocidad promedio a lo largo del espesor del deslizamiento, (ver Figura 25).

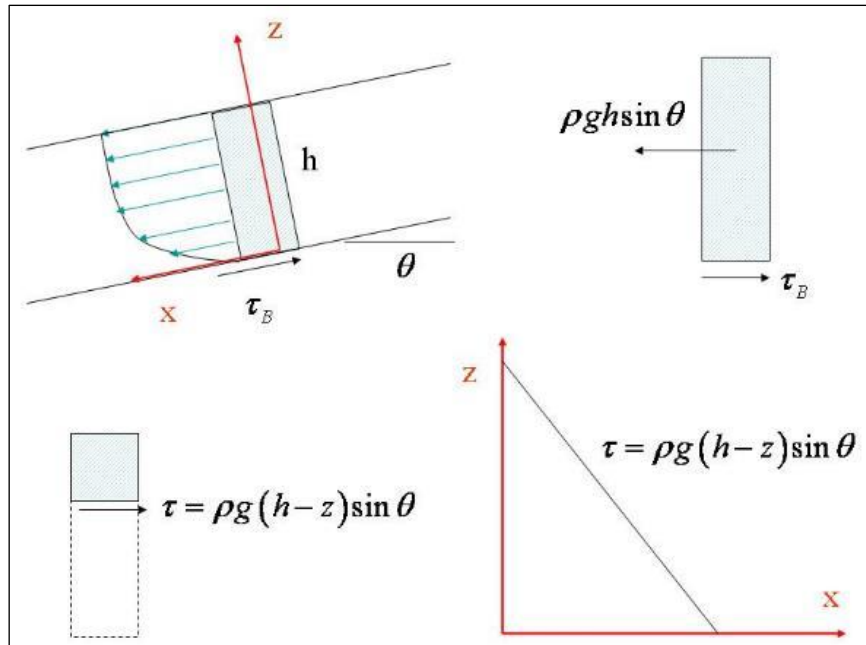


Figura 25. Talud infinito: magnitudes relevantes y notación

Fuente: (Pastor, y otros, 2015)

Sí al emplear el método Random Walk de única partícula, se puede estudiar la propagación desde el inicio, mediante un modelo consistente o un modelo 1D, los dos modelos tienen como premisa suponer que se trata de deslizamientos superficiales, es decir, que su espesor es mucho menor que el largo y ancho del movimiento, es aceptable que se produzcan aceleraciones horizontales que causan el movimiento de la partícula “única” sobre el modelo digital de terreno. Para cada instante se tiene la pendiente del terreno y la velocidad de la partícula, a partir de esto se estima la tensión tangencial en la base, en flujos viscosos depende de la velocidad y la aceleración de la gravedad proyectada sobre la pendiente.

El modelo de talud infinito 1D es inmediato de aplicar en casos en que se disponga de un modelo de propagación basado en partículas, como el SPH.

En el modelo de talud infinito consistente se debe acoplar el modelo de elementos finitos en vertical al modelo digital de terreno en profundidad. El grupo de investigación liderado por Manuel Pastor, ha integrado al modelo consistente de talud infinito aspectos como: leyes reológicas avanzadas, disipación de presiones efectivas en la base, efecto de estructuras de mitigación como rejillas para hacer

cero la presión intersticial en la base, erosión y deslizamientos con dos capas, saturada en la base y no saturada en la capa superior.

Como ejemplo de aplicación en una pendiente constante, se da el resultado obtenido con el modelo consistente para un fluido cohesivo-viscoso de Bingham, (ver Figura 26).

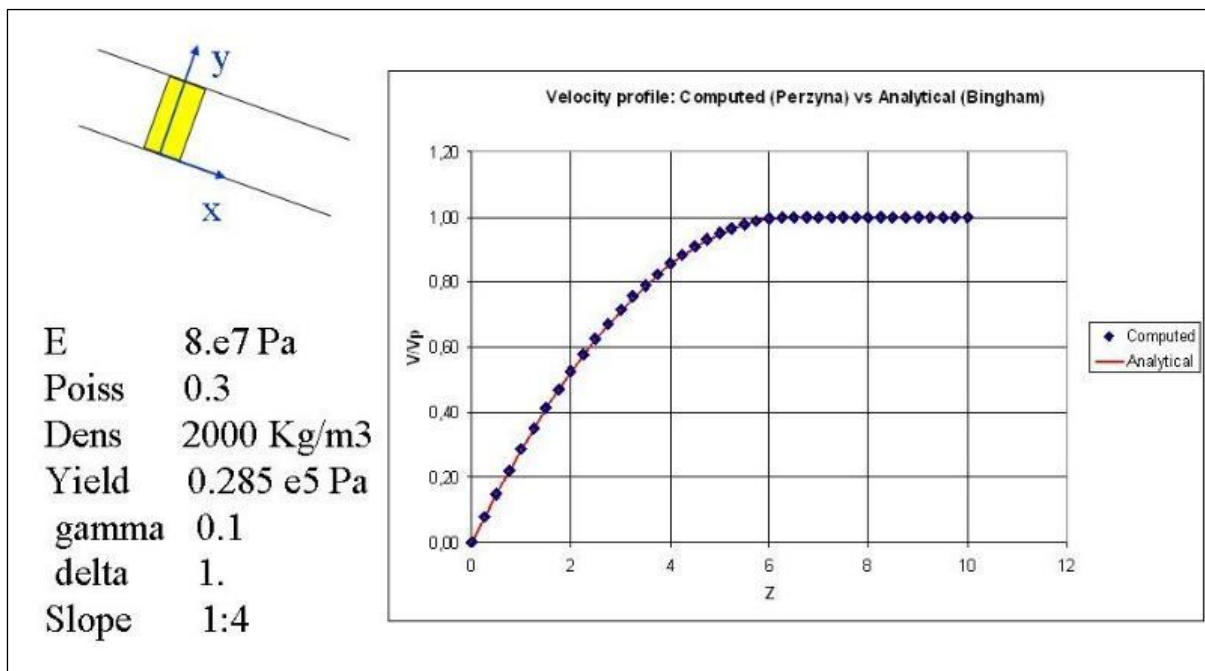


Figura 26. Resultados de un cálculo realizado con un modelo de talud infinito consistente con un material cohesivo-viscoso que sigue el modelo de Bingham (cohesión 0.285 e5 Pa, parámetro de fluidez 0.1 s⁻¹) Perfil de la velocidad, comparando resultados obtenidos con el modelo con los valores teóricos.

Fuente: (Pastor, y otros, 2015)

3.2.4.3. Fluidos newtonianos

En los fluidos newtonianos, las tensiones tangenciales se expresan en función de la viscosidad y de la derivada material de la velocidad:

$$\tau = \mu \frac{\partial v}{\partial z} \quad (3.43)$$

Donde:

$$\tau_B \left(1 - \frac{z}{h} \right) = \mu \frac{\partial v}{\partial z} \quad (3.44)$$

Luego de integrar, resulta:

$$v = \frac{\tau_B}{\mu} \left(z - \frac{z^2}{2h} \right) = \frac{\tau_B h}{\mu} \left(1 - \frac{z}{2h} \right) \frac{z}{h} \quad (3.45)$$

Suponiendo que la velocidad (v) es cero en la base, se obtiene la velocidad promedio en profundidad, así:

$$\bar{v} = \frac{1}{h} \int_0^h v(z) dz = \frac{\tau_B h}{3\mu} \quad (3.46)$$

Y la tensión tangencial en la base se obtiene con la siguiente expresión:

$$\tau_B = \frac{3\mu \bar{v}}{h} \quad (3.47)$$

De acuerdo con lo anterior, en análisis de talud infinito para un fluido newtoniano este se activará cuando la pendiente no sea cero y no se detendrá hasta que la pendiente sea cero.

3.2.4.4. Fluido de Bingham

El esfuerzo en la base o esfuerzo cortante en la base es una incógnita adicional en el análisis de los fluidos de Bingham, ya que no es posible estimarlo de forma directa utilizando la velocidad promedio.

En la Figura 27, se presenta el esquema de la estructura de un fluido de Bingham, donde

se observa que este consta de dos partes.

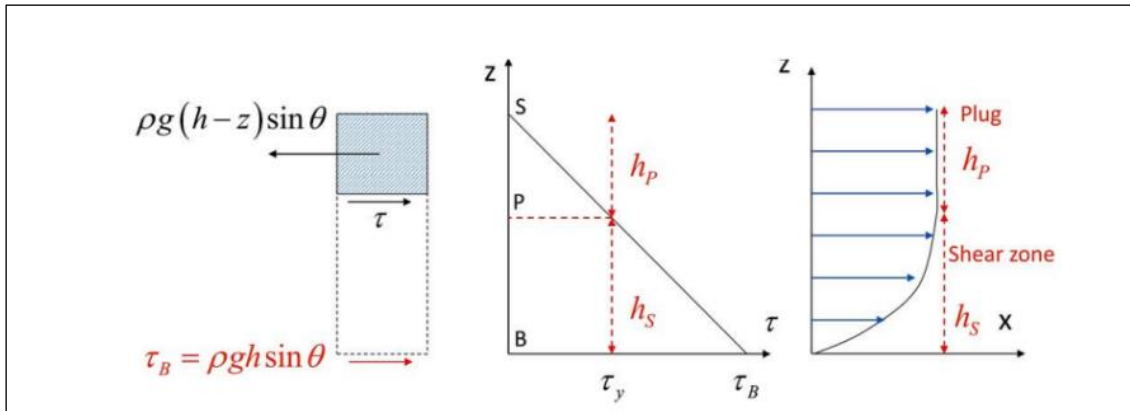


Figura 27. Estructura de un fluido de Bingham en un caso de talud infinito con corte simple

Fuente: (Tayyebi, 2019)

A continuación, se relaciona la ecuación para el cálculo de la velocidad promedio en modelos de talud infinito:

$$\bar{v} = \frac{\tau_B h}{6\mu} \left(1 - \frac{\tau_Y}{\tau_B}\right)^2 \left(2 + \frac{\tau_Y}{\tau_B}\right) \quad (3.48)$$

Donde:

μ : es la viscosidad,

τ_Y : la cohesión,

τ_B : la tensión cortante en la base,

\bar{v} : la velocidad promedio en profundidad y

h : el espesor del deslizamiento.

La ecuación (3.48), se puede expresar de la siguiente manera:

$$P_3(\eta) := \eta^3 - (3 + a)\eta + 2 = 0 \quad (3.49)$$

Siendo: $\eta = h_p / h$, que es la relación entre la altura de la región de velocidad constante o tapón (plug) a la altura total del flujo y a el número adimensional.

$$a = \frac{6\mu\bar{v}}{h\tau_Y} \quad (3.50)$$

Como se observa, se trata de la raíz de un polinomio de tercer orden.

Para el cálculo de la tensión en la base, se debe utilizar la ecuación de tercer grado o mediante un método aproximado (Pastor, y otros, 2004), el cual consta en obtener un polinomio de segundo orden, siendo esta la mejor aproximación en el sentido de la distancia uniforme del polinomio de tercer orden, así:

$$P_2(\eta) = \frac{3}{2}\eta^2 - \left(\frac{57}{16} + a\right)\eta + \frac{65}{32} \quad (3.51)$$

Donde, conociendo el número adimensional a , se puede obtener la raíz buscada.

3.2.4.5. Fluidos friccionales

Especialmente utilizado en casos donde se dé un comportamiento acoplado entre el esqueleto del suelo y el fluido poroso.

Se debe calcular la distribución en profundidad del esfuerzo cortante $\tau(z)$ y la resistencia al corte $s(z)$, que para análisis de talud infinito con pendiente θ , se presenta de la siguiente forma:

$$\tau(z) = \rho g(h - z) \sin \theta \quad (3.52)$$

Y

$$s(z) = \rho'_d g (h - z) \cos \theta \quad (3.53)$$

Siendo:

ρ'_d : densidad sumergida

$$\rho'_d = (1 - n) \rho'_s \quad (3.54)$$

$$\rho'_s = \rho_s - \rho_w$$

Dado que las expresiones son lineales, de ser iguales en la parte inferior de la columna, serán iguales en toda la profundidad de la masa movilizada, tal es así que, esta condición establece que:

$$\tan \theta = \frac{\rho'_d}{\rho} \quad (3.55)$$

De no contar con información adicional no es posible cuantificar la distribución de velocidades en profundidad, por lo que, los modelos integrados en profundidad que utilizan modelos friccionales puros que no requieren de los valores de las tensiones integradas en profundidad.

Respecto de la fricción basal, al no ser posible determinar el perfil de distribución del esfuerzo cortante su valor en la base generalmente se aproxima como:

$$\tau_b = -\rho'_d g h \tan \phi \frac{\bar{v}_i}{|\bar{v}|} \quad (3.56)$$

Se ha evidenciado que en algunas ocasiones el fluidificado se moviliza sobre una capa geológica de control basal compuesta por un geomaterial diferente al que compone el deslizamiento. Para estos casos, siempre que el ángulo de fricción (δ) entre ambos geomateriales (superficie basal y cuerpo del deslizamiento) sea menor que el ángulo de fricción interna del suelo fluidificado, el esfuerzo cortante en la basas se estima como:

$$\tau_b = -\rho'_d gh \tan \phi_b \frac{\bar{v}_i}{|\bar{v}|} \quad (3.57)$$

Donde:

ϕ_b : es el ángulo de rozamiento en la base

Siendo:

$$\phi_b = \min(\delta, \phi) \quad (3.58)$$

Dado que en los análisis donde se emplea este modelo simplificado se tiende a sobre estimar el efecto de la presión intersticial en la superficie basal, por lo que la siguiente expresión tiene en cuenta dicho problema y lo compensa, así:

$$\tau_b = -(\rho'_d gh \tan \phi_b - p_w^b) \frac{\bar{v}_i}{|\bar{v}|} \quad (3.59)$$

Cuando los desplazamientos de partículas granulares y de las fuerzas de arrastre debidas al contacto con el aire son altas, es propicio incluir el factor propuesto por (Voellmy, 1955), el cual incluye un término de corrección de tipo viscoso $\frac{\rho g v^2}{\xi}$.

3.2.4.6. Fluidos viscosos-cohesivos-friccionales

En condiciones de corte simple, estos fluidos satisfacen la ley que se relaciona a continuación:

$$\begin{aligned} \sigma_{11} &= \sigma_{22} = \sigma_{33} = -p \\ \sigma_{13} &= \sigma_{31} = s + \mu_{CF} \left(\frac{\partial v_1}{\partial x_3} \right)^m \end{aligned} \quad (3.60)$$

Donde se incluye una componente cohesiva y otra friccional en el término de resistencia:

$$s = c \cos \varphi + p' \sin \varphi \quad (3.61)$$

Siendo p' la presión efectiva de confinamiento.

Dos casos particulares de interés son el fluido de Bingham () y el fluido de Herschel Bulkley. Para flujos de materiales granulares supondremos cohesión nula y un valor de $m = 2$. Los resultados del término de fricción basal en (Pastor, Blanc, & Pastor, 2009):

$$\tau_b = \rho_d'^* gh \cos \theta \tan \varphi + \frac{25}{4} \mu_{CF} \frac{\bar{v}^2}{h^2} \quad (3.62)$$

Se observa que es similar a la de ley Voellmy.

Utilizando la densidad efectiva saturada $\rho_d'^* = \rho_d' - \beta_w \rho_w$; siendo $\rho_d' = (1 - n) \rho_s$, la presión intersticial en exceso de la hidrostática es $\Delta p_w = \beta_w \rho_w$.

3.2.5. Leyes de erosión

En los deslizamientos rápidos y flujos es de gran importancia considerar la erosión, para lo cual se debe establecer el comportamiento reológico o constitutivo de la interfaz, el cual está gobernado por la estructura del flujo, la densidad, granulometría y de la proximidad de los esfuerzos efectivos en la superficie de las condiciones de falla. Para esto se puede emplear la ley propuesta por (Hungry, 1995), para obtener la tasa de erosión:

$E_t = E_s \bar{h} \bar{v} [L^{-1}]$; donde E_s , se obtiene a partir de conocer los volúmenes inicial y final del material, así como, de la distancia propagada:

$$E_s \approx \frac{\ln(V_{final} / V_0)}{\text{distance}} \quad (3.63)$$

La erosión hace que el volumen de la masa movilizada se incremente, dada la inclusión de material vegetal, escombros y/o suelo, que se encuentra dentro del área de tránsito del flujo, este factor adicional condiciona la dinámica del mismo, por lo que es fundamental entender su comportamiento a fin de predecir correctamente su alcance e intensidad.

Otras leyes comúnmente usadas son las de (Blanc, T., 2008), (Issler & Jóhannesson, 2010).

3.2.6. Modelos generales 3D

El acoplamiento entre el esqueleto sólido y los fluidos en los poros es fundamental en el comportamiento de los geomateriales y las geoestructuras, especialmente en lo que se refiere a la iniciación y propagación de deslizamientos (Okada, Sassa, & Fukuoka, 2004), (Iverson, 2000), (Pailha, Nicolas, & Pouliquen, 2008) e (Igwe, Sassa, & Fukuoka, 2006).

Biot (1941) y (1955) propuso para materiales elásticos lineales el primer modelo matemático que, describió el acoplamiento entre las fases sólida y fluida. Luego en la Universidad de Swansea, Zienkiewicz y colaboradores (1980), (1984), (1990a), (1990b) y (1999), lograron avanzar en el desarrollo de este modelo y ampliar el campo de aplicación a materiales no lineales y problemas de grandes deformaciones. (Zienkiewicz et al 1990a), realizó por primera vez la comparación entre los modelos matemáticos y físicos, de forma exitosa.

(Hutchinson, 1986) expuso las formulaciones acopladas sobre la propagación de deslizamientos, luego, (Iverson & Denlinger, 2001), Pastor et al. (2002) y (2009) y (Quecedo, Pastor, Herreros, & Fernández Merodo, 2003), trabajaron en el desarrollo del modelo de consolidación deslizante para el cálculo del run-out en deslizamientos. Por su parte, (Major & Iverson, 1999) y (Iverson R. , 2000), lo hicieron sobre el efecto de la presión intersticial, ellos presentaron una serie de

datos experimentales donde se observó el cambio de la presión intersticial basal en flujos de derrubios.

(Pitman & Le, 2005) y (Pudasaini, 2012) basados en la teoría de mezclas, desarrollaron modelos que permiten incluir dos fluidos, aplicables a modelización de flujos de derrubios con movimientos relativamente altos entre las partículas del suelo y el agua.

La segregación es estudiada por (Gray & Thornton, 2005), (Gray & Ancey, 2009) y (Gray & Ancey, 2011), en donde se utilizaron las mismas ecuaciones propuestas por (Zienkiewicz & Shiomi, 1984).

Los modelos matemáticos antes relacionados se constituyen como la base teórica de los modelos integrados en profundidad.

3.2.7. Modelo matemático de los modelos generales 3D

En lo sucesivo del presente numeral, en lo que respecta a los problemas cinemáticos, la descripción matemática parte de la premisa consistente en que las velocidades de las fases sólida y líquida pueden ser diferentes, las cuales se denotan con los subíndices s y w, respectivamente; además, de utilizar formulación tipo lagrangiana del modelo numérico SPH, en el que se emplean derivadas materiales para el sólido $\frac{d^{(s)}}{dt}$ y el fluido $\frac{d^{(w)}}{dt}$, las cuales a su vez se relacionan con las derivadas espaciales (eulerianas):

$$\begin{aligned}\frac{d^{(s)}}{dt} &= \frac{\partial}{\partial t} + \mathbf{v}_s^T \cdot \text{grad} \\ \frac{d^{(w)}}{dt} &= \frac{\partial}{\partial t} + \mathbf{v}_w^T \cdot \text{grad}\end{aligned}\tag{ 3.64}$$

Donde \mathbf{v}_s y \mathbf{v}_w son las velocidades de las partículas sólidas y del fluido, respectivamente.

Luego, se tiene la siguiente expresión para ambas derivadas materiales:

$$\frac{d^{(w)}}{dt} = \frac{d^{(s)}}{dt} + (\mathbf{v}_w - \mathbf{v}_s)^T \cdot \text{grad} \quad (3.65)$$

Se tiene la ecuación de la velocidad de Darcy \mathbf{W} en términos de la velocidad media del fluido respecto del sólido, por ende la relación es igual a:

$$\mathbf{v}_w = \mathbf{v}_s + \frac{\mathbf{w}}{\eta} \quad (3.66)$$

Se reemplaza y se obtiene:

$$\frac{d^{(w)}}{dt} = \frac{d^{(s)}}{dt} + \frac{\mathbf{w}^T}{\eta} \cdot \text{grad} \quad (3.67)$$

La tensión total o de Cauchy ($\boldsymbol{\sigma}$), está dada por la siguiente ecuación, donde se relacionan las tensiones parciales de las fases ($\boldsymbol{\sigma}^{(s)}$) y ($\boldsymbol{\sigma}^{(w)}$):

$$\begin{aligned} \boldsymbol{\sigma} &= (1 - \eta)\boldsymbol{\sigma}_s + \eta\boldsymbol{\sigma}_w \\ \boldsymbol{\sigma} &= \boldsymbol{\sigma}^{(s)} + \boldsymbol{\sigma}^{(w)} \end{aligned} \quad (3.68)$$

Donde:

$$\boldsymbol{\sigma}^{(s)} = (1 - \eta)\boldsymbol{\sigma}_s \quad (3.69)$$

$$\boldsymbol{\sigma}^{(w)} = \eta\boldsymbol{\sigma}_w \quad (3.70)$$

Estas tensiones parciales proporcionan una explicación sobre las tensiones que se definen en geotecnia, aunque el rango de aplicación de las tensiones parciales es mayor ((Biot, 1955), (Anderson & Jackson, 1967), (Bowen, 1976), (Pitman & Le, 2005), (Zienkiewicz & Shiomi, 1984) y (Zienkiewicz, Chan, Pastor, Shrefler, & Shiomi, 1999)).

Cuando el fluido intersticial se comporta como un fluido viscoso, la tensión se obtiene así:

$$\boldsymbol{\sigma}^{(w)} = -\eta p_w \mathbf{I} + \eta \boldsymbol{\tau}_w \quad (3.71)$$

Donde:

$\boldsymbol{\tau}_w$: es la tensión desviadora,

p_w : es la presión

\mathbf{I} : el tensor identidad de segundo orden.

Se tiene que, la tensión total resulta de:

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\sigma}^{(s)} - \eta p_w \mathbf{I} + \eta \boldsymbol{\tau}_w \quad (3.72)$$

Para el caso de fluidos de tipo intersticial inviscido, tensión efectiva se obtiene como:

$$\boldsymbol{\sigma}' = (1 - \eta)(\boldsymbol{\sigma}_s + p_w \mathbf{I}) \quad (3.73)$$

El criterio clásico de mecánica de medios continuos cuando existen compresiones negativas, se utiliza la anterior expresión.

Las tensiones parciales se calculan de la siguiente forma:

$$\boldsymbol{\sigma}^{(s)} = \boldsymbol{\sigma}' - (1 - \eta)p_w \mathbf{I} \quad (3.74)$$

$$\boldsymbol{\sigma}^{(w)} = -\eta p_w \mathbf{I} \quad (3.75)$$

Para fluidos intersticiales viscosos, se tiene la siguiente expresión generalizada:

$$\boldsymbol{\sigma}' = \boldsymbol{\sigma} + p_w \mathbf{I} - \eta \boldsymbol{\tau}_w \quad (3.76)$$

Cuando se analice una capa seca:

$$\rho = \rho^{(s)}, \boldsymbol{\sigma} = (1 - \eta) \boldsymbol{\sigma}_s = \boldsymbol{\sigma}^{(s)}; \boldsymbol{\sigma}' = \boldsymbol{\sigma} \quad (3.77)$$

3.2.7.1. Ecuaciones de balance de masa y de momento lineal

El modelo general para la zona saturada se basa en los trabajos de (Biot, 1955), (Zienkiewicz & Shiomi, 1984), (Zienkiewicz et al (1990a) (1999)) y (Anderson & Jackson, 1967), también en las aplicaciones a flujos de derrubios de (Pitman & Le, 2005) y (Pudasaini & Hutter, 2007), modelos generalizados a problemas de flujos de derrubios de dos fases con presiones intersticiales, por (Pastor, y otros, 2021).

Partiendo de que la masa movilizada se compone de una fase sólida y fluida, el modelo consta de ecuaciones de balance de masa, de balance de cantidad de movimiento lineal para los constituyentes y la mezcla, leyes constitutivas o reológicas y de relaciones cinemáticas en función de las velocidades de las fases y la velocidad del tensor de deformación.

Aplicando el principio de conservación, el balance de masa y momento en un volumen de control en un instante de tiempo se puede estimar con las ecuaciones de balance de masa y momento incluidas en (Pastor, y otros, 2021):

$$\frac{d^{(\alpha)}}{dt} (\eta_\alpha \rho_\alpha) + \eta_\alpha \rho_\alpha \operatorname{div} \mathbf{v}_\alpha = 0 \quad (3.78)$$

Donde α es indicativo de la fase solida o fluida según corresponda $\alpha = \{s, w\}$.

Suponiendo que, el fluido y los granos sólidos, son elásticos, con deformaciones volumétricas inducidas solo por la presión del fluido p_w , se tienen las ecuaciones anteriores en términos de los módulos de rigidez volumétrica K_s y K_w :

$$\begin{aligned}\frac{1}{\rho_s} \frac{d^{(s)}\rho_s}{dt} &= \frac{1}{K_s} \frac{d^{(s)}p_w}{dt} \\ \frac{1}{\rho_w} \frac{d^{(w)}\rho_s}{dt} &= \frac{1}{K_w} \frac{d^{(w)}p_w}{dt}\end{aligned}\quad (3.79)$$

La compresibilidad de los granos sólidos es despreciable y se introduce el concepto propuesto (Zienkiewicz, Chan, Pastor, Shrefler, & Shiomi, 1999) consistente en una rigidez volumétrica mixta Q definida como:

$$\frac{1}{Q} = \frac{(1-\eta)}{K_s} + \frac{\eta}{K_w} \approx \frac{\eta}{K_w} \quad (3.80)$$

Luego de reemplazar, tenemos:

$$-\frac{d^s\eta}{dt} + (1-\eta)\text{div } \mathbf{v}_s = 0 \quad (3.81)$$

$$\frac{1}{Q} \frac{d^{(w)}p_w}{dt} + \frac{d^{(w)}\eta}{dt} + \eta\text{div } \mathbf{v}_w = 0 \quad (3.82)$$

Estas ecuaciones se pueden combinar, cuyo resultado es:

$$\frac{1}{Q} \frac{d^{(w)}p_w}{dt} + \frac{d^{(w)}\eta}{dt} - \frac{d^s\eta}{dt} + (1-\eta)\text{div } \mathbf{v}_s + \eta\text{div } \mathbf{v}_w = 0 \quad (3.83)$$

Por último, a partir de la ecuación 3.67, se obtiene:

$$\frac{1}{Q} \frac{d^{(w)}p_w}{dt} + \text{div } \mathbf{w} + \text{div } \mathbf{v}_s = 0 \quad (3.84)$$

Esta ecuación es la base para establecer las variaciones de exceso de presión intersticial a lo largo de las columnas verticales, que se mencionaran más adelante,

cuyos detalles se encuentran en (Zienkiewicz, Chan, Pastor, Shrefler, & Shiomi, 1999) y (Lewis & Schrefler, 1998).

Ecuaciones de balance de cantidad de movimiento para la mezcla:

$$(1 - \eta)\rho_s \frac{d^{(s)}\mathbf{v}_s}{dt} + \eta\rho_w \frac{d^{(w)}\mathbf{v}_w}{dt} = \text{div } \boldsymbol{\sigma} + \rho\mathbf{b} \quad (3.85)$$

Donde $\rho\mathbf{b}$ son las fuerzas de masa,

$$\rho\mathbf{b} = \rho_s(1 - \eta)\mathbf{b} + \rho_w\eta\mathbf{b} \quad (3.86)$$

La ecuación de conservación de momento para la fase fluida es:

$$\eta\rho_w \frac{d^{(w)}\mathbf{v}_w}{dt} = \eta \text{div } \boldsymbol{\sigma}_w + \eta\rho_w\mathbf{b} - \mathbf{R} \quad (3.87)$$

Donde:

$$\mathbf{R} = -\eta\mathbf{R}_w = (1 - \eta)\mathbf{R}_s \quad (3.88)$$

\mathbf{R} es la fuerza de interacción entre las fases, donde el subíndice (α) corresponde a la fuerza $\mathbf{R}_{(\alpha)}$ de cada fase .

Las ecuaciones de balance de momento para el fluido tienen tres formas alternativas de escritura, así:

$$\eta\rho_w \frac{d^{(w)}\mathbf{v}_w}{dt} = \left\{ \begin{array}{l} \eta \text{div } \boldsymbol{\sigma}_w \quad (a) \\ \text{div } \boldsymbol{\sigma}^{(w)} - \boldsymbol{\sigma}_w \text{grad} \eta \quad (b) \\ -\eta \text{grad} p_w + \eta \text{div } \boldsymbol{\tau}_w \quad (c) \end{array} \right\} + \eta\rho_w\mathbf{b} - \mathbf{R} \quad (3.89)$$

Si se resta la ecuación de balance de cantidad de movimiento de la mezcla la de la fase fluida, se obtiene la ecuación de cantidad de movimiento de la fase solida:

$$(1 - \eta)\rho_s \frac{d^{(s)}\mathbf{v}_s}{dt} = \left\{ \begin{array}{l} \text{div}\boldsymbol{\sigma}^{(s)} - \boldsymbol{\sigma}_w \text{grad}\eta \quad (a) \\ \text{div}\boldsymbol{\sigma}^{(s)} - p_w \text{grad}\eta + \boldsymbol{\tau}_w \text{grad}\eta \quad (b) \\ \text{div}\boldsymbol{\sigma} + \eta \text{grad}p_w - \eta \text{div}\boldsymbol{\sigma}_w \quad (c) \\ \text{div}\boldsymbol{\sigma}' - (\mathbf{1} - \eta) \text{grad}p_w - \boldsymbol{\tau}_w \text{grad}\eta \quad (d) \end{array} \right\} + (1 - \eta)\rho_s \mathbf{b} + \mathbf{R} \quad (3.90)$$

Las ecuaciones que describen el balance de masa corresponden a los números: (3.81), (3.82) y (3.83), por su parte, las de cantidad de movimiento de la mezcla, son las numeradas (3.89) y (3.90), estas para el componente saturado de la mezcla.

Estas ecuaciones coinciden con las descritas en el modelo de dos fluidos propuesto por (Pitman & Le, 2005). Estas se complementan con ecuaciones que relacionen las velocidades con los tensores de tasa de deformación para ambas fases.

Por su parte, la parte no saturada, se compone de:

$$\frac{d^{(s)}\eta}{dt} + (1 - \eta) \text{div}\mathbf{v}_s = 0 \quad (3.91)$$

Y

$$(1 - \eta)\rho_s \frac{d^{(s)}\mathbf{v}_s}{dt} = \text{div}\boldsymbol{\sigma} + (1 - \eta)\rho_s \mathbf{b} \quad (3.92)$$

Leyes de interacción entre fases

Una ley de interacción habitualmente tiene la siguiente estructura:

$$\mathbf{R} = C_d (\mathbf{v}_w - \mathbf{v}_s) \quad (3.93)$$

Donde C_d varía de acuerdo con la ley que se utilice, esta ley de interacción es lineal cuando es independiente de la diferencia de velocidades. Los casos más representativos son:

Ley de Darcy

$$C_d = \eta^2 k_w^{-1} \quad (3.94)$$

\mathbf{R} se obtiene de la siguiente expresión:

$$\mathbf{R} = \eta^2 k_w^{-1} (\mathbf{v}_w - \mathbf{v}_s) = \eta k_w^{-1} \mathbf{w} \quad (3.95)$$

\mathbf{k}_w es el tensor de permeabilidad isótropo, en caso de isotropía, se puede expresar con la siguiente ecuación cuyas dimensiones son $[k_w] = L^3 T M^{-1}$:

$$\mathbf{k}_w = \frac{k^{intr}}{\mu_w} \mathbf{I} \quad (3.96)$$

Siendo:

k^{intr} la permeabilidad intrínseca con dimensiones L^2
 μ_w es la viscosidad del fluido intersticial.

En los análisis geotécnicos, la permeabilidad se define algo diferente, con dimensiones LT^{-1} :

$$\bar{k}_w = k_w g \rho_w \quad (3.97)$$

Siendo g la aceleración de la gravedad.

(Pitman & Le, 2005) Utilizan una alternativa para definir la fuerza de relación entre las fases ver (Anderson & Jackson, 1967), esta expresión se emplea para muestra más grande de porosidades y para cuando la velocidad relativa entre las fases es mayor:

$$\mathbf{R} = \frac{\eta(1-\eta)}{V_T \eta^m} (\rho_s - \rho_w) g (\mathbf{v}_w - \mathbf{v}_s) \quad (3.98)$$

Donde:

V_T : es la velocidad terminal de las partículas sólidas que caen en el fluido
 m : constante

Se obtiene:

$$C_d = \frac{\eta(1-\eta)}{V_{T\eta}^m} (\rho_s - \rho_w)g \quad (\text{Andreson}) \quad (3.99)$$

Este modelo presenta tres incógnitas por nodo en el componente de cada velocidad, seis de las tensiones del sólido, una presión para el fluido, otra corresponde a la porosidad y seis más de las tasas de deformación, partiendo de estas se estima la tasa de tensiones (o las propias tensiones).

3.2.8. Modelos integrados en profundidad

El modelo integrado en profundidad son una simplificación de los modelos 3D, de ahí que se pueda obtener de los modelos desarrollados por (Biot, 1941) y Zienkiewicz junto con el grupo de la Universidad de Swansea (1984). La aceptación de este modelo se debe a que su precisión comparada con el costo computacional que requiere su implementación, es buena.

Debido a las características geométricas de los deslizamientos rápidos y flujos de laderas no canalizados, donde su baja relación entre la profundidad y la longitud, de la masa movilizada, hace que la componente de velocidad vertical también sea pequeña; para el caso de deslizamientos donde las partículas sólidas tienen un tamaño inferior al espesor de la masa en movimiento es correcto implementar modelos integrados en profundidad. En este caso las ecuaciones utilizadas en los modelos más complejos y precisos 3D, se reducen a sistemas de ecuaciones de modelos 2D, donde las variables dependen de los ejes de referencia X y Y, dejando de lado las variables en Z, una de ellas es la estructura del flujo en la dirección vertical. Es decir, hace que se reduzcan los problemas de 3D a 2D.

(Pitman & Le, 2005) y (Pudasaini, 2012) proponen modelos de dos fases integrados en profundidad para flujos derrubios, (Córdoba, Sheridan, & Pitman, 2015) aplican el modelo de (Pitman & Le, 2005), a la propagación de flujos de detritos; por su

parte, (Bui & Nguyen, 2017) y colaboradores proponen un modelo 3D de dos fases separadas en SPH para problemas geomecánicos.

Savage & Hutter (1989) y (1991), formulan el modelo lagrangiano 1D, donde a partir de la propuesta de Mohr-Coulomb se puede describir el comportamiento de un material granular mediante un modelo lagrangiano de una fase. Luego, se extiende a áreas de investigación 2D y más complejos en (Hutter & Koch, 1991), (Hutter, Siegel, Savage, & Nohguchi, 1993) y (Gray, Wieland, & Hutter, 1999), estos los aplica (Laigle & Coussot, 1997), (McDougall & Hungr, 2004), Pastor et al. (2002) y (2009) y (Quecedo, Pastor, Herreros, & Fernández Merodo, 2003), donde se analiza de forma detallada el modelo en mención, también es de resaltar el trabajo sobre la materia elaborado por (Pudasaini & Hutter, 2007)

Con el cambio volumétrico del esqueleto del suelo (dilatación o contracción) se genera cambio en la presión en los poros, por ende, en los esfuerzos efectivos, en la fricción en la base y en los desplazamientos de la masa de suelo. Estos temas se abordan inicialmente por (Hutchinson, 1986), quien como respuesta a los interrogantes presenta un mecanismo de consolidación deslizante simple para un bloque, (Iverson R. M., 1997), posteriormente, (Iverson & Denlinger, 2001). (Wang & K., 1999) formulan un modelo con un enfoque más general a partir de la teoría de mezclas.

Pastor et al (2018), (2021) y (2022) y (Tayyebi, Pastor, & Stickle, 2021), desarrollaron modelos integrados en profundidad con aplicación ampliada a problemas de los flujos de derrubios con presiones intersticiales en exceso de la hidrostática, así como, erosión de materiales saturados de la base, que hacen que el proceso de evolución de las presiones intersticiales sea más complejo.

En la Figura 28, se da el esquema de las variables empleadas y del sistema de referencia.

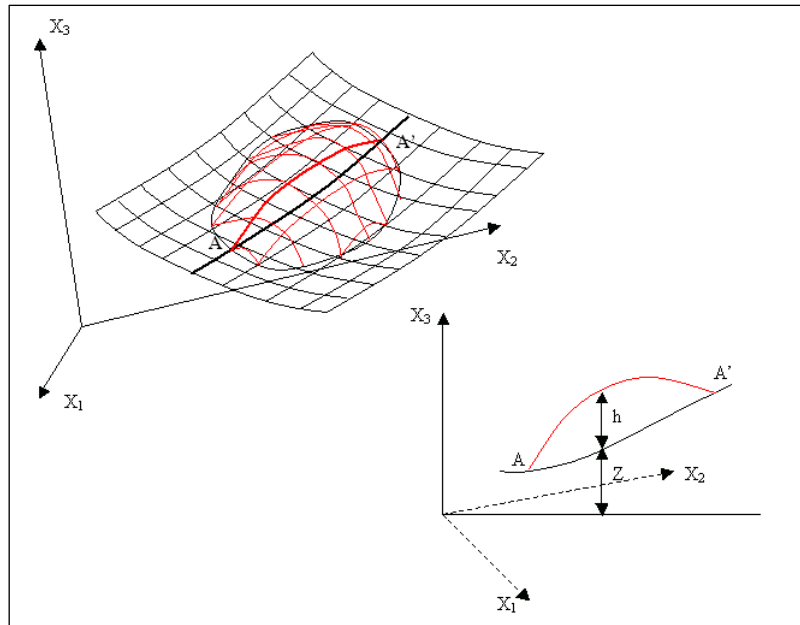


Figura 28. Sistema de referencia típico para modelos integrados en profundidad

Fuente: (Pastor, y otros, 2021)

3.2.9. Modelos matemáticos de modelos integrados en profundidad

3.2.9.1. Magnitudes empleadas en el modelo general de dos capas y dos fases

Estos modelos se componen de la integración o promedio en la profundidad de una columna de suelo, el equilibrio de las ecuaciones de masa y momento para las fases sólida y fluida.

El sistema de referencia de la Figura 29, muestra la profundidad (h) de la masa movilizada, con ejes , velocidades $\{v_1, v_2, v_3\}$ y los subíndices s y w se de las fases sólida y fluida.

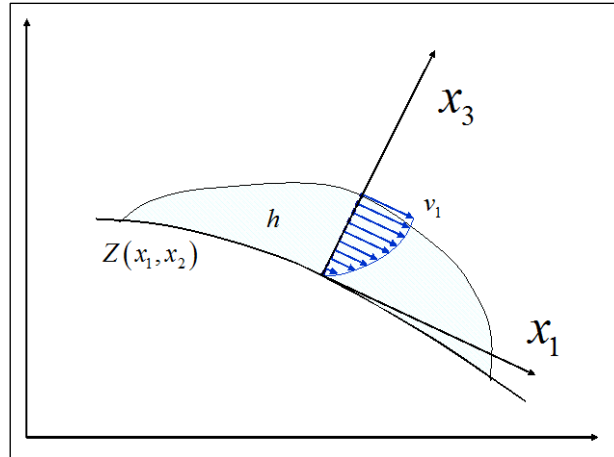


Figura 29. Sistema de referencia, coordenadas y notación utilizada en el análisis.

Fuente: (Pastor, y otros, 2021)

La barra ($\bar{}$) sobre una magnitud indica que es valor promedio en profundidad, un ejemplo de esto es la siguiente expresión:

$$\bar{\theta} = \frac{1}{h} \int_Z^{Z+h} \theta(x_1, x_2, x_3) dx_3 \quad (3.100)$$

De acuerdo con lo anterior, la velocidad integrada en profundidad se define como:

$$\bar{\mathbf{v}} = (1 - \bar{\eta})\bar{\mathbf{v}}_s + \bar{\eta} \bar{\mathbf{v}}_w \quad (3.101)$$

Donde:

$\bar{\mathbf{v}}_s$, $\bar{\mathbf{v}}_w$ y $\bar{\eta}$ son las velocidades de las fases sólida y líquida y las porosidades, integradas en profundidad, respectivamente.

Luego se incluye la "derivada cuasi material":

$$\frac{\bar{d}}{dt} = \frac{\partial}{\partial t} + \bar{v}_j \frac{\partial}{\partial x_j} \quad j = 1, 2 \quad (3.102)$$

La fórmula de Leibnitz se utiliza para realizar el proceso de integración en profundidad, así:

$$\int_a^b \frac{\partial}{\partial s} F(r, s) dr = \frac{\partial}{\partial s} \int_a^b F(r, s) dr - F(b, s) \frac{\partial b}{\partial s} + F(a, s) \frac{\partial a}{\partial s} \quad (3.103)$$

Donde, a y b son funciones derivables de s , $F(r, s)$ y $\frac{\partial F(r, s)}{\partial s}$ son continuas en r y en s .

Cuando se trate de análisis multicapa, para este caso, dos, capa saturada y no saturada, su integración en profundidad, se realiza en toda altura de la columna de suelo, esto aplica para flujos de derrubios con estas características.

Para efectos de notación, se utilizan tres variables auxiliares (h_s , h_a y h_w), estas se refieren a la altura de los contenidos de sólidos, aire y fluidos, en una columna de mezcla de altura h , (ver Figura 30).

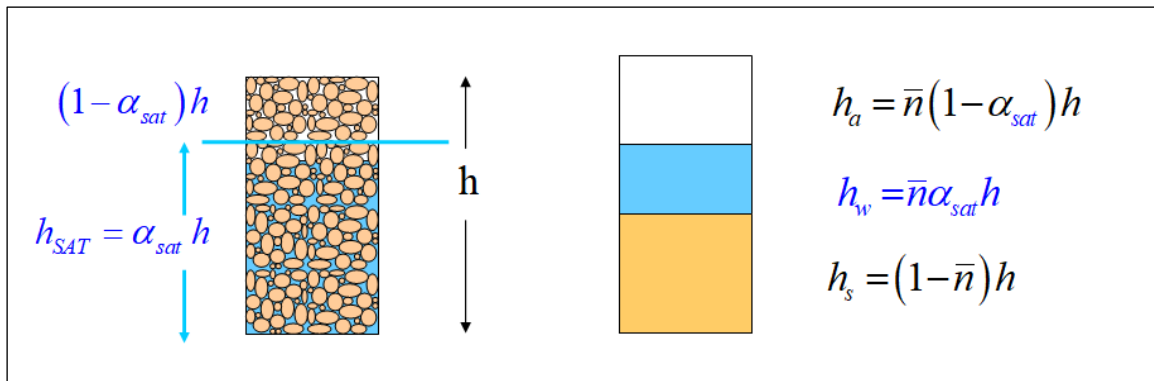


Figura 30. Magnitudes empleadas en flujos de derrubios con dos capas

Fuente: (Pastor, y otros, 2023)

Las relaciones entre las alturas mencionadas están dadas por las siguientes ecuaciones:

$$h = h_s + h_w + h_a \quad (3.104)$$

Donde:

$$h = \frac{h_s + h_w}{1 - \bar{\eta}(1 - \alpha_{sat})} \quad (3.105)$$

Para una columna saturada, $\alpha_{sat} = 1$, los modelos sin desaturación, tales como, los modelos clásicos de flujo de detritos, la porosidad disminuirá conforme el agua abandona la columna de mezcla, hasta cero en el valor límite.

$$h_w \rightarrow 0 \text{ de donde } \bar{\eta} = \frac{h_w}{h_w + h_s} \rightarrow 0 \quad (3.106)$$

Teniendo en cuenta lo expuesto, cuando la porosidad se hace mínima ($\bar{\eta}_{min}$), esta será constante con la disminución de la altura de la capa saturada:

$$\alpha_{sat} = \frac{1 - \bar{\eta}_{min}}{\bar{\eta}_{min}} \frac{h_w}{h_s} \quad h_{sat} = \frac{1 - \bar{\eta}_{min}}{\bar{\eta}_{min}} \frac{h_w}{h_s} h \quad (3.107)$$

En el límite se tiene que:

$$h_w \rightarrow 0 \quad \text{y} \quad h_{sat} \rightarrow 0 \quad (3.108)$$

3.2.9.2. Ecuaciones de balance para el caso general de dos capas y dos fases

Ecuaciones de balance de masa para la capa saturada:

$$\begin{aligned} \frac{\bar{d}^{(s)}}{dt} ((1 - \bar{\eta})h) + (1 + \bar{\eta})h \text{div} \bar{v}_s &= (1 - \bar{\eta})e_R \\ \frac{\bar{d}^{(w)}}{dt} (\bar{\eta} \alpha_{sat} h) + \bar{\eta} \alpha_{sat} h \text{div} \bar{v}_w &= \bar{\eta} e_R \end{aligned} \quad (3.109)$$

e_R es la velocidad de erosión y de depositación, la cual está dada como el incremento de altura del suelo en la propagación por unidad de tiempo. La de (Hunggr, McDougall, & Bovis, 2005), es una de las leyes propuestas que relacionan la velocidad promediada en profundidad del material que fluye.

Ecuaciones de balance de momento.

Fase Solida:

$$\begin{aligned} \rho_s h_s \frac{d^{(s)} \bar{v}_s}{dt} = & \text{grad} \left\{ \frac{1}{2} (1 - \bar{\eta}) \rho_s h^2 b_3 \right\} + \text{grad}(\bar{\eta} \alpha_{sat} h \Delta \bar{p}_w) \\ & + \left\{ \frac{1}{2} \rho_w \alpha_{sat}^2 h^2 b_3 - \alpha_{sat} h \Delta \bar{p}_w \right\} \text{grad} \bar{\eta} - \boldsymbol{\tau}_b^{(s)} + \rho_s \mathbf{b} h_s + h_s \bar{\mathbf{R}}_s - (1 \\ & - \bar{\eta}) \rho_s (\bar{v}_s - v_s^{(b)}) e_R \end{aligned} \quad (3.110)$$

Y para la fase fluida:

$$\begin{aligned} \rho_w h_w \frac{d^{(w)} \mathbf{v}_w}{dt} = & \text{grad} \left\{ \frac{1}{2} \bar{\eta} \rho_w \alpha_{sat}^2 h^2 b_3 \right\} \\ & - \text{grad}(\bar{\eta} \alpha_{sat} h \Delta \bar{p}_w) \left\{ -\frac{1}{2} \rho_w \alpha_{sat}^2 h^2 b_3 - \alpha_{sat} h \Delta \bar{p}_w \right\} \text{grad} \bar{\eta} - \boldsymbol{\tau}_b^{(w)} \\ & + \rho_w \mathbf{b} h_w + h_w \bar{\mathbf{R}}_w - \bar{\eta} \rho_w (\bar{v}_w - v_w^{(b)}) e_R \end{aligned} \quad (3.111)$$

$\bar{\mathbf{v}}_s^{(b)}$ y $\bar{\mathbf{v}}_w^{(b)}$ describen las velocidades de las fases en la base, cuya incidencia es más importante en la dinámica de avalanchas cuando existe erosión.

Las tensiones se consideran hidrostáticas, partiendo de la suposición que el fluido intersticial es inviscido.

$$\begin{aligned} \sigma_{ii} = & ((1 - \eta) \rho_s + \eta \rho_w) b_3 (h + x_3) \quad i = 1 \dots 3 \\ \sigma_{ii} = & \eta \rho_w b_3 (h - x_3) - \eta \Delta \bar{p}_w \end{aligned} \quad (3.112)$$

La presión intersticial \bar{p}_w se supone que tiene dos componentes, uno hidrostático y el otro, presión en exceso de ésta:

$$\bar{p}_w = \bar{p}_{w,hydr} + \Delta \bar{p}_w \quad (3.113)$$

Estas ecuaciones se escriben de forma más concreto si se definen por términos:

Las presiones P_s y P_w están dadas por:

$$\begin{aligned} P_s &= \left\{ -\frac{1}{2}(1 - \bar{\eta}) h^2 b_3 - \frac{1}{\rho_s} \bar{\eta} \alpha_{sat} h \Delta \bar{p}_w \right\} \\ P_w &= \left\{ -\frac{1}{2} \bar{\eta} h^2 b_3 - \frac{1}{\rho_w} \bar{\eta} \alpha_{sat} h \Delta \bar{p}_w \right\} \end{aligned} \quad (3.114)$$

Donde b_3 es la fuerza de cuerpo a lo largo del eje x_3 y $\Delta \bar{p}_w$ es media del exceso de presión de poros en profundidad.

F_s y F_w :

$$\begin{aligned} F_s &= \left\{ -\frac{1}{2} \frac{\rho_w}{\rho_s} \alpha_{sat}^2 h^2 b_3 - \alpha_{sat} h \frac{1}{\rho_s} \Delta \bar{p}_w \right\} \\ F_w &= \left\{ -\frac{1}{2} \alpha_{sat}^2 h^2 b_3 + \alpha_{sat} h \frac{1}{\rho_w} \Delta \bar{p}_w \right\} \end{aligned} \quad (3.115)$$

Términos de fuente:

$$\begin{aligned} S_s &= \frac{1}{\rho_s h_s} \left\{ \boldsymbol{\tau}_b^{(s)} + \rho_s \mathbf{b} h_s + h_s \bar{\mathbf{R}}_s - (1 - \bar{\eta}) \rho_s (\bar{v}_s - v_s^{(b)}) e_R \right\} \\ S_w &= \frac{1}{\rho_w h_w} \left\{ -\boldsymbol{\tau}_b^{(w)} + \rho_w \mathbf{b} h_w + h_w \bar{\mathbf{R}}_w - \bar{\eta} \rho_w (\bar{v}_w - v_w^{(b)}) e_R \right\} \end{aligned} \quad (3.116)$$

Donde: $\boldsymbol{\tau}_b^{(\alpha)}$ son los esfuerzos cortantes en la superficie basal para el sólido y el fluido, $v_\alpha^{(b)}$ las velocidades de deslizamiento en la base y $\bar{\mathbf{R}}_\alpha$ las fuerzas de interacción entre las fases.

Por último, las ecuaciones de momento de las dos fases son:

$$\begin{aligned}\frac{\bar{d}^{(s)}\bar{v}_s}{dt} &= \frac{1}{h_s} \text{grad}P_s + \frac{1}{h_s} F_s \text{grad}\bar{\eta} + S_s \\ \frac{\bar{d}^{(s)}\bar{v}_w}{dt} &= \frac{1}{h_w} \text{grad}P_w + \frac{1}{h_w} F_w \text{grad}\bar{\eta} + S_w\end{aligned}\quad (3.117)$$

3.2.9.3. Modelos de evolución de las presiones intersticiales

Las ecuaciones para la evolución del exceso de presión intersticial en flujos saturados, que se muestran a continuación, fueron propuestas por Pastor et al (2015), (2021).

$$\frac{\bar{d}^{(s)}\Delta\bar{p}_w}{dt} = -\rho' b_3 \frac{d^{(s)}h}{dt} \left(1 - \frac{X_3}{h}\right) + E_m \frac{\partial}{\partial X_3} \left(\frac{\bar{\eta}}{\bar{c}_d} \frac{\partial \Delta P_w}{\partial X_3}\right) - E_m \frac{1}{1-\bar{\eta}} \frac{d^{(s)}\bar{\eta}}{dt} \quad (3.118)$$

Siendo:

E_m : el módulo edométrico del suelo saturado y

$\bar{c}_d = \frac{C_d}{n}$, donde C_d caracteriza la fuerza de interacción $\mathbf{R} = C_d (\mathbf{v}_w - \mathbf{v}_s)$.

El factor $\frac{\bar{n}}{\bar{c}_d}$ puede considerarse como una "permeabilidad equivalente"

En la ecuación anterior:

(i) el primer término a la derecha representa los cambios en el exceso de presión intersticial inducidos por cambios en la altura de la columna de suelo, que inducen variaciones de las tensiones totales.

(ii) El segundo término describe la consolidación vertical, y

(iii) el tercer término tiene en cuenta el efecto de las variaciones de porosidad. Debe recordarse que se trata de magnitudes promediadas"

Se debe tener en cuenta que la ecuación es de tipo lagrangiano, con derivadas temporales que siguen a las partículas del suelo. Pastor et al (2015), (2021).

Pastor et al (2015), (2021) proponen emplear una malla de diferencias finitas (FD), (ver Figura 31), asociadas a nudos de suelo SPH, para resolver las anteriores ecuaciones.

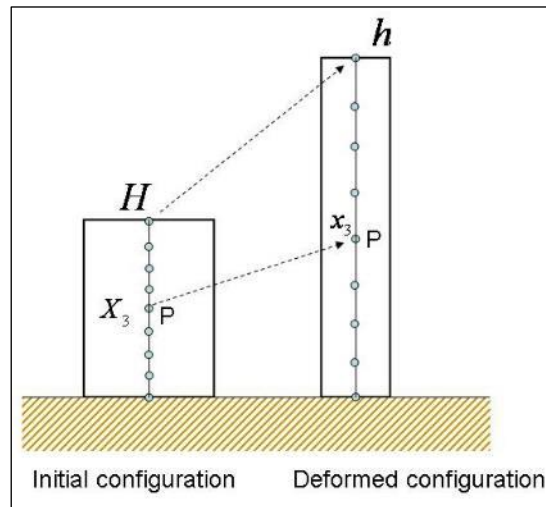


Figura 31. Movimiento de los nodos del modelo de diferencias finitas. Estos nodos son puntos materiales

Fuente: (Pastor, y otros, 2015)

El problema 1D se discretiza usando un modelo explícito hacia adelante en el tiempo y centrado en el espacio:

$$\left. \frac{d^{(s)} \Delta p_w}{dt} \right|_j^n = \frac{\partial}{\partial t} \Delta p_w \Big|_j^n = \frac{\Delta p_w|_j^{n+1} - \Delta p_w|_j^n}{\Delta t} \quad (3.119)$$

Donde la derivada parcial $\left. \frac{\partial}{\partial t} \Delta p_w \right|_j^n$ representa la velocidad de cambio en el nodo j -

...puesto que éste se mueve con el material, siendo de hecho una derivada material. Es importante observar que, si el material se moviera con respecto a la malla, esta formulación no sería válida Pastor et al (2015), (2021).

Condiciones de contorno:

La presión intersticial en exceso, generalmente se adopta como cero para el contorno superior.

En el fondo, cuando la masa se propaga sobre un lecho impermeable, se supone que el flujo es cero, por lo que la derivada normal del exceso de presión intersticial también es cero.

Cuando se trata de obras de mitigación del riesgo, como las rejillas de base incluidas (Tayyebi, Pastor, & Stickle, 2021), el contorno de la capa inferior está a presión atmosférica.

Cuando se trata de dos capas, se considera la columna de suelo de la Figura 14.

Modelo matemático 1D donde no se considerarán los términos tipo fuente.

$$\frac{\bar{d}^{(s)}\Delta\bar{p}_w}{dt} = -E_m \frac{\partial}{\partial x_3} \left(\frac{\bar{\eta}}{\bar{c}_d} \frac{\partial \Delta P_w}{\partial x_3} \right) \quad 0 \leq x_3 \leq h_{sat}(t) \quad (3.120)$$

donde Δp_w depende de x_3 y de t .

Se incluye el coeficiente de consolidación, suponiendo que es constante en profundidad.

$$C_v = -E_m \frac{\bar{\eta}}{\bar{c}_d} \quad (3.121)$$

Se tiene que:

$$\frac{\bar{d}^{(s)} \Delta p_w}{dt} = C_v \frac{\partial^2 \Delta P_w}{\partial X_3^2} \quad (3.122)$$

Esta es la ecuación clásica de consolidación 1D, a la que se le debe incluir las condiciones de contorno e inicial.

Condiciones de contorno:

(i) En la interface entre capas, se toma $\Delta p_w = 0$

(ii) En la base, se suponen las condiciones que se dan cuando existe una rejilla para disipar la presión intersticial, provocando que la velocidad de propagación de la masa se reduzca.

$$P_w = P_{atm} \rightarrow \Delta p_w = \rho b_3 \alpha_{sat} h \quad (3.123)$$

La ecuación anterior se define en el dominio $0 \leq x \leq h_{sat}(t)$, ya que, una vez fijadas las condiciones de contorno móvil y en el fondo, la ubicación de la interfaz cambia a medida que el agua sale o entra de la columna de la masa, Es así que se convierte en un problema de Stefan (Crank 1984, Hill 1987), con la condición:

$$\frac{dh_{sat}}{dt} = \frac{\bar{\eta}}{\bar{c}_d} \frac{\partial \Delta P_w}{\partial X_3^2} \Big|_{X_3=h_{sat}} = -k_w \frac{\bar{\eta}}{\bar{c}_d} \frac{\partial \Delta P_w}{\partial X_3^2} \Big|_{X_3=h_{sat}} \quad (3.124)$$

Donde $\frac{\bar{\eta}}{\bar{c}_d}$ corresponde a la permeabilidad k_w en el caso de flujo darciniano.

“Los nodos de la malla FD se mueven hacia abajo a medida que el agua sale de la columna a través de la base, pero las partículas sólidas no se mueven (se han despreciado aquí los cambios de altura en la columna). Por lo tanto, las derivadas temporales en los nodos deben definirse como:” Pastor et al (2015), (2021)

$$\frac{d^{(s)}}{dt} \Delta p_w \Big|_j^n = \frac{\partial \Delta p_w}{\partial t} \Big|_j^n + (u_3 - w_3) \frac{\partial \Delta p_w}{\partial x_3} \Big|_j^n \quad (3.125)$$

Donde u_3 y w_3 son las derivadas materiales de las partículas sólidas y de los nodos, respectivamente. Las cuales vienen dadas por:

$$u_3 = 0 \quad y; \quad w_3 = \frac{x_3}{h_{sat}} \frac{dh_{sat}}{dt} \quad (3.126)$$

De lo anterior, se obtiene:

$$\begin{aligned} \frac{d^{(s)}}{dt} \Delta p_w \Big|_j^n &= \frac{\partial \Delta p_w}{\partial t} \Big|_j^n + (u_3 - w_3) \frac{\partial \Delta p_w}{\partial x_3} \Big|_j^n \\ &= \frac{\partial \Delta p_w}{\partial t} \Big|_j^n + \frac{x_3}{h_{sat}} \frac{dh_{sat}}{dt} \frac{\partial \Delta p_w}{\partial x_3} \Big|_j^n \end{aligned} \quad (3.127)$$

Que se puede escribir como:

$$\frac{\partial \Delta p_w}{\partial t} \Big|_j^n = C_v \frac{\partial^2 \Delta p_w}{\partial x_3^2} \Big|_j^n - \frac{x_3}{h_{sat}} \frac{dh_{sat}}{dt} \frac{\partial \Delta p_w}{\partial x_3} \Big|_j^n \quad (3.128)$$

Para entender el problema se introducen las siguientes magnitudes adimensionales:

$$\Delta \hat{p}_w = \frac{\Delta p_w}{\rho_w g h_0} \quad \hat{t} = \frac{t}{T_{cons}} \quad \hat{x}_3 = \frac{x_3}{h_0} \quad \hat{h}_{sat} = \frac{h_{sat}}{h_0} \quad (3.129)$$

Donde:

h_0 : Es la altura característica o representativa, puede ser, la altura inicial de la zona saturada.

T_{cons} : Es el tiempo de consolidación.

$$T_{cons} = h_0^2 / C_v \quad (3.130)$$

En adelante se tendrá en cuenta la desaturación, que se incluye a una escala de tiempo que lo caracterice:

$$T_{dew} = \frac{h_0}{\bar{k}_w} \quad (3.131)$$

Donde:

\bar{k}_w es la "permeabilidad geotécnica" de la ecuación 3.97.

Tenemos entonces la forma adimensional de la ecuación:

$$\left. \frac{\partial \Delta \hat{p}_w}{\partial t} \right|_i = \frac{\partial^2 \Delta \hat{p}_w}{\partial \hat{x}_3^2} + \frac{T_{cons}}{T_{dew}} \frac{\hat{x}_3}{\hat{h}_{sat}} \frac{\partial \Delta \hat{p}_w}{\partial \hat{x}_3} \quad 0 \leq \hat{x} \leq 1 \quad (3.132)$$

De acá se observa que se compone, entre otras cosas, de un término de tipo convectivo, $\frac{T_{cons}}{T_{dew}} \frac{\hat{x}_3}{\hat{h}_{sat}} \frac{\partial \Delta \hat{p}_w}{\partial \hat{x}_3}$, donde el coeficiente de la derivada espacial juega el papel similar al del número de Peclet en los problemas de convección-difusión.

El número de Peclet de la interface es un cociente entre dos tiempos característicos de consolidación y de desaturación, el cual no depende de la permeabilidad:

$$Pe = \frac{T_{cons}}{T_{dew}} \quad (3.133)$$

$$\frac{T_{cons}}{T_{dew}} = \frac{h_0 \rho_w g}{E_m} \quad (3.134)$$

Con los siguientes valores típicos de las variables relacionadas en la expresión matemática, $h_0 \approx 10m$, $\rho_w = 10^3 \text{ Kg m}^{-3}$, $g \approx 10ms^{-2}$ y $E_m \approx 10^8 \text{ Pa}$, se tiene que, $Pe \approx 10^{-3}$ lo que resulta que el tiempo de consolidación será mucho menor (10^{-3}) que el de desaturación.

En los análisis de propagación de masas de suelos roca originados en deslizamientos, es necesario tener en cuenta el tiempo de propagación (T_{prop}).

Cuando los tiempos de propagación y desaturación son similares, se presenta una consolidación rápida, donde se puede considerar al exceso de presión intersticial en toda la profundidad (h), como el valor del estado estacionario.

Es así, que para una columna de mezcla de desaturación, es correcto suponer que el exceso de presión intersticial varía entre cero en la superficie de la parte saturada y $b_3 \rho_w h_{sat}$ en el fondo, donde se supone que la presión intersticial es la atmosférica.

De acuerdo con lo anterior, es apenas obvio mencionar que, si los tiempos de consolidación y de propagación son comparables entre ambos, el tiempo de desaturación será mucho mayor que estos, donde la expresión matemática que describe la evolución de la presión intersticial es la número (3.142), por lo que no es necesario incluir los términos de convección ya que el número de Peclet es muy pequeño.

3.2.9.4. Simplificaciones

Ya que el modelo general descrito (M2C2F_pwp, modelo bicapa de dos fases con presión intersticial), solo tiene en cuenta dos capas y dos fases, con acoplamiento de la presión intersticial en exceso de la hidrostática, se hicieron diferentes propuestas para adaptarlo a la mayoría de modelos existentes de propagación, los cuales se describen a continuación, señalando las hipótesis simplificativas en las que se basaron, a partir de las ecuaciones de balance de momento (3.119 y 3.120).

3.2.9.5. (M2C2F) Modelo bicapa de dos fases sin presión intersticial

Ya que en este modelo no se considera el exceso de presión intersticial, se tiene un modelo con el que es posible analizar problemas de desaturación. La presión intersticial, se supone una distribución constante con un valor igual a del estado estacionario, por lo que no se considera su evolución en el tiempo.

Es el caso de una rejilla en la base, se considera como una distribución lineal, desde cero en la interface hasta un valor de $\Delta p_w = -\rho g \alpha_{sat} h$

$$\rho_s h_s \frac{d^{(s)} \bar{v}_s}{dt} = \text{grad} \left\{ \frac{1}{2} (1 - \bar{\eta}) \rho_s h^2 b_3 \right\} + \left(\frac{1}{2} \rho_w \alpha_{sat}^2 h^2 b_3 \right) \text{grad} \bar{\eta} - \tau_b^{(s)} + \rho_s \mathbf{b} h_s + h_s \bar{\mathbf{R}}_s - (1 - \bar{\eta}) \rho_s (\bar{v}_s - v_s^{(b)}) e_R \quad (3.135)$$

$$\rho_w h_w \frac{d^{(w)} \mathbf{v}_w}{dt} = \text{grad} \left\{ \frac{1}{2} \bar{\eta} \rho_w \alpha_{sat}^2 h^2 b_3 \right\} \left(-\frac{1}{2} \rho_w \alpha_{sat}^2 h^2 b_3 \right) \text{grad} \bar{\eta} - \tau_b^{(w)} + \rho_w \mathbf{b} h_w + h_w \bar{\mathbf{R}}_w - \bar{\eta} \rho_w (\bar{v}_w - v_w^{(b)}) e_R \quad (3.136)$$

3.2.9.6. (M1C2F_pwp) Modelo monocapa de dos fases con presión intersticial

Para este modelo la simplificación consiste en hacer $\alpha_{sat} = 1$. modelo propuesto recientemente por los autores (Pastor et al 2021)

3.2.9.7. (M1C2F) Modelo monocapa de dos fases sin presión intersticial

Este modelo, que fue propuesto por (Pitman & Le, 2005), (Pudasaini, 2012) y (Pastor, y otros, 2018), luego de suprimir en el anterior modelo los términos de presión intersticial en exceso sobre la hidrostática, este tiene el inconveniente de no poder modelar la desaturación, lo cual puede hacer llegar a porosidades próximas a cero.

3.2.9.8. (M2C1F_pwp), modelo bicapa de una fase con presión intersticial

Comúnmente los modelos de una fase con presión intersticial son utilizados en los cálculos geotécnicos. Estos se basaron en el modelo u-pw (desplazamientos y presiones) propuesto por primera vez por (Zienkiewicz & Shiomi, 1984). Se obtuvieron suponiendo que las derivadas materiales respecto del sólido y del líquido son aproximadamente iguales, lo que implica que las aceleraciones de las partículas de ambas fases en un punto son iguales.

Ecuaciones para el sólido:

$$\begin{aligned}
 \rho_s h_s \frac{d^{(s)} \bar{v}_s}{dt} &= \rho_s h_s \frac{d\bar{v}}{dt} \\
 &= \text{grad} \left\{ \frac{1}{2} (1 - \bar{\eta}) \rho_s h^2 b_3 \right\} + \text{grad}(\bar{\eta} \alpha_{sat} h \Delta \bar{p}_w) \\
 &+ \left\{ \frac{1}{2} \rho_w \alpha_{sat}^2 h^2 b_3 - \alpha_{sat} h \Delta \bar{p}_w \right\} \text{grad} \bar{\eta} - \boldsymbol{\tau}_b^{(s)} + \rho_s \mathbf{b} h_s + h_s \bar{\mathbf{R}}_s - (1 \\
 &- \bar{\eta}) \rho_s (\bar{\mathbf{v}}_s - \mathbf{v}_s^{(b)}) e_R
 \end{aligned} \tag{3.137}$$

Y para el fluido:

$$\begin{aligned}
 \rho_w h_w \frac{d^{(w)} \mathbf{v}_w}{dt} &= \rho_w h_w \frac{d\mathbf{v}}{dt} \\
 &= \text{grad} \left\{ \frac{1}{2} \bar{\eta} \rho_w \alpha_{sat}^2 h^2 b_3 \right\} \\
 &- \text{grad}(\bar{\eta} \alpha_{sat} h \Delta \bar{p}_w) \left\{ -\frac{1}{2} \rho_w \alpha_{sat}^2 h^2 b_3 - \alpha_{sat} h \Delta \bar{p}_w \right\} \text{grad} \bar{\eta} - \boldsymbol{\tau}_b^{(w)} \\
 &+ \rho_w \mathbf{b} h_w + h_w \bar{\mathbf{R}}_w - \bar{\eta} \rho_w (\bar{\mathbf{v}}_w - \mathbf{v}_w^{(b)}) e_R
 \end{aligned} \tag{3.138}$$

Al sumar las ecuaciones (3.137) y (3.138) se obtiene:

$$\begin{aligned}
 \rho_s h_s \frac{d\bar{v}}{dt} + \rho_w h_w \frac{dv}{dt} \\
 = \text{grad} \left\{ \frac{1}{2} (1 - \bar{\eta}) \rho_s h^2 + \frac{1}{2} \bar{\eta} \rho_w \alpha_{sat}^2 h^2 \right\} b_3 - \{ \boldsymbol{\tau}_b^{(s)} + \boldsymbol{\tau}_b^{(w)} \} \\
 + \{ \rho_s h_s + \rho_w h_w \} \mathbf{b} - \{ (1 - \bar{\eta}) \rho_s + \bar{\eta} \rho_w \} - (\bar{v}_s - v_s^{(b)}) e_R
 \end{aligned} \tag{3.139}$$

Y de aquí se llega a la siguiente expresión, teniendo en cuenta la capa superior no saturada:

$$\rho h \frac{d\bar{v}}{dt} = \text{grad} \left\{ \frac{1}{2} \rho h^2 \right\} b_3 - \{ \boldsymbol{\tau}_b \} + \rho h \mathbf{b} - \rho (\bar{v}_s - v_s^{(b)}) e_R \tag{3.140}$$

Donde:

ρ : Es la densidad media de la columna de masa movilizada.

$\boldsymbol{\tau}_b$: Es la tensión tangencial total en la base.

El exceso de presión intersticial actúa en la ecuación de balance de momento mediante el rozamiento en la base, que depende de la tensión normal efectiva.

En el modelo de evolución de la presión intersticial se considera un espesor de capa saturada igual a: $\alpha_{sat} h$.

Este modelo se aplica a flujos deslizantes y a flujos de derrubios con permeabilidades bajas y la zona saturada comprende una parte del espesor.

3.2.9.9. (M1C1F_pwp), modelo monocapa de una fase con presión intersticial

Este modelo se basa en la (3.140), donde se trata del espesor de la capa saturada h .

3.2.9.10. (M1C1F), modelo monocapa de una fase sin presión intersticial

El modelo monocapa de una fase fue propuesto inicialmente por Savage y Hutter (1989) (1991). Es recomendable aplicarlo a avalanchas de geomateriales granulares y a coladas de barro (mudflows).

Respecto de las tensiones en la base, cuyo papel es fundamental en la propagación, se describirán las leyes en la sección dedicada a las leyes reológicas.

3.2.10. Modelos de elementos finitos

Estos modelos emplearon ecuaciones de tipo hiperbólico para describir la propagación de deslizamientos, presentando dificultades como:

- Dado que se trata de fluidos cuasi-incompresibles, para su modelización se requiere de técnicas especializadas que permitan que el tiempo de cálculo sea menor para modelos explícitos. Para esto, se tiene alternativas como, el método de paso fraccional (Fractional step) propuestos por (Chorin, 1997), posteriormente aplicados por (Pastor, Li, Liu, Zienkiewicz, & Quecedo, 2000) y (Blanc & Pastor, 2012),
- En la solución de problemas donde se tengan términos de tipo convectivo, debe utilizarse métodos como el Taylor-Galerkin (Donea, 1984), (Peraire, Zienkiewicz, & Morgan, 1986), (Peraire, 1986) y (Toro, 1999)) ya que no es suficiente con las técnicas clásicas de diferencias finitas centradas en el espacio, o los elementos finitos clásicos.
- Al emplear métodos 3D, aparecen interfaces que se desarrollan entre el fluido y el aire, métodos como el denominado de Level permiten describir su comportamiento para dos y tres fluidos, para dos fluidos se tienen las propuestas de ((Osher & Sethian, 1988), (Sussman, Smereka, & Osher, 1994), (Quecedo & Pastor, 2001)).

La Figura 32 muestra la modelización de la rotura de un dique de una balsa de residuos mineros en Texas en el año 1996, utilizando modelos de tipo euleriano, descrito por (Pastor, y otros, 2002).

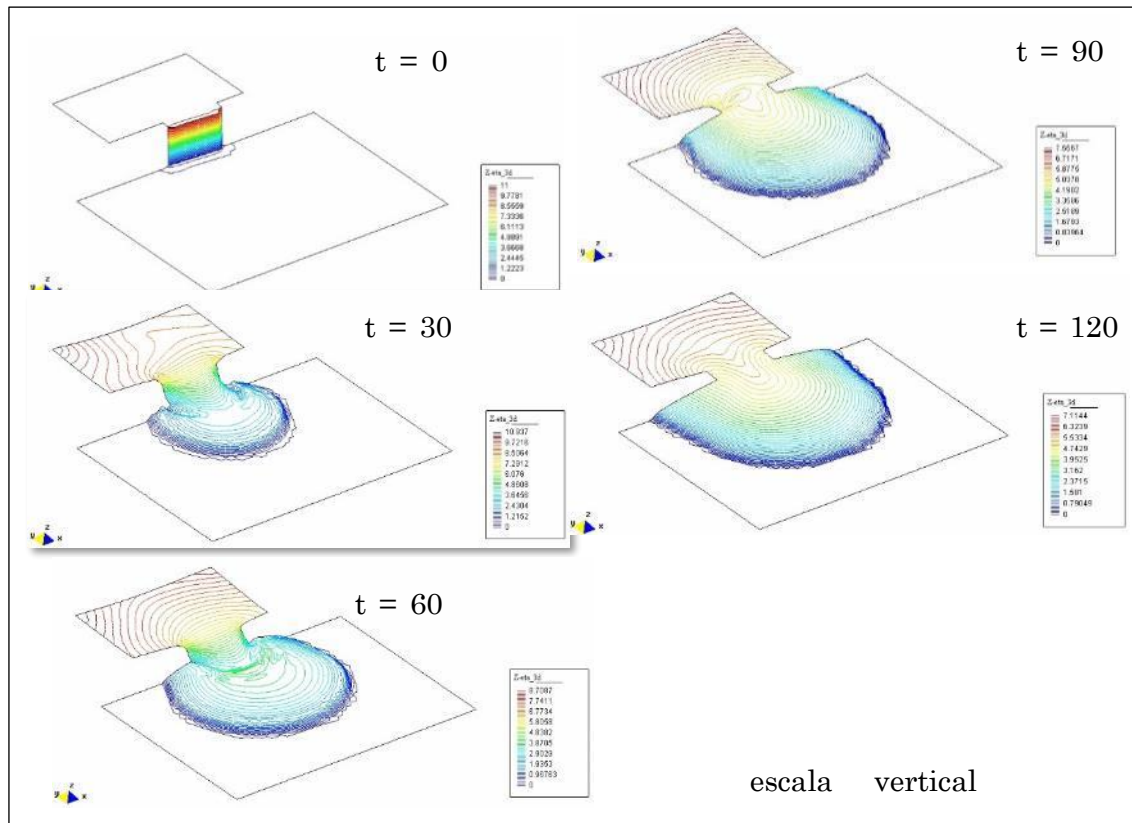


Figura 32. Rotura de presa de residuos mineros

Fuente: (Pastor, y otros, 2002)

3.2.11. Modelos de métodos sin malla. SPH y MPM (tipo lagrangiano)

En estos métodos se hace una aproximación de funciones y derivadas para los nodos o puntos, también es posible introducir en los modelos mallas, pero como herramienta auxiliar.

Trabajos relevantes en el campo de los métodos sin malla son relacionados a continuación:

- Método de elementos difusos (Nayroles, Touzot, & Villon, 1992),
- Método de Galerkin sin Elementos (Galerkin element free) de (Belytschko, Lu, & Gu, 1994),
- Método hp-cloud (Duarte & Oden, 1996),
- Método de partición de la unidad de (Babuska & Melenk, 1995),
- Método de punto finito (Oñate & Idelsohn, 1998) (ver también (Salazar, Oñate, & Morán, 2012),
- Método de puntos materiales (MPM) de (Wieckowski, 2004), (Coetzee, Vermeer, & Basson, 2005); (Zabala & Alonso, 2011), (Jassim, Stolle, & Vermeer, 2021),
- Método - SPH.

Inicialmente el método SPH se utiliza en la modelización de problemas astrofísicos, cuya propuesta se realiza de forma independiente por (Lucy, 1977) y (Gingold & Monaghan, 1977), área del conocimiento en el que por sus características sobresale sobre otras propuestas. En este campo es de destacar el trabajo de (Monaghan & Lattanzio, 1985) cuyas descripciones se encuentran en (Benz, 1990), (Monaghan, 1992), (Liu & Liu, 2003), (Li & Liu, 2004), (Liu & Liu, 2010) y (Bui & Nguyen, 2020).

Este método SPH, se aplica a diversos campos, uno de ellos es la hidrodinámica con trabajos destacados como lo son los de (Gingold & Monaghan, 1997), (Monaghan & Kos, 1999), (Monaghan, Kos, & Issa, 2003), (Takeda, Miyama, & Sekiya, 1994), (Monaghan J. , 1994), (Monaghan & Kocharyan, 1995), (Antoci, Gallati, & Sibilla, 2007), (Vila, 1999); en la metalurgia (metal forming) se encuentra la propuesta de (Bonet & Kulasegaram, 2000); en flujo en medios porosos está la de (Zhu, Fox, & Morris, 1997); (Ata & Soulaïmani, 2005), (De Leffe & Alessandrini, 2008); (Vacondio, Rogers, Stansby, & Mignosa, 2011), (2013a), (2013b), (Xia, Liang, Pastor, Zou, & Zhuang, 2013) para flujos de aguas poco profundas; en propagación de avalanchas tenemos a: (Rodríguez Paz & Bonet, 2005); (McDougall & Hungr, 2004), Pastor et al (2009), (2015), (2018), (2021) (2022)), (Tayyebi, Pastor, & Stickle, 2021) y por último, se abordan los casos de mecánica de sólidos, cuyas contribuciones más relevantes son elaboradas por: (Petschek & Libersky, 1990), (Libersky, y otros, 1993), (Randles & Libersky, 2000), (Bonet & Kulasegaram, 2000) y (Gray, Monaghan, & P., 2001).

Siendo los suelos un caso particular en la mecánica de sólidos, por tratarse de un esqueleto sólido con fluidos (agua y/o gases) en constante interacción. El SPH se implementa en problemas de acoplamiento entre las fases y de falla de suelos en: (Bui y otros (2007), (2008); (Bui & Nguyen, 2020), Blanc y Pastor (2012a) y (2012b), por su parte, (Lastiwka, Quinland, & Basa, 2005), (Feldman & Bonet, 2007) y (Vacondio, Rogers, Stansby, Mignosa, & Feldman, 2013a) proponen técnicas que permiten insertar o retirar nodos característicos.

Pastor et al (2015), (2021) y (2022), propusieron técnicas resientes de SPH que permitieron considerar la presión de poros al acoplar una malla de diferencias finitas a cada nodo SPH, (ver Figura 33). Este método consta de combinar dos tipos de conjuntos de nodos SPH (equivalentes, uno a partículas sólidas y los otros a partículas de agua), con mallas de diferencias finitas (FD). Los conjuntos de nodos equivalentes a partículas de suelos permiten estudiar el comportamiento de las columnas integradas de suelo y agua, en profundidad, mientras que, los conjuntos que corresponden a partículas de agua, describen el comportamiento de las presiones intersticiales a lo largo de la profundidad equivalente de la columna. Esto se constituyó en una mejora respecto de modelos donde se conciben las presiones intersticiales como el resultado de aproximaciones básicas dependientes exclusivamente de la magnitud de la presión intersticial en la base de la columna.

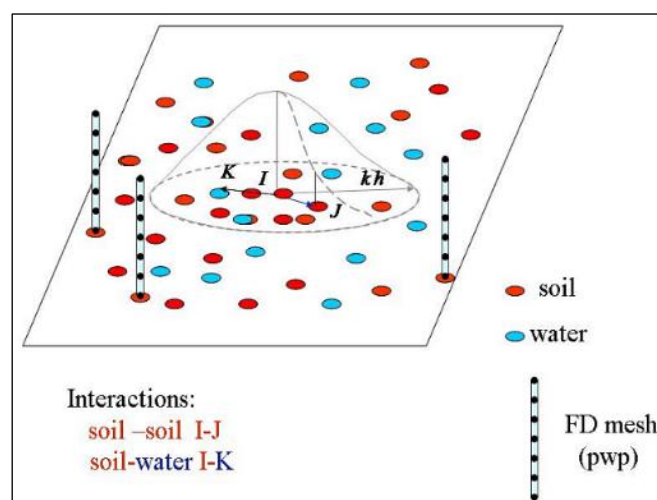


Figura 33. Nodos SPH para el sólido (rojo), fluido intersticial (azul) y mallas de diferencias finitas asociadas a los nodos sólidos

Fuente: (Pastor, y otros, 2021)

En la Figura 34, se presenta un ejemplo del modelado con técnicas SPH integrado en profundidad, de la propagación del flujo de derrubios ocurrido en Sham Tseng San Tsuen (Wilson, 2005), recogido en (Pastor, y otros, 2021).

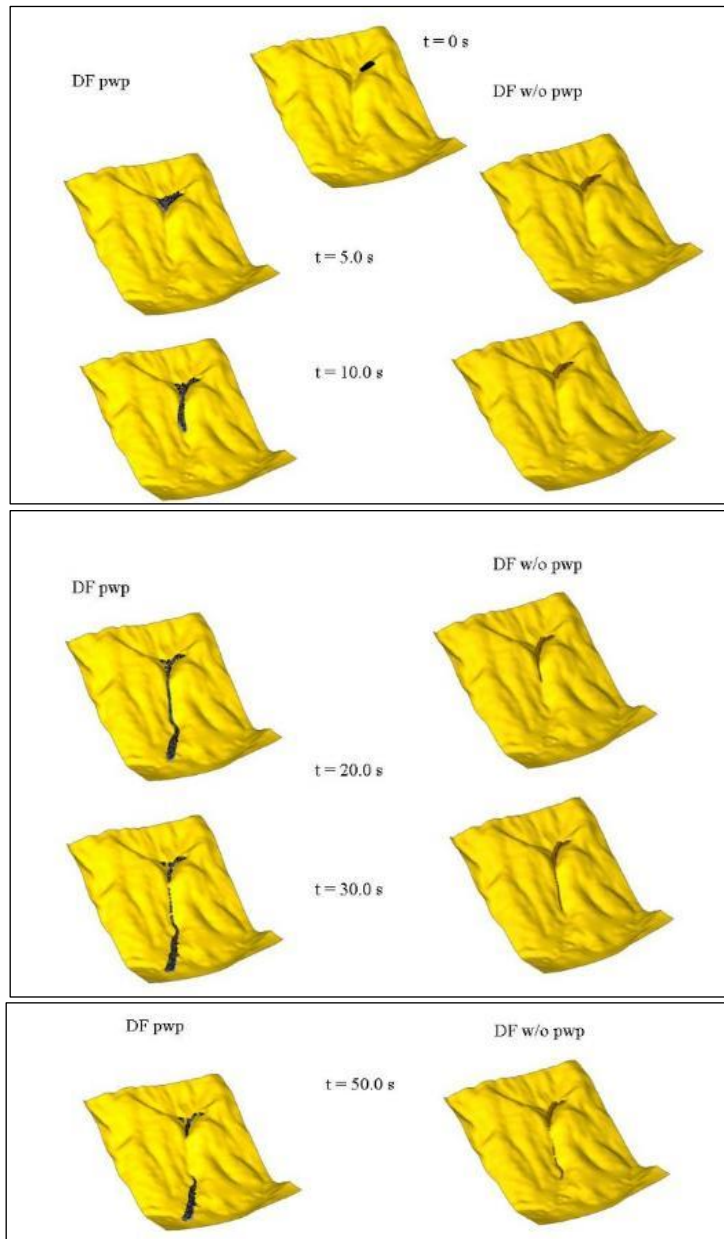


Figura 34. Propagación de un flujo de derrubios cuando se tiene en cuenta la presión intersticial (izquierda) o no (derecha).

Fuente: (Hong Kong, 1999), recogido en (Pastor, y otros, 2021)

4. Modelización numérica de la propagación de geomateriales fluidificados

Modelos numéricos relacionados en este capítulo corresponden a los que se emplean en los algoritmos para discretizar las ecuaciones de los modelos integrados en profundidad, evolución de la presión de poros durante la propagación y consolidación de las masas de suelo movilizadas.

El uso de los métodos numéricos en modelizaciones para la obtención de soluciones aproximadas, se ha popularizado en parte, como respuesta a la imposibilidad de resolver las ecuaciones diferenciales parciales – PDE (por su siglas en ingles) en diferentes aplicaciones, dichas modelizaciones son basadas en partículas cuya evaluación se hace para cada instante de tiempo determinado (discretización en el tiempo), luego de transformar las EDP en ecuaciones diferenciales ordinarias – ODE (por su siglas en ingles).

De la mano de la mejoría en la capacidad de procesamiento de las herramientas de computo, las simulaciones mediante el empleo de técnicas de modelos numéricos a partir de sistemas con mallas bien estructurados, como lo es el método de diferencias finitas (FDM, por sus siglas en inglés) o los no estructurados, de igual forma que, los métodos sin malla, como la hidrodinámica de partículas lisas – SPH (por su siglas en ingles), han tenido gran desarrollo, razón por la cual gozan de gran relevancia en la solución aproximada de problemas físicos, como lo es el poder establecer las forma, la intensidad y magnitudes de una masa que se propaga en una ladera a partir de la iniciación de un deslizamiento o un flujo no canalizado de ladera.

Si bien los métodos numéricos con formulación lagrangiana, basados en mallas, han sufrido grandes avances recientemente, por lo que se han utilizado para solucionar problemas científicos e ingenieriles donde se presenten pequeñas deformaciones, no son adecuados para describir comportamientos de geomateriales relacionados con la hidráulica y la mecánica de fluidos, presentando en algunos

casos dificultades y distorsiones en las simulaciones, por esto, para problemas de grandes deformaciones como los que se presentan en la dinámica de fluidos, es recomendable utilizar modelos numéricos con formulaciones eulerianas, los cuales deben ser complementados con técnicas especiales como lo son: Volumen de Fluido (VOF) o el Conjunto de Niveles (Quecedo, Pastor, & Herreros, 2004), para rastrear la superficie libre a pesar del gran costo computacional que implica. Por lo expuesto, métodos sin malla como el SPH se consideran herramientas adecuadas que permiten discretizar las derivadas en forma de partículas móviles o nodos.

Dentro de los modelos numéricos sin malla, se tiene, además del SPH, el Modelo de Punto de Material (MPM) y los métodos de elementos discretos (DEM), estos métodos y modelos tienen en común el uso de descripción lagrangiana para estimar el comportamiento del material, siendo el MPM el más caro en lo que se refiere al tiempo computacional ya que está compuesto por mallas y partículas, por su parte, los DEM ofrecen en análisis de detalle con escalas muy grandes (mejor resolución) resultados de simulaciones más precisos, por último, el método SPH, es apropiado para solucionar problemas de propagación de masas de suelo donde se requiera conocer la intensidad de la amenaza por movimientos en masa a pequeñas y grandes deformaciones.

El modelo propuesto en esta tesis resuelve las ecuaciones que describen el comportamiento del material durante la propagación y consolidación, mediante FDM y SPH, para formulaciones lagrangianas y cuasi-lagrangianas, respectivamente.

El método SPH emplea para describir el movimiento de la masa movilizada en el tiempo y espacio, un conjunto de ODEs para solucionar problemas que requerirían de PDEs. Con este método se obtiene y asocia a las partículas, la distribución estadística de las variables físicas de la masa que se propaga (densidad, velocidad, altura, entre otras.), las cuales se emplean para medir la intensidad de la amenaza.

Problemas estudiados por la mecánica de sólidos, como la propagación de deslizamientos han sido estudiados con la técnica SPH en (McDougall & Hungr,

2004), (Rodríguez-Paz & Bonet, 2005) y (Bui, Sako, & Fukagawa, 2007) dada las cualidades consistentes en poder considerar procesos que implican grandes deformaciones y/o desplazamientos, así como, la de incluir en las modelaciones efectos físicos complejos.

Como se comentó antes, la propagación de suelos es un caso singular en la mecánica de sólidos, se ha abordado en el método SPH, como problemas de materiales multifase compuesto de un esqueleto sólido y poros con fluidos, dentro de este, donde se busca conocer la interacción de estas, su incidencia en los mecanismos de falla, deformaciones y desplazamientos (Blanc & Pastor, 2012b), (Blanc & Pastor, 2013), (Bui, Sako, & Fukagawa, 2007) y (Bui, Fukagawa, Sako, & Ohno, 2008).

Respecto de los modelos integrados de profundidad generados para el análisis y cuantificación de la amenaza por la propagación de deslizamientos y flujos no canalizados de ladera, se tiene trabajos referentes en cada campo o técnica, tal es el caso de (Pudasaini, 2012), para volúmenes o elementos finitos; (Pastor, y otros, 2002), para para modelos con descripción de tipo euleriano; (Pastor, Haddad, Sorbino, Cuomo, & Dremptic, 2009a), (McDougall & Hungr, 2004) y (Rodríguez-Paz & Bonet, 2005) para el tipo lagrangiano (SPH).

4.1. Fundamentos del método SPH

En el SPH, a un grupo de partículas individuales (sin malla) que representan el volumen a movilizar, se le asocian las propiedades de los geomateriales; la solución del sistema consiste en resolver aproximaciones de integrales definidas en términos de una función de núcleo suavizado, mediante la interpolación de las funciones se estiman las magnitudes objetivo para partículas vecinas, esto a cambio de resolver aproximaciones de funciones y operadores diferenciales, tales como, gradiente o divergencia.

El primer paso en este método es aproximar una función dada $f(x)$ en un vector de posición x en el espacio, así:

$$f(x) = \int_{\Omega} f(x')\delta(x - x')dx' \quad (4.1)$$

Donde $\delta(x - x')$ es la función delta de Dirac:

$$\delta(x - x') = \begin{cases} \infty, & \text{if } x = x' \\ 0, & \text{if } x \neq x' \end{cases} \quad (4.2)$$

Con el requisito adicional de unidad como:

$$\int_{\Omega} \delta(x)dx = 1 \quad (4.3)$$

En algunos campos de estudios de la ciencia, la definición expuesta, satisface ciertas aplicaciones, pero no es del todo rigurosa. Lo anterior, se debe en parte, a la imposibilidad de incluir en los cálculos una función delta, por ser infinitesimalmente estrecha, esto no permite que la región de interpolación (Ω) se superponga a otros puntos de interpolación de partículas vecinas. Tal es así que, es posible obtener la distribución del delta de Dirac como el límite de una secuencia de distribuciones regulares, no obstante que se trata de una distribución singular o función generalizada, como un tipo de función lineal. En el libro de (Saichev & Woyczynski, 1997) se hace una introducción a las distribuciones.

Cuando se requiere para la solución de una función usar su representación integral en un modelo continuo, se incluye una función de núcleo de suavizado en reemplazo de la función delta de Dirac, de la forma: $W(x - x', h_{sm})dx'$ y reemplazando en la ecuación 4.1, quedando así:

$$f(x) = \int f(x') W(x - x', h_{sm})dx' \quad (4.4)$$

La función de suavizado del núcleo, establece el modelo de interpolación y delimita el tamaño del dominio de soporte en la aproximación de una función.

De acuerdo con (Tayyebi, 2019), El núcleo W de la función de suavizado está directamente relacionado con: (i) La distancia de interpolación que es la misma distancia entre partículas $(x - x')$ y (ii) La longitud de suavizado (h_{sm}) la cual determina el área donde se concentre la función de suavizado W . En el caso que nos ocupa (modelo SPH) el tipo funciones de ponderación y las propiedades consideradas, determinan el desempeño del sistema.

(Tayyebi, 2019) menciona que, para obtener resultados precisos, se requiere que el núcleo de suavizado cumpla las siguientes condiciones:

- i. La condición de unidad o de normalización: esta unidad surge a partir de integrar la función de suavizado, Esta representa la capacidad de la función de aproximación para describir una constante, lo que se conoce como polinomio de grado cero o nulo.

$$\int W(x - x', h_{sm}) dx' = 1 \quad (4.5)$$

- ii. La propiedad de la función Delta: esta es posible cumplir si la función de núcleo de suavizado tiende a una función delta ya que la longitud de suavizado tiende a cero.

$$\lim_{h_{sm} \rightarrow 0} W(x - x', h_{sm}) = \delta(x - x'), h_{sm} \rightarrow 0 \quad (4.6)$$

- iii. Soporte compacto: para que se satisfaga esta condición se requiere que, el dominio de soporte de la función de suavizado englobe el dominio del problema o dominio de integración (Ω) , es usual que estos coincidan. El soporte compacto de un núcleo está determinado por la siguiente expresión:

$$W(x - x', h_{sm}) dx' = 0 \text{ if } |x - x'| > kh_{sm} \quad (4.7)$$

Siendo k un factor escalar que delimita el área efectiva de la función de suavizado, cuyo valor típico es 2, no obstante, es de aclarar que este dependen del núcleo.

- iv. Positividad: la representación física de algunos problemas o fenómenos requiere que el dominio de la función de suavizado del núcleo sea positiva para todo punto en x' en el dominio de la partícula en el punto x .

$$W(x - x', h_{sm}) > 0 \quad (4.8)$$

- v. Desintegración: El núcleo $W(x - x', h_{sm})$ es una función decreciente de ξ , así:

$$\xi = \frac{|x-x'|}{h_{sm}} \quad (4.9)$$

Esto quiere decir que la fuerza de interacción y su influencia en la partícula objeto decrece de acuerdo con el incremento de distancia entre las partículas en análisis.

- vi. Propiedad simétrica: por lo general el núcleo de una función es par, así las cosas, para cumplir esta propiedad, las partículas que estén a una misma distancia, pero con diferente posición, tienen la misma influencia.

$$W_{ij} = W(x_i - x_j, h_{sm}) = W(x_j - x_i, h_{sm}) = W_{ji} \quad (4.10)$$

- vii. Suavidad: Se busca la aproximación más precisa posible, si dicha función de suavizado es de segundo orden (ver ecuación 4.11), se puede decir que es lo suficientemente suave. Para lograr esto, debemos considerar principalmente las propiedades de una función decreciente (monótona decreciente) y uniforme.

$$\langle \phi(x) \rangle = \phi(x) + O(h^2) \quad (4.11)$$

De acuerdo con lo anterior, las funciones de suavizado del núcleo deben cumplir las condiciones antes establecidas.

Para la correcta implementación de modelaciones numéricas utilizando el método SPH, se debe elegir correctamente el tipo de núcleo de suavizado a emplearse. Es así que, el GeoFlow_SPH, permite escoger de las siguientes opciones de funciones para definir el núcleo:

- i.(Gingold & Monaghan, 1977) proponen el núcleo gaussiano: su uso especialmente en problemas de partículas desordenadas representa beneficios en términos precisión (suave) y estabilidad, incluso para órdenes altas de derivados. En contra tiene que, en el cálculo se consideran un número insuficiente de partículas ya que, el núcleo tiende a cero cuando el dominio de soporte tiende a infinito y se define así:

$$W(R, h) = \begin{cases} \frac{1}{\frac{N_{dim} h^{N_{dim}}}{2}} \exp(-R^2) & R \leq 3 \\ \pi & \\ 0 & R > 3 \end{cases} \quad (4.12)$$

Donde R es la distancia relativa entre dos partículas localizadas en x y x' .

- ii. (Monaghan & Gingold) (1983) y (1985) proponen la spline cúbica que es similar a la gaussiana, con un coste computacional menor dado que se trata de una función con soporte muy compacto pero no lo suficientemente suave por tratarse de una función por partes, donde la segunda derivada corresponde a una polilínea. El núcleo está definido en las siguientes expresiones:

$$W(R, h) = \alpha_d \begin{cases} \frac{2}{3} - R^2 + \frac{1}{2}R^3 & 0 \leq R \leq 3 \\ \frac{1}{6}(2-R)^3 & 1 \leq R < 2 \\ 0 & R \geq 2 \end{cases} \quad (4.13)$$

Donde: α_d es igual a $\frac{2}{3}\pi h$ en 1D, $\frac{10}{7}\pi h^2$ en 2D y $\frac{1}{\pi h^2}$ en 3D.

En la Figura 35, se muestra el núcleo spline cúbico su primera derivada.

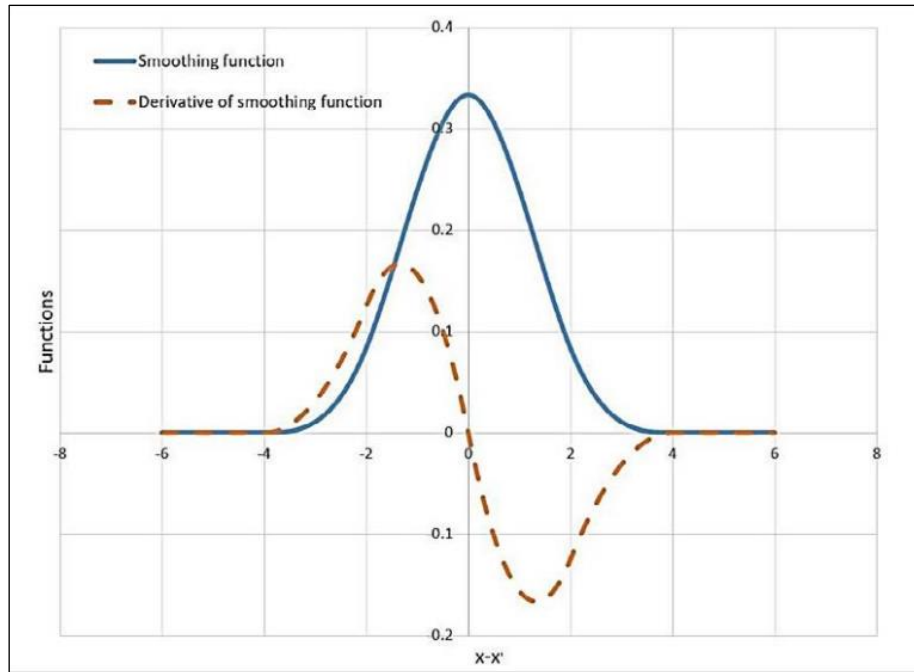


Figura 35. El núcleo de spline cúbico y su primera derivada.

Fuente: (Tayyebi, 2019)

iii. El núcleo spline cúbico (Morris, 1996): La propuesta que se realiza en este método, consiste en mejorar la precisión de los núcleos, haciéndolos más suaves al incrementar el tamaño del dominio de soporte compacto, además, de implementar funciones polinómicas de orden superior, lo anterior, en detrimento del coste de computacional o de cálculo. El núcleo de spline cúbico se define como:

$$W(R, h) = \frac{C}{h^{N_{dim}}} \begin{cases} (3 - R)^5 - 6(2 - R)^5 + 15(1 - R)^5 & 0 \leq R < 1 \\ (3 - R)^5 - 6(2 - R)^5 & 1 \leq R \leq 2 \\ (3 - R)^5 & 2 \leq R \leq 3 \\ 0 & R > 3 \end{cases} \quad (4.14)$$

Donde C es una constante e igual a $\frac{1}{120}$ en 1D, $\frac{7}{478}\pi$ en 2D y $\frac{3}{359}\pi$ en 3D.

4.2. El procedimiento de interpolación SPH discreta

Si bien la aproximación integral de la función relacionada en la ecuación (4.4), puede aplicarse en un nivel continuo, su implementación no es práctica. Sin

embargo, existen alternativas como lo es el generar aproximaciones discretas, cuyos resultados deben ser almacenados para cada punto o nodo dado.

Como se menciona en este documento, el método SPH consta de considerar un grupo de partículas o nodos equivalentes a la masa a movilizarse, a dicho conjunto de partículas, de la forma $\{x_k\}$ con $k = 1 \dots N$, se les asocia la información, dentro de lo que se puede considerar lo más relevante están las variables de campo y sus derivadas. Luego, en la Figura 36, se observa cómo es posible discretizar las aproximaciones del núcleo con la suma de las operaciones entre partículas ubicadas en el dominio de soporte.

La precisión de la aproximación está relacionada directamente con la distribución y cercanía de los nodos, para esto existe la técnica de aproximación de partículas. Nuevamente, recurrimos a la ecuación (4.4) para mencionar que se trata de aproximación integral de una función donde la información referente a esta se encuentra asociada al grupo de partículas SPH, por lo que, es posible evaluarla utilizando la técnica de integración numérica de la siguiente expresión:

$$\langle f(x_i) \rangle_h \cong \sum_{j=1}^N f(x_j) W(x_i - x_j, h_{sm}) \omega_j \quad (4.15)$$

De la ecuación en comento se observa que, la aproximación de la función consiste en realizar una sumatoria sobre todas las partículas ubicadas en los nodos dentro de la región determinada por el núcleo soporte de la misma, a cambio de evaluar la interpolación integral, donde el subíndice (h) denota la aproximación discreta. Por otra parte, el volumen infinitesimal (dx') utilizado en las en las interpolaciones integrales cambia por (ω_j) que corresponde al volumen de una partícula vecina; cuando el volumen es asociado al nodo de la forma descrita, permite que las aproximaciones sean más generales que las basadas en la "masa" utilizadas en el método SPH. Por último, los subíndices i y j denotan las partículas i y j , (ver Figura 36).

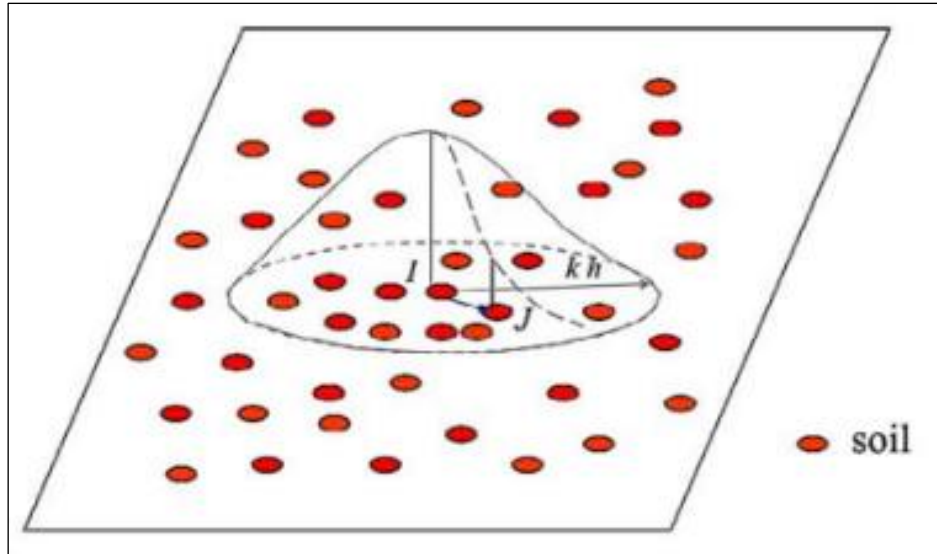


Figura 36. Procedimiento esquemático de integración numérica en el dominio de soporte.

Fuente: (Pastor, y otros, 2018)

Dado que la función del núcleo tiene soporte local y la suma abarca únicamente al conjunto de nodos (Nh) que cumplen la siguiente condición:

$$f_i = \langle f(x_i) \rangle_h \cong \sum_{j=1}^{Nh} f(x_j) W(x_j - x_i, h_{sm}) \omega_j \quad (4.16)$$

Donde f_i simplifica la notación, x_j con $j = 1 \dots Nh$ y Nh es el conjunto de nodos que cumplen la relación $|x_j - x_i| < kh_{sm}$.

La expresión de ecuación (4.17) se utiliza para estimar volumen de la partícula ω_j , a partir de ecuación se relaciona la masa (m) y la densidad (ρ) de la partícula en el nodo j .

$$\omega_j = \frac{m_j}{\rho_j} \quad (4.17)$$

En el método SPH generalmente se utiliza la ecuación (4.16) para estimar la aproximación de la función de una partícula localizada en el nodo i , esta puede

reescribirse en términos del promedio de la suma del conjunto de partículas de tal forma que cada una se asocie una masa correspondiente, así:

$$f_i \cong \sum_{j=1}^{Nh} f(x_j) W_{ij} \frac{m_j}{\rho_j} \quad (4.18)$$

4.3. Aproximación integral de gradientes SPH y derivadas

En el SPH la derivada de la función $f(x)$ se puede escribir en la representación integral, así:

$$\langle f'(x_i) \rangle = \int f'(x_j) W_{ij} dx_j \quad (4.19)$$

Se busca con la disminución de la longitud de suavizado y la aproximación del núcleo a la función delta de Dirac que, el valor de la representación de integración se parezca al de la derivada. Es posible aplicar el método de integrado por partes a un problema dimensional, como se muestra a continuación:

$$\langle f'(x_i) \rangle = f(x_i) W_{ij} \Big|_{-\infty}^{+\infty} - \int f(x') W'_{ij} dx' \quad (4.20)$$

Dado que la función del núcleo tiene soporte compacto (ver ecuación 4.7), por lo tanto, es cero en sus límites, así las cosas, se tiene la siguiente expresión:

$$\langle f'(x_i) \rangle = - \int f(x_j) W'_{ij} dx' \quad (4.21)$$

De forma similar es posible aproximar los operadores diferenciales utilizados en la mecánica de medios continuos. A partir de la ecuación (4.4), el gradiente de la función $f(x)$, se escribe de la siguiente forma:

$$\langle \text{grad}f(x_i) \rangle = \int [\text{grad}f(x_j)] W_{ij} dx_j \quad (4.22)$$

Luego, se utiliza la integración por partes, como resultado se obtiene:

$$\langle \text{grad}f(x_i) \rangle = [f(x_j)W_{ij}] - \int f(x') \text{grad}W_{ij} dx_j \quad (4.23)$$

La evaluación de la integral superficial (s) del dominio de integración (Ω) se puede realizar implementando el teorema de Gauss.

$$\langle \text{grad}f(x_i) \rangle = \int_s f(x_j) W_{ij} \vec{n} ds - \int_{\Omega} f(x') \text{grad}W_{ij} d\Omega \quad (4.24)$$

Donde \vec{n} es el vector unitario normal a la superficie.

Nuevamente, por tratarse de una función donde el núcleo tiene soporte compacto y se define como cero en sus límites ($\partial\Omega$), la integral de superficie en el RHS (del inglés left-hand side; lado izquierdo de la ecuación) de la ecuación anterior, es cero. Por lo tanto, se obtiene:

$$\langle \text{grad}f(x_i) \rangle = \int_{\Omega} f(x') \text{grad}W_{ij} d\Omega \quad (4.25)$$

Los núcleos en el SPH se escriben como funciones $W_{ij}(\xi_{ij})$, siendo $\xi_{ij} = \frac{|x_j - x_i|}{h}$. Ahora, el gradiente del núcleo W_{ij} respecto de x_j se obtiene como:

$$\text{grad}_j W_{ij} = \frac{1}{h} \frac{dW_{ij}}{d\xi_{ij}} \left(\frac{x_j - x_i}{r} \right) = \frac{1}{h} W'_{ij} \left(\frac{x_j - x_i}{r} \right) \quad (4.26)$$

Donde W'_{ij} se trata de su derivada con respecto a ξ_{ij} y $r = |x_j - x_i|$.

Por último, diferenciando el núcleo de la ecuación 4.25, se obtiene el gradiente de una función escalar $f(x_i)$, así:

$$\langle \text{grad}f(x_i) \rangle = - \int_{\Omega} f(x_j) \frac{1}{h} \text{grad}W_{ij} d\Omega = - \int_{\Omega} f(x_j) \frac{1}{h} W'_{ij} \left(\frac{x_j - x_i}{r} \right) d\Omega \quad (4.27)$$

De lo expuesto, se conoce que el núcleo de suavizado es simétrico, por lo tanto, el gradiente mismo es asimétrico.

$$W(x_j - x_i, h) = W(x_j + x_i, h) \rightarrow \text{grad}_j W_{ij} = -\text{grad}_i W_{ij} \quad (4.28)$$

De lo anterior, se tiene que:

$$\langle \text{grad}f(x_i) \rangle = \int_{\Omega} f(x_j) \frac{1}{h} \text{grad}_j W_{ij} d\Omega \quad (4.29)$$

A partir de la anterior expresión, se obtiene la forma discreta de igual forma a como se mencionó anteriormente, es decir, cambiando la integración de aproximación por la sumatoria promediada de las partículas ubicadas en los nodos que componen el núcleo compacto.

$$\text{grad}f_i = \sum_{j=1}^{Nh} f_j \text{grad}W_{ij} \frac{m_j}{\rho_j} \quad (4.30)$$

Es de resaltar que en la ecuación 4.30 se incluyen las siguientes notaciones, las cuales son utilizadas de forma regular en la práctica, $\text{grad}f_i (= \langle \text{grad}f(x_i) \rangle)$, y la aproximación $f_j (= \text{grad}f(x_j))$.

De igual modo a lo expuesto en la ecuación anterior, se obtiene las formas discretas de la divergencia de los tensores: de primer orden (función vectorial) $v(x_i)$ y de segundo orden $\sigma(x_i)$. Los operadores discretizados de los tensores se muestran a continuación:

$$\begin{aligned} \text{div}v_i &= \sum_{j=1}^{Nh} v_j \text{grad}W_{ij} \frac{m_j}{\rho_j} \\ \text{div}\sigma_i &= \sum_{j=1}^{Nh} \sigma_j \text{grad}W_{ij} \frac{m_j}{\rho_j} \end{aligned} \quad (4.31)$$

Las ecuaciones (4.30) y (4.31), muestran la forma básica de la discretización de las diferentes funciones. Es de resaltar que, en el método de SPH es posible utilizar formas discretizadas diferentes para los operadores diferenciales clásicos. A estas alternativas se les conoce como "formas simétricas", las cuales son más utilizadas en la práctica ya que aumentan la precisión de las estimaciones. Las tres formas simétricas, para cada operador se relacionan a continuación:

i. Gradiente de una función escalar:

1ª forma

$$\text{grad}f_i = \frac{1}{\rho_i} \sum_{j=1}^N m_j (f_j - f_i) \text{grad}W_{ij} \quad (4.32)$$

2ª forma

$$\text{grad}f_i = \rho_i \sum_{j=1}^N m_j \left(\frac{f_j}{\rho_j^2} + \frac{f_i}{\rho_i^2} \right) \text{grad}W_{ij} \quad (4.33)$$

3ª forma

$$\text{grad}f_i = \sum_{j=1}^N \frac{m_j}{\rho_j} (f_i + f_j) \text{grad}W_{ij} \quad (4.34)$$

ii. Gradiente de un campo vectorial:

1ª forma

$$\text{grad}v_i = \frac{1}{\rho_i} \sum_{j=1}^N m_j (v_j - v_i) \otimes \text{grad}W_{ij} \quad (4.35)$$

2ª forma

$$\text{grad}v_i = \rho_i \sum_{j=1}^N m_j \left(\frac{v_j}{\rho_j^2} + \frac{v_i}{\rho_i^2} \right) \otimes \text{grad}W_{ij} \quad (4.36)$$

3ª forma

$$\text{grad}v_i = \sum_{j=1}^N \frac{m_j}{\rho_j} (v_j - v_i) \otimes \text{grad}W_{ij} \quad (4.37)$$

iii. Divergencia de un campo vectorial:

1ª forma

$$\text{div}v_i = -\frac{1}{\rho_i} \sum_{j=1}^N m_j (v_j - v_i) \nabla W_{ij} \quad (4.38)$$

2ª forma

$$\text{div}v_i = \rho_i \sum_{j=1}^N m_j \left(\frac{v_j}{\rho_j^2} + \frac{v_i}{\rho_i^2} \right) \nabla W_{ij} \quad (4.39)$$

3ª forma

$$\text{div}v_i = \sum_{j=1}^N \frac{m_j}{\rho_j} (v_j - v_i) \nabla W_{ij} \quad (4.40)$$

iv. Divergencia de un campo tensorial:

1ª forma

$$\operatorname{div}\sigma_i = -\frac{1}{\rho_i} \sum_{j=1}^N m_j (\sigma_j - \sigma_i) \nabla W_{ij} \quad (4.41)$$

2ª forma

$$\operatorname{div}\sigma_i = \rho_i \sum_{j=1}^N m_j \left(\frac{\sigma_j}{\rho_j^2} + \frac{\sigma_i}{\rho_i^2} \right) \nabla W_{ij} \quad (4.42)$$

3ª forma

$$\operatorname{div}\sigma_i = -\sum_{j=1}^N \frac{m_j}{\rho_j} (\sigma_j - \sigma_i) \nabla W_{ij} \quad (4.43)$$

4.4. Modelo de propagación

Luego de haber descrito los conceptos fundamentales del método se procede a utilizar este método para discretizar las ecuaciones integradas en profundidad que se muestran en la sección modelo matemático utilizado.

Como se menciona en numerales anteriores, las ecuaciones gobernantes deben resolverse de forma quasi_lagrangian:

Se escriben de nuevo la ecuación de balance de masa para ambas fases:

$$\frac{\bar{d}^{(\alpha)} h_\alpha}{dt} + h_\alpha \operatorname{div} \bar{v}_{\alpha i} = \bar{\eta}_\alpha e_R \quad (4.44)$$

Y la ecuación de balance de momento lineal para ambas fases:

$$\begin{aligned} \rho_\alpha h_\alpha \frac{\bar{d}^\alpha \bar{v}_\alpha}{dt} = & \rho_\alpha \operatorname{grad} \bar{P}_\alpha - \left(\frac{1}{2} \rho_w b_3 h^2 - \Delta \bar{p}_w h \right) \operatorname{grad} \bar{\eta}_\alpha + \boldsymbol{\tau}_b^{(\alpha)} + \rho_\alpha b h_\alpha + \bar{\mathbf{R}} h \\ & - \rho_\alpha \bar{v}_\alpha \bar{\eta}_\alpha e_R \end{aligned} \quad (4.45)$$

Es preciso recordar que α denota la fase sólida (s) o fluida (w) y que las ecuaciones deben generalizarse para operar en un flujo tipo bifásico (sólido + agua), por lo que ahora será necesario incluir un conjunto de nodos $\{x_{ak}\}$ con $k = 1 \dots N_a$, que representan la fase fluida, (ver Figura 37).

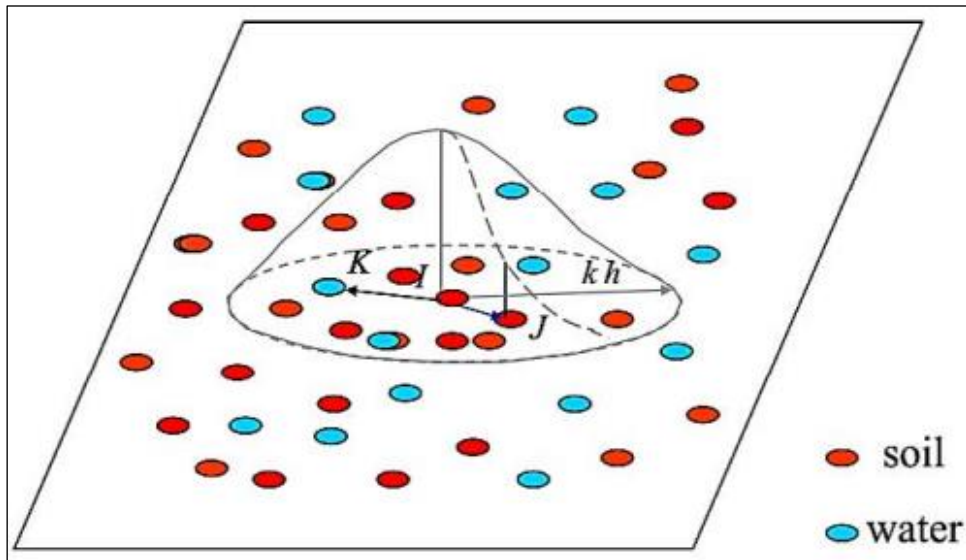


Figura 37. Interacciones SPH suelo-suelo ($I - J$) y suelo-agua ($I - K$).

Fuente: (Pastor, y otros, 2018)

A el área asociada Ω_i (2D) a un fluido general o nodo sólido i , se le asigna un volumen ficticio M_i [L^3] que se mueve con el nodo, por consiguiente tenemos:

$$M_i = \Omega_i h_i \quad (4.44) \tag{4.46}$$

Considerando que el material que entra y sale de columna base Ω_i en el nodo i en movimiento, lo hace a diferentes velocidades promedio o integradas en profundidad para cada una de las partículas, el volumen M_i carece de sentido físico.

La divergencia de la ecuación de balance de masa escrita en forma cuasi_lagrangiana ecuación (4.44), se evalúa así: (ver ecuación 4.31):

$$\operatorname{div} \bar{v}_i = \sum_{j=1}^{Nh} \frac{m_j}{h_j} \bar{v}_j \operatorname{grad} W_{ij} \quad (4.47)$$

La evolución de la altura del flujo se puede escribir de una forma discreta básica, así:

$$\frac{d\bar{h}_i}{dt} + h_i \sum_{j=1}^{Nh} \frac{m_j}{\rho_j} \bar{v}_j \operatorname{grad} W_{ij} = \bar{\eta}_i e_R \quad (4.48)$$

Discretizar el $\operatorname{div} \bar{v}_i$ puede realizarse de varias formas simetrizadas alternativas como se comentó anteriormente. A continuación, se presenta posibles formas en que se discretiza la ecuación de balance de masa:

1ª forma

$$\frac{d\bar{h}_i}{dt} - \frac{h_i}{\rho_i} \sum_{j=1}^{Nh} m_j \bar{v}_{ij} \operatorname{grad} W_{ij} = \bar{\eta}_i e_R \quad (4.49)$$

2ª forma

$$\frac{d\bar{h}_i}{dt} + h_i \rho_i \sum_{j=1}^{Nh} m_j \left(\frac{\bar{v}_j}{\rho_j^2} - \frac{\bar{v}_i}{\rho_i^2} \right) \operatorname{grad} W_{ij} = \bar{\eta}_i e_R \quad (4.50)$$

3ª forma

$$\frac{d\bar{h}_i}{dt} - h_i \sum_{j=1}^{Nh} \frac{m_j}{\rho_j} \bar{v}_{ij} \operatorname{grad} W_{ij} = \bar{\eta}_i e_R \quad (4.51)$$

Se incluye el termino $\bar{v}_{ij} = \bar{v}_i - \bar{v}_j$

Además, una vez conocida la localización de los nodos, es posible determinar la altura de la columna de material o altura de flujo. Para esto, se introduce la función f_i en la ecuación 4.18, así:

$$h_i = h(x_i) = \sum_j h_i \Omega_i W_{ij} = \sum_j m_i W_{ij} \quad (4.52)$$

Luego, es necesario escoger la forma simetrizada a utilizar para discretizar la ecuación de balance de momento lineal (ecuación 4.45), en términos del gradiente de la presión y del de la porosidad del numeral 4.2 de este documento, con esto, se obtienen las formas de las ecuaciones de balance de momento discretizadas, así:

Forma Básica

$$\begin{aligned} \frac{d\bar{v}_i}{dt} = & - \sum_{j=1}^{Nh} m_j \left(\frac{\bar{P}_j}{h_i h_j} \right) \text{grad} W_{ij} - \left(\frac{1}{2} \frac{\rho_w}{\rho_\alpha} b_3 h_i^2 - \frac{\Delta \bar{p}_w h_i}{\rho_\alpha} \right) \sum_{j=1}^N m_i \left(\frac{\bar{\eta}_j}{h_i h_j} \right) \text{grad} W_{ij} \\ & + \frac{1}{\rho_\alpha h_i} \boldsymbol{\tau}_b + b_i + \frac{1}{\rho_\alpha} \bar{\mathbf{R}}_\alpha - \frac{1}{h_i} \bar{v}_i \bar{\eta}_i e_R \end{aligned} \quad (4.53)$$

1ª Forma

$$\begin{aligned} \frac{d\bar{v}_i}{dt} = & - \sum_{j=1}^{Nh} m_j \left(\frac{\bar{P}_j - \bar{P}_i}{h_i^2} \right) \text{grad} W_{ij} \\ & - \left(\frac{1}{2} \frac{\rho_w}{\rho_\alpha} b_3 h_i^2 - \frac{\Delta \bar{p}_w h_i}{\rho_\alpha} \right) \sum_{j=1}^N m_i \left(\frac{\bar{\eta}_j - \bar{\eta}_i}{h_i^2} \right) \text{grad} W_{ij} + \frac{1}{\rho_\alpha h_i} \boldsymbol{\tau}_b + b_i \\ & + \frac{1}{\rho_\alpha} \bar{\mathbf{R}}_\alpha - \frac{1}{h_i} \bar{v}_i \bar{\eta}_i e_R \end{aligned} \quad (4.54)$$

2ª Forma

$$\begin{aligned} \frac{d\bar{v}_i}{dt} = & - \sum_{j=1}^{Nh} m_j \left(\frac{\bar{P}_i}{h_i^2} + \frac{\bar{P}_j}{h_j^2} \right) \text{grad}W_{ij} \\ & - \left(\frac{1}{2} \frac{\rho_w}{\rho_\alpha} b_3 h_i^2 - \frac{\Delta\bar{p}_w h_i}{\rho_\alpha} \right) \sum_{j=1}^N m_j \left(\frac{\bar{\eta}_i}{h_i^2} + \frac{\bar{\eta}_j}{h_j^2} \right) \text{grad}W_{ij} + \frac{1}{\rho_\alpha h_i} \tau_b + b_i \\ & + \frac{1}{\rho_\alpha} \bar{R}_\alpha - \frac{1}{h_i} \bar{v}_i \bar{\eta}_i e_R \end{aligned} \quad (4.55)$$

A pesar de que la presión de poros basal influye de forma significativa en el comportamiento en la propagación, gran parte de los modelos integrados de profundidad disponibles no la consideran, sin embargo, como se muestra en ecuaciones discretizadas antes relacionadas, se incluye el término ($\Delta\bar{p}_w$) que tiene en cuenta el exceso de presión de poros de agua para cada nodo i y para cada paso de tiempo.

Por último, se introduce la siguiente ecuación, la cual nos indica que la masa de la partícula siempre es la misma, siempre y cuando no se presente erosión basal del suelo.

$$\frac{dm_i}{dt} = \frac{e_R}{h_i} m_i \quad (4.56)$$

4.5. Modelos de consolidación

4.5.1. Método de diferencias finitas

El modelo numérico para el análisis de propagación que se trata en el presente numeral, fue desarrollado por (Pastor, y otros, 2015), en este modelo SPH-FD, se combinó la ecuación 1D de consolidación vertical de un Método de Diferencias Finitas (FDM) con el método de hidrodinámica de partículas suavizadas (SPH) integrado en profundidad.

Luego (Cascini L, 2016), aborda dicho moldeo en su trabajo consistente en estudiar la propagación a partir de un ensayo en un canal (modelado monofásico) con bastidor permeable (pantalla) en el final del mismo. Para dicho análisis numérico, para el componente FD, se elige un esquema explícito centrado en el espacio y hacia adelante en el tiempo (FTCS). De este ejercicio se concluye que incorporar un conjunto de mallas de diferencias finitas en cada nodo SPH de la Figura 33, mejora la capacidad de describir el comportamiento de flujos de geomateriales que atraviesan superficies muy permeables que provocan que las presiones de poros en la base se disipen, es decir, sean cero.

Los modelos integrados de profundidad con presiones de poros acopladas disponibles hasta esa fecha, consideran las presiones de poros en la masa donde la función de forma asumida cumple las condiciones de contorno, por su parte, el modelo en cuestión, desarrolla una aproximación de las presiones de poros en todo el material movilizado, mediante la discretización espacial de la evolución de las presiones al incluir un conjunto de mallas de diferencia finita 1D en cada nodo, por su parte, la discretización temporal se realiza con un enfoque lagrangiano actualizado, al establecer la configuración de referencia en el tiempo t .

La solución al problema planteado, requiere de descomponer la masa de material en fase propagación, en elementos diferenciales de volumen con una altura (h) y una sección transversal, en un tiempo dado (t).

El incremento de la tensión efectiva que experimenta la columna de suelo y el diferencial de volumen de la Figura 31, se puede escribir en forma derivativa, a partir de utilizar la expresión 4.57, se obtiene la ecuación 4.58, así:

$x_3 = X_3 \frac{h}{H}$	(4.57)
-------------------------	---------

$$\frac{d\sigma_3}{dt} = \rho g \left(\frac{dh}{dt} - \frac{x_3}{h} \frac{dh}{dt} \right) = \rho g \frac{dh}{dt} \left(1 - \frac{x_3}{h} \right) \quad (4.58)$$

A partir de la ecuación 4.58, se obtiene la expresión que permite estimar la evolución de la presión de poros en toda la profundidad de la columna de suelo:

$$\frac{d^{(s)}p_w}{dt} = -\rho' b_3 \frac{dh}{dt} \left(1 - \frac{x_3}{h}\right) + c_v \frac{\partial^2 p_{w0}}{\partial x_3^2} - E_m \frac{1}{(1-\eta)} \frac{d^{(s)}(\eta)}{dt} \quad (4.59)$$

La forma en la que está escrita la ecuación de consolidación (ecuación 4.58), es más adecuado para la formulación de FDM. Para discretizarla se requiere realizar los siguientes cambios:

- Variación de altura: con la variación de altura de la columna de material, la presión de poros cambia a la tasa del primer término en el RHS, lo que permite considerar en el modelo de consolidación, los efectos debidos a las deformaciones en el eje x_3 .
- Variación de la porosidad que se considera en el tercer término.

En la ecuación están presentes de forma implícita dos escalas de tiempo, cuya solución pasa por la relación que existe entre ambas:

- i) Tiempo de propagación relacionado con la tasa de variación de h y
- ii) Tiempo de consolidación. La solución depende de la relación entre ambas escalas de tiempo.

4.5.2. Función de forma cuartos de coseno

La segunda alternativa del modelo de consolidación, consiste en aproximar los valores de la distribución vertical de la presión poro-agua mediante una función de forma de cuartos de coseno, cuyo valor en la superficie es cero, al igual que el gradiente en la superficie basal (Pastor, Haddad, Sorbino, Cuomo, & Dremptic, 2009a).

El exceso de presión poro-agua del segundo término de la ecuación (4.59), se resuelve asumiendo como una aproximación la serie de Fourier.

$$\Delta p_w(x_1, x_2, x_3, t) = \sum_{k=1}^{N_k} \Delta p_{wk}(x_1, x_2, t) N_k(x_3) \quad (4.60)$$

Siendo $N_k(x_3)$ funciones de forma utilizadas para aproximar los cambios en la presión de poros en el eje x_3 .

Una de las posibles soluciones pasa por usar funciones armónicas, dado que estas satisfacen las condiciones de contorno del problema.

La ecuación (4.61), muestra la función armónica que satisface las hipótesis consistentes en que la presión de poros es cero en la superficie libre y el fondo es impermeable:

$$N_k(x_3) = \cos\left\{\frac{2k-1}{2h}\pi(x_3+z)\right\} \quad (4.61)$$

Donde $k = 1 \dots N_k$. Para $k = 1$:

$$N_1(x_3) = \cos\left\{\frac{\pi(x_3+z)}{2h}\right\} \quad (4.62)$$

La ecuación 4.60 se escribe como se muestra en la ecuación 4.63 para determinar la presión de poros, siempre y cuando, se analice una sola componente de la serie de Fourier:

$$\Delta p_w(x_1, x_2, x_3, t) = \Delta p_{w1}(x_1, x_2, t) \cos\left\{\frac{\pi(x_3+z)}{2h}\right\} \quad (4.63)$$

Por su parte, el incremento de presión de poros en la base del material movilizado donde $x_3 = 0$, se obtiene con la expresión que se muestra a continuación:

$$\Delta p_w = \Delta p_w^b \cos\left\{\frac{\pi z}{2h}\right\} \quad (4.64)$$

Donde Δp_w^b es el exceso de presión de poro-agua en la superficie basal, es posible escribir la ecuación (4.64), así:

$$\frac{\partial p_w}{\partial t} = \frac{\Delta p_w^b}{\partial t} \cos\left\{\frac{\pi z}{2h}\right\} \quad (4.65)$$

En la base:

$$\frac{\partial p_w}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 p_{w0}}{\partial z^2} \quad (4.66)$$

A partir de la serie de Fourier de la ecuación 4.60, se reescribe el término en el RHS de la ecuación:

$$c_v \frac{\partial^2 p_{w0}}{\partial z^2} = -\frac{c_v \pi^2}{4h^2} \cos\left\{\frac{\pi z}{2h}\right\} \Delta p_{w0}^b \quad (4.67)$$

El segundo término de la ecuación (4.59) se puede escribir basados en las ecuaciones 4.65, 4.66 y 4.67, así:

$$\frac{\partial p_w^b}{\partial t} = -\frac{c_v \pi^2}{4h^2} \Delta p_{w0}^b \quad (4.68)$$

Si en la base $x_3 = 0$, primer término (RHS) de la ecuación (4.59) se elimina, luego, se resuelve el segundo término haciendo uso de la función de forma de cuartos de coseno, con la restricción consistente en tener sola componente de Fourier y por último, se debe tener en cuenta que en la línea basal no existe porosidad por lo que el tercer término también se elimina. Así las cosas, la evolución temporal del exceso de presión poro-agua se obtiene con la expresión (4.69):

$$\frac{d^{(s)}p_w}{dt} = -\rho' b_3 \frac{dh}{dt} - \beta \Delta p_{w0}^b \quad (4.69)$$

Esta expresión se simplifica introduciendo el factor β , que es igual a:

$$\beta = \frac{c_v \pi^2}{4h^2} \quad (4.70)$$

4.6. Ecuaciones fundamentales o de gobierno

Las ecuaciones de balance de: (i) masa (4.49), (4.50) y (4.51), (ii) de momento (4.53), (4.54) y (4.54) y (iii) de disipación de la presión de poros (4.59), hasta acá discretizadas, requieren ser transformadas para una adecuada simulación basada en partículas dejando su forma diferencial parcial.

Recapitulando, el comportamiento o cuantificación de las variables del suelo en la fase de propagación se describe principalmente por las siguientes ecuaciones

- i. Reinicialización de altura (ecuación 4.52):

$$h_{ai} = - \sum_j m_{ai} \text{grad} W_{ij} \quad (4.71)$$

- ii. Ecuación de balance de momento (ecuación 4.54):

2ª Forma

$$\begin{aligned} \frac{d\bar{v}_{ai}}{dt} = & - \sum_{j=1}^{Nh} m_{aj} \left(\frac{\bar{P}_{ai}}{h_{ai}^2} + \frac{\bar{P}_{aj}}{h_{aj}^2} \right) \text{grad}W_{ij} \\ & - \left(\frac{1}{2} \frac{\rho_w}{\rho_\alpha} b_3 h_{ai}^2 - \frac{\Delta\bar{p}_w h_{ai}}{\rho_\alpha} \right) \sum_{j=1}^N m_{aj} \left(\frac{\bar{\eta}_{ai}}{h_{ai}^2} + \frac{\bar{\eta}_{aj}}{h_{aj}^2} \right) \text{grad}W_{ij} + \frac{1}{\rho_\alpha h_{ai}} \boldsymbol{\tau}_b \\ & + b_i + \frac{1}{\rho_\alpha} \bar{\mathbf{R}}_\alpha - \frac{1}{h_{ai}} \bar{v}_{ai} \bar{\eta}_{ai} e_R \end{aligned} \quad (4.72)$$

Es de resaltar que: (i) estas expresiones se tratan de formulaciones estándar utilizadas en la geotecnia tradicional y (ii) si bien, es correcto emplear aproximaciones de forma euleriana y cuasi-lagrangiana en modelos SPH, las de tipo o cuasi-lagrangiana tiene ventajas sobre las eulerianas.

Por otra parte, se disponen de dos métodos alternativos de modelo de consolidación para estimar la evolución de la presión de poros:

i. Esquema de diferencias finitas (modelo SPH-FD):

$$\frac{d^{(s)}p_w}{dt} = -\rho' b_3 \frac{dh}{dt} \left(1 - \frac{x_3}{h} \right) + c_v \frac{\partial^2 p_{w0}}{\partial x_3^2} - E_m \frac{1}{(1-\eta)} \frac{d^{(s)}(\eta)}{dt} \quad (4.73)$$

ii. Función de forma de cuartos de cosenos:

$$\frac{d^{(s)}p_w}{dt} = -\rho' b_3 \frac{dh}{dt} - \beta \Delta p_{w0}^b \quad (4.74)$$

4.7. Técnicas numéricas

Las técnicas numéricas que se describen en este numeral hacen parte del código GeoFlow_SPH. Lo que permite mejorar la precisión de las simulaciones y disminuir el coste computacional.

4.7.1. Esquema de integración temporal

Las expresiones que se utilizan son de tipo ODE, comúnmente, sistemas de ecuaciones que dependen del tiempo son resueltos utilizando esquemas de integración temporal paso a paso.

Las expresiones que se utilizan son de tipo ODE, comúnmente, sistemas de ecuaciones que dependen del tiempo son resueltos utilizando esquemas de integración temporal paso a paso. En este estudio, las ecuaciones resultantes se discretizan en el tiempo con un algoritmo adecuado como el método Runge Kutta de 4° orden en el SPH y FTCS en el FDM que ya se ha implementado en GeoFlow_SPH. Ambos esquemas numéricos son explícitos debido a su simplicidad y velocidad de cálculo.

El código GeoFlow_SPH, utilizado en este estudio para realizar las simulaciones de propagación y consolidación de geomateriales originados en deslizamientos o flujos no canalizados de ladera, cuenta con un algoritmo adecuado como lo es el método Runge Kutta de 4° orden en el SPH, FTCS y FDM que permite discretizar las ecuaciones resultantes respecto del tiempo. Por otra parte, de forma alternativa, las expresiones tipo ODE, por tratarse de sistemas de ecuaciones que dependen del tiempo son resueltos utilizando esquemas de integración temporal paso a paso.

Ambos esquemas o enfoques numéricos son explícitos debido a su simplicidad y velocidad de cálculo.

Una de las aproximaciones disponibles para cálculos más precisos de las ODE, se logra mediante el uso del algoritmo de Runge Kutta de 4° orden, cuya forma general se muestra a continuación. Es importante mencionar que, la descripción detallada del método puede leerse en (Hirsch, 1988).

El procedimiento inicia considerando una ecuación diferencial de primer orden:

$$\varphi_n = \varphi(t_n) \text{ con } \varphi(t_n) = \varphi_0 \quad (4.67) \quad (4.75)$$

Donde φ es una función desconocida del tiempo t cuya solución pasa por una aproximación.

El valor del incremento asociado a la pendiente en la posición n se escribe como:

$$k_1 = f(\varphi(t_n), t_n) \quad (4.68) \quad (4.76)$$

Luego se evalúa la función usando k_1 :

$$\varphi^{(1)}\left(t_n + \frac{\Delta t}{2}\right) = \varphi(t_n) + \frac{\Delta t}{2} k_1 \quad (4.77)$$

(4.69)

Ahora, para un punto medio ubicado entre n y $n + 1$, el incremento basado en la pendiente, se escribe como:

$$k_2 = f\left(\varphi^{(1)}\left(t_n + \frac{\Delta t}{2}\right) + \frac{\Delta t}{2} k_1, t_n + \frac{\Delta t}{2}\right) \quad (4.78)$$

Usando k_2 se evalúa la función:

$$\varphi^{(2)}\left(t_n + \frac{\Delta t}{2}\right) = \varphi(t_n) + \frac{\Delta t}{2} k_2 \quad (4.79)$$

Otra forma de estimar la pendiente en un punto medio es:

$$k_3 = f\left(\varphi^{(2)}\left(t_n + \frac{\Delta t}{2}\right) + \frac{\Delta t}{2}k_2, t_n + \frac{\Delta t}{2}\right) \quad (4.80)$$

De forma similar a la ecuación 4.78, se evalúa la función usando k_3 :

$$\varphi^{(3)}(t_n + \Delta t) = \varphi(t_n) + \Delta tk_3 \quad (4.81)$$

Se tiene que el incremento basado en la pendiente en $n + 1$, se determina con la siguiente expresión:

$$k_4 = f\left(\varphi^{(3)}(t_n + \Delta t) + \Delta tk_3, t_n + \Delta t\right) \quad (4.82)$$

Por último, se tiene la ecuación diferencial de primer orden:

$$\varphi(t_n + \Delta t_n) = \varphi(t_n) + \frac{\Delta t}{6}(k_1 + 2k_2 + 2k_3 + k_4) \quad (4.83)$$

4.7.2. Paso de tiempo

Un factor fundamental en el código utilizado en este estudio, para obtener cálculos precisos de las cantidades físicas asociadas a cada partícula que se propaga, es el paso de tiempo.

De considerar correctamente la cantidad de tiempo necesario entre las diferentes estimaciones de las propiedades de las partículas que se movilizan, depende la estabilidad del método y la obtención de los valores actualizados apropiados para cada tiempo dado.

En el GeoFlow_SPH se tienen dos alternativas para el cálculo del facto en mención:

- i. Utilizar un valor constante para el incremento de tiempo.

- ii. Establecer un paso de tiempo adaptativo. Para el caso del estudio que nos ocupa, se calcula siguiendo la condición de CFL; existen diferentes postulados para cumplir esta condición, una de ellas, la cual se implementó en el análisis del caso de estudio, se presenta a continuación:

$$\Delta t_{SPH} = \min \left(\min \left(\frac{h_{sm_i}}{\sum |v_i| + 3\sqrt{c_i}} \right); \left(\frac{1}{2} \right) \min \left(\frac{h_{sm_{ij}}}{\sum |v_{ij}|} \right) \right) \quad (4.84)$$

Donde la velocidad c_i es igual a $\sqrt{gh_i}$, g es la aceleración de la gravedad, h la altura de la partícula, h_{sm} la longitud de suavizado, v_i la velocidad de la partícula i y v_{ij} la velocidad relativa entre las partículas i y j . (Tayyebi, 2019)

4.7.3. Longitud de suavizado (h_{sm})

Es una función que se basa en la distancia para determinar la magnitud del núcleo, por lo tanto, el número de partículas vecinas en cada núcleo, lo condiciona la eficiencia del código. Al igual que como se menciona en el numeral anterior, esta longitud puede establecerse como un valor constante o adaptativo durante la simulación, una longitud de suavizado adaptada, permite establecer un número mínimo de partículas vecinas en cada cálculo, esto garantiza una mayor precisión de los mismos, al homogenizar la resolución sin importar si hay zonas con alta o baja densidad de partículas SPH.

El código GeoFlow_SPH dispone de dos algoritmos para determinar la longitud de suavizada variable:

- i. Monaghan J. J. (1989) (1992) expone que la longitud de suavizado se determina en función de la densidad de las partículas.

$$h_{sm} = k \left(\frac{m}{\rho} \right)^{\frac{1}{ndin}} \quad (4.85)$$

Como se mencionó, k es un número entero con un valor típico de 2.

- ii. Por su parte (Benz, 1990) propuso tomar la derivada temporal de la función de suavizado en términos de la ecuación de continuidad, de lo anterior, se obtiene la formulación para la estimación la longitud de suavizado de la partícula i en el paso de tiempo $n + 1$:

$$h_i^{n+1} = h_i + \frac{dh_i}{dt} \Delta t \quad (4.86)$$

Se empleó el concepto de núcleos y aproximación de partículas, la derivada de la función de suavizado con respecto al tiempo, queda como:

$$\frac{dh_i^n}{dt} = -\frac{h_i^n}{\rho_i^n} \sum_{j=1}^N m_j (v_i^n - v_j^n) + \Delta^n W_{ij} \left(\frac{1}{ndin} \right) \quad (4.87)$$

4.7.4. Terreno, base cartográfica

Como entrada para modelación de la propagación de geomateriales fluidificados, en el código GeoFlow_SPH, se requiere entre otras cosas, los insumos cartográficos, estos constan de dos bases topográficas, una representa la superficie del terreno sobre la cual se modela la propagación de las masas de suelo y roca, la otra, es una malla que representa la masa a movilizarse o zonas de inicio que se discretiza asignándole un número de partículas (nodos SPH) que se ubican en una cuadrícula estructurada SPH, el número de partículas utilizadas es independiente del patrón de cuadrícula del terreno.

En esta técnica numérica la cantidad de nodos SPH asignados varia de cientos a miles, por su parte, la cuadrícula estructurada puede constar de hasta millones de puntos, depende del área de estudio y de la resolución espacial de los DTM, es decir del tamaño de pixel que se traduce en la separación de las coordenadas de entrada del terreno, con una mejor resolución del DTM la representación de algunos de los accidentes geográficos en el área de estudio se hace más detallada, influyendo directamente en la calidad de la modelación que se realice, en el GeoFlow_SPH se utiliza la técnica clásica de recuperación nodal en una malla de elementos finitos,

que consiste en determinar el gradiente de la altura del terreno (grado Z) y el radio de curvatura a lo largo de la tangente a la trayectoria del nodo, que se obtiene como las segundas derivadas del gradiente de altura mencionado.

Los insumos en mención se adquirieron a partir de un DTM, como una serie de valores o coordenadas absolutas o geográficas georreferenciadas (x_k, y_k, z_k) , (ver Figura 38).

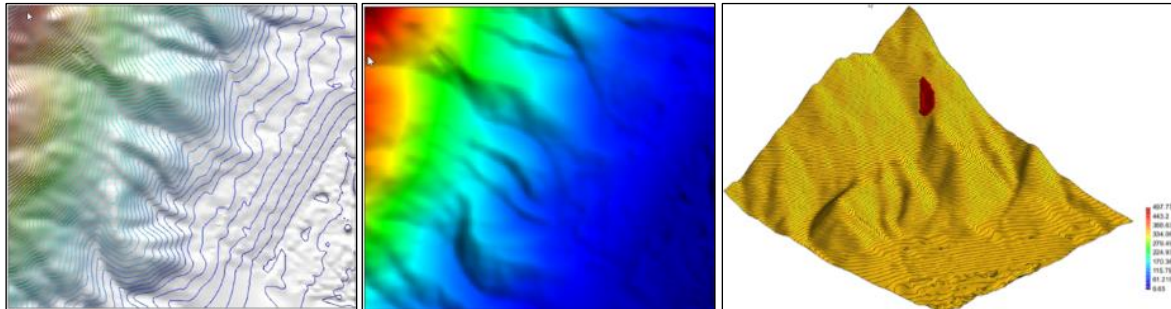


Figura 38. Topografía de entrada SPH del área de estudio deslizamiento en El Salvador, 1982.

Fuente: autor

4.7.5. Estrategias computacionales (Búsqueda de vecinos)

De acuerdo con (Tayyebi, 2019), en el método SPH, luego de determinar tamaño del núcleo con radio kh_{sm} , se asigna un conjunto de partículas en forma de lista que hacen parte del dominio de soporte compacto, en cada paso de tiempo. A la acción de encontrar partículas cercanas se le denomina búsqueda de partículas vecinas más cercanas (NNPS, por sus siglas en inglés), donde el programa del GeoFlow_SPH dispone de los dos algoritmos de búsqueda más utilizados en aplicaciones SPH:

- (i) Algoritmo general (búsqueda de todos los pares), este consiste en calcular las distancias entre todas las partículas del dominio, para ser verificadas respecto de longitud de suavizado, solo se consideran partículas vecinas, todas aquellas con distancias menores que la longitud de suavizado.

Pese a que esta técnica es muy fácil de implementar, su costo computacional puede ser alto.

- (ii) Algoritmo de malla temporal (lista vinculada), utilizado en este estudio, tomó como base una cuadrícula estructurada de igual tamaño y forma que el dominio del problema, donde el espaciado de esta, equivale a la longitud de suavizado mínima. Cada celda tiene una densidad de partículas que depende de su localización espacial, es así como, el programa restringe la evaluación de las interacciones entre partículas solamente a las que se encuentran en la misma celda de la malla. Dado que la lista vinculada cambia para cada paso de tiempo por tratarse de una representación con partículas de las fases sólida y fluida, que varía o actualiza conforme se propagan los geomateriales, así las cosas, las cuadrículas son de carácter temporal, ajustándose a las condiciones propias asociados a cada paso de tiempo. Esta técnica es apropiada para los casos donde la longitud de suavizado es constante o con muy pocos cambios, de lo contrario, lograr un tamaño temporal de cuadrícula optimizado resulta muy complejo. Este procedimiento es descrito por (Monaghan & Lattanzio, 1985).

4.8. Problemas especiales

El SPH, al igual que los demás métodos numéricos, presenta desventajas y problemas que de no ser considerados en los análisis causan pérdida de precisión y oscilaciones no físicas, por lo tanto, se deben considerar los siguientes aspectos:

- i) La deficiencia de frontera,
- ii) La inestabilidad de tracción y
- iii) Condiciones de contorno.

4.8.1. Deficiencia de frontera

Dado la baja densidad en los límites por ausencia de partículas vecinas por fuera de estos, los resultados de la integración o procesos de suma presentan grandes oscilaciones, problema que fue detectado por (Morris, 1996), como respuesta (Randles & Libersky, 2000), (Chen, Beraun, & Carney, 1999) y (Liu & Liu, 2003), han propuesto enfoques para remediar este tipo de carencias.

La normalización en el GeoFlow_SPH, se aplica a nodos cercanos a los límites de tipo pared (Chen, Beraun, & Carney, 1999), siendo esta una de las técnicas menos complejas y menos costosas en lo a análisis computacional se refiere.

Para mejorar la aproximación cerca de los nodos que se ubican en los límites de las cuadrículas, se normaliza la altura de las partículas reasignándoles un nuevo valor, luego de pasar un filtro a esta magnitud, esto basado en la ecuación (4.52), de reinicialización de altura, así:

$$h_i = \frac{\sum_j m_i W_{ij}}{\sum_j \left(\frac{m_i}{h_j}\right) W_{ij}} \quad (4.88)$$

4.8.2. Estabilidad

La inestabilidad a la tracción se da por la resistencia del material en los problemas dinámicos, manifiesta en forma de aglutinación no física de partículas y por consiguiente en un colapso completo del cálculo (Bonet & Kulasegaram, 2000). Estos problemas en arreglos bidimensionales de partículas se abordan (Swegle y otros 1995), donde estudian la estabilidad de los cálculos, encontrando que dicho fallo se debe a las propiedades del núcleo, situación resuelta por diferentes autores, como se muestra a continuación:

- (Morris, 1996) propone la técnica llamada “Uso de funciones especiales del núcleo”: consistente en introducir fuerzas estabilizadoras artificiales como una función especial del núcleo, esto se debe a que la respuesta del SPH en análisis con funciones de los gradientes de primer orden, es buena, sin embargo, la inestabilidad de tracción puede ocurrir cuando se trata de derivadas de orden superior.
- (Monaghan J. J., 2000); (Gray J P, 2001) formulan otra alternativa consistente en introducir una fuerza artificial de repulsión entre las partículas cuando se acercan entre sí, a esta fuerza se le llama como de estrés artificial y toma un valor típico de 129.

- Dyka y otros (1995), (1997) y (Randles & Libersky, 2000) proponen como solución la inclusión de conjunto de puntos de estrés en medio de los nodos SPH: al incluir puntos de estrés entre los nodos SPH, la tensión se estima en estos puntos a partir de información de las partículas SPH y de forma recíproca, utilizando la información de los puntos de estrés se calcula el momento lineal en las partículas SPH.
- La propuesta de Blanc y Pastor (2012a) (2012b), utilizada en los análisis del presente documento. Se trata de un algoritmo basado en el método de Taylor Galerkin propuesto por (Peraire, Zienkiewicz, & Morgan, 1986) y (Donea, Giuliani, Laval, & Quartapelle, 1984), el cual se desarrolla para aplicaciones en dinámica de sólidos por (Mabssout & Pastor, 2003). La cuadrícula SPH que se utiliza es similar a la propuesta por Randles y Libersky (2000), (1996). El algoritmo considera un conjunto de nodos SPH doble, donde el primer grupo se conoce como nodos SPH materiales y el segundo, se denomina nodos SPH auxiliares, ambos con una disposición inicial escalonada, esto hace que cada una se defina en función de ambos tipos de nodos, pero el geomaterial se representa solo por los nodos SPH materiales. En consecuencia, la masa total se calcula así:

$$M_{total} = \sum_{i=1}^N m_i \quad (4.89)$$

Donde m_i es la masa de cada nodo SPH material y N la cantidad de nodos SPH materiales.

4.8.3. Condiciones de contorno

Por último, se tiene el problema de límite condicionado, en este método se requiere realizar un tratamiento a las condiciones de contorno. El primer tratamiento del que se hace mención es el propuesto por (Monaghan J. J., 1994), en este se incluyen partículas virtuales con fuerza repulsiva que evita que las partículas SPH que rondan el límite lo penetren. Otro método, lo formula (Libersky L. D., Petschek,

Carney, Hipp, & Allahdadi, 1993) y (Randles & Libersky, 1996), consistente en incluir un segundo tipo de partículas virtuales ubicadas de forma simétrica a toda partícula SPH que se localice cerca de los límites. Mejorado por (Bonet, Kulasegaram, Rodriguez-Paz, & Profit, 2004), con aplicación en problemas con límites rígidos.

Las ecuaciones gobernantes implementadas en el GeoFlow_SPH, están restringidas por las condiciones: i) Cinemáticas, ii) de límite de tensión en la superficie para las fases sólida y fluida y iii) de la interface de la atmósfera deslizante y superficie sobre la que se propaga la masa fluidificada.

Las condiciones de tensión en la superficie se asumen como cero en la parte superior para ambas fases, sin embargo, en la base, sus valores dependen de las leyes reológicas aplicadas. Por otra parte, al asumir que no hay ganancia ni pérdida de material durante la propagación, no se establecen condiciones cinemáticas de contorno, caso contrario cuando en el análisis se incluya erosión o salida de material de la masa movilizadora inicial. (Lin, y otros, 2019) desarrollan una propuesta de condiciones de contorno, basado en las invariantes de Riemann, cuya aplicación se da en problemas donde se requiere considerar un canal dentro del cual transita la masa fluidificada.

De acuerdo con (Tayyebi, 2019), si bien las condiciones de contorno mencionadas, hacen parte de las ecuaciones de gobierno propuestas en el método utilizado en el estudio, para casos de trabajos con información real, no es necesario establecer condiciones de frontera dado que el dominio computacional cubre la totalidad de las posibles zonas de tránsito de los geomateriales, pero en problemas como lo son las roturas de presas, cuyos dominios son finitos, se incluyen la condición de frontera “pared”, (ver ecuación 4.78), esta herramienta sirve tanto para análisis de la propagación a partir de un deslizamiento o flujo no canalizado de ladera, como para describir el comportamiento de la masa movilizadora frente a “obstáculos” incluidos como medidas de remediación, así: se define el muro o límite con una serie de partículas de pared, luego, se establece como cero la velocidad normal a la pared cuando las partículas de la masa movilizadora se propagan con dirección al muro, por último, mediante la técnica mostrada se normaliza la altura de las partículas.

Por otra parte, mediante el uso de ecuaciones en sus formas simples que satisfagan las condiciones de frontera tanto en la superficie superior como en la basal, se incluye en la formulación del método la condición límite referente la presión de poro-agua de la que trata el numeral 4.5.2., como restricción de este método se tiene la imposibilidad de simular cambios en las condiciones de contorno en la parte inferior de la masa, ya que si se toma una función de forma única donde la presión de poros basal es cero, será cero a lo largo de toda la profundidad de la masa, situación que no es real en todos casos. Sin embargo, para poder considerar dichos cambios según corresponda con las condiciones del problema, se emplea el modelo de FDM, vertical 1D, del numeral relativo a la evolución de la presión de poros, el cual permite establecer un límite hidráulico en la base del material. Un ejemplo de esto, es la simulación de la propagación de una masa de geomateriales sobre una superficie permeable, ya que la de poros es cero en la superficie basal, pero en la masa es diferente de cero.

5. Materiales y métodos

Se tomaron cuatro casos de estudio, el primero fue el deslizamiento en el municipio de Rosas, Cauca, Colombia, a este, dada la disponibilidad de información se le realizó el análisis de la amenaza; el segundo deslizamiento, ocurrido en 1982 en el cerro El Picacho, en el área rural de San Salvador, El Salvador, se le modeló la propagación, el tercer ejercicio de modelación numérica se realizó con base en el deslizamiento El Picacho, 1982, donde se consideró el incremento de agua en la mezcla durante la propagación y por último, el caso corresponde al análisis realizado al deslizamiento ocurrido en la Colonia Guillen de Tegucigalpa, Honduras, 2022.

Como se mencionó, para el primer caso de estudio de Rosas, Cauca, se realizó el análisis de la amenaza, pese a que, en las metodologías de zonificación de amenaza por movimientos en masa, se categoriza directamente como de amenaza alta a todos los procesos de remoción materializados; el objetivo de dicho análisis fue el de verificar el correcto funcionamiento del código GeoFlow, en un ejercicio estimación probabilista de amenaza por movimientos en masa tipo deslizamientos - rápidos y flujos no canalizados de ladera, donde se integró la probabilidad de disparo con la de la propagación, además, como se conocía el área afectada, esta, se comparó con los resultados de la modelización numérica de la propagación.

En el segundo y tercer caso de estudio, se abordó el deslizamiento del Picacho, 1982, donde, se realizó un análisis retrospectivo de la propagación, teniendo consideraciones diferentes, las cuales, en el tercer caso corresponden al incremento agua en la masa movilizada durante la propagación. Dichas modelizaciones se realizaron, a partir de conocer de información secundaria, algunas de las características los geomaterialies movilizados, de los disparadores del evento y las distribuciones espaciales de las zonas de inicio y depósito,

Dada la pertinencia de la modelación retrospectiva de la propagación del deslizamiento El Picacho, 1982, con los objetivos de la investigación, se incluyó

como caso de estudio. Es de resaltar que dicho trabajo fue realizado por parte de la FAB a través de Manuel Pastor, Saeid Moussavi Tayyebi y Andrei Hernandez (autor de la presente tesis) (Pastor, Tayyebi, & Hernández, 2023, sin publicar), en el marco del proyecto BID número ES-T1343-P001, como validación del uso del código GeoFlow_SPH aplicado a la consultaría de deslizamientos y flujos de ladera. Por su parte, el cuarto caso, pese a que se trata de un deslizamiento lento, se demostró que el código GeoFlow_SPH, pudo adaptarse a análisis de propagación de este tipo. Es de resaltar que, como en el caso de El Picacho, 1982, el deslizamiento de la, Colonia Guillen, 2022.

En la Figura 39, se muestra el flujo de proceso para el cálculo, categorización y zonificación de la amenaza por deslizamientos donde se integra la probabilidad de falla con la probabilidad de propagación.

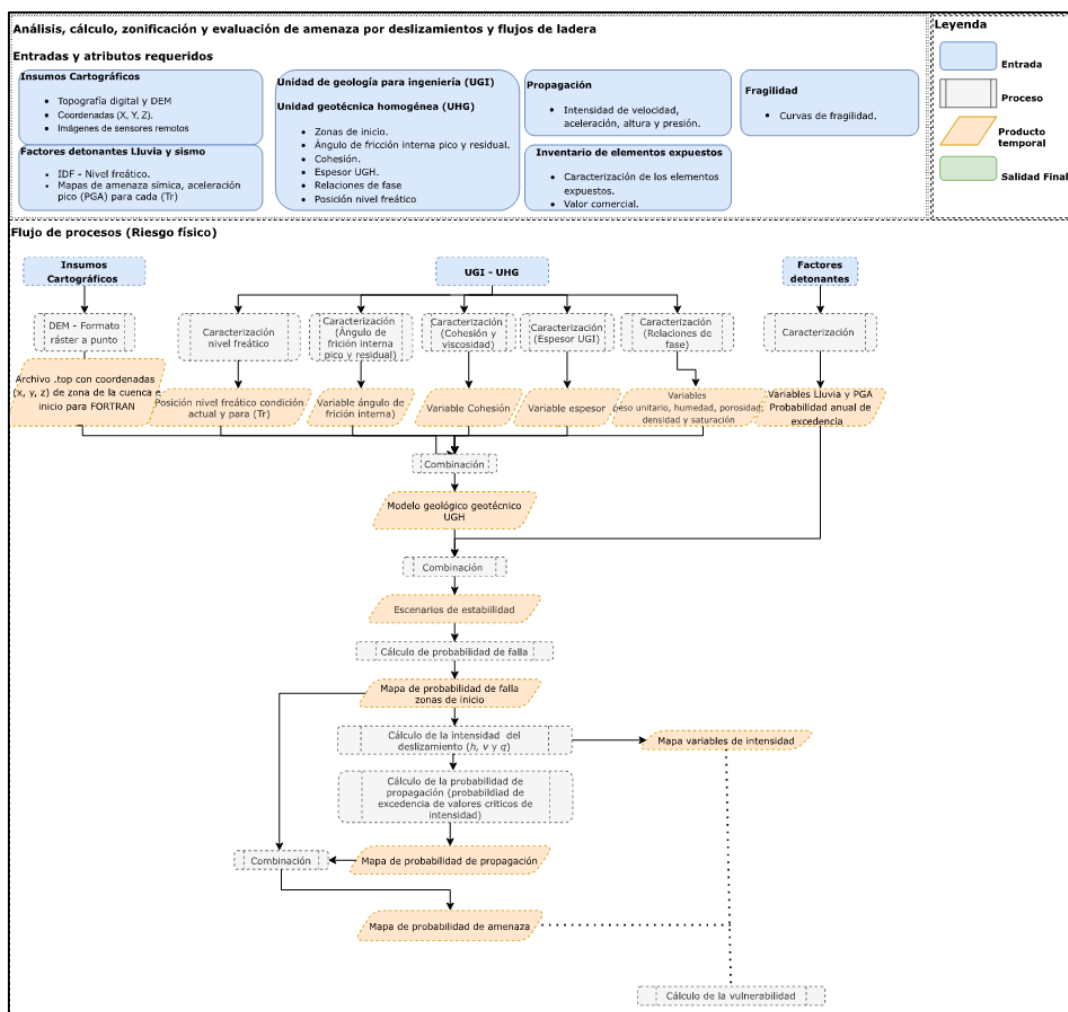


Figura 39. Flujo de proceso estimación de la amenaza

Fuente: autor.

6. Deslizamiento de Rosas, Cauca, Colombia, 2019.

El 21 de abril de 2019, en la parte superior de la ruta 25 – Vía Panamericana, a la altura del kilómetro 85+120, vereda Portachuelo, municipio de Rosas, Cauca, ocurrió un deslizamiento de tierra de tipo traslacional que se propagó ladera abajo hasta la zona de depósito en la parte inferior de la vía en mención, (ver Figura 40), cuyo volumen movilizado se estimó en 7400 m³ (Hernández & Trejos, 2019)

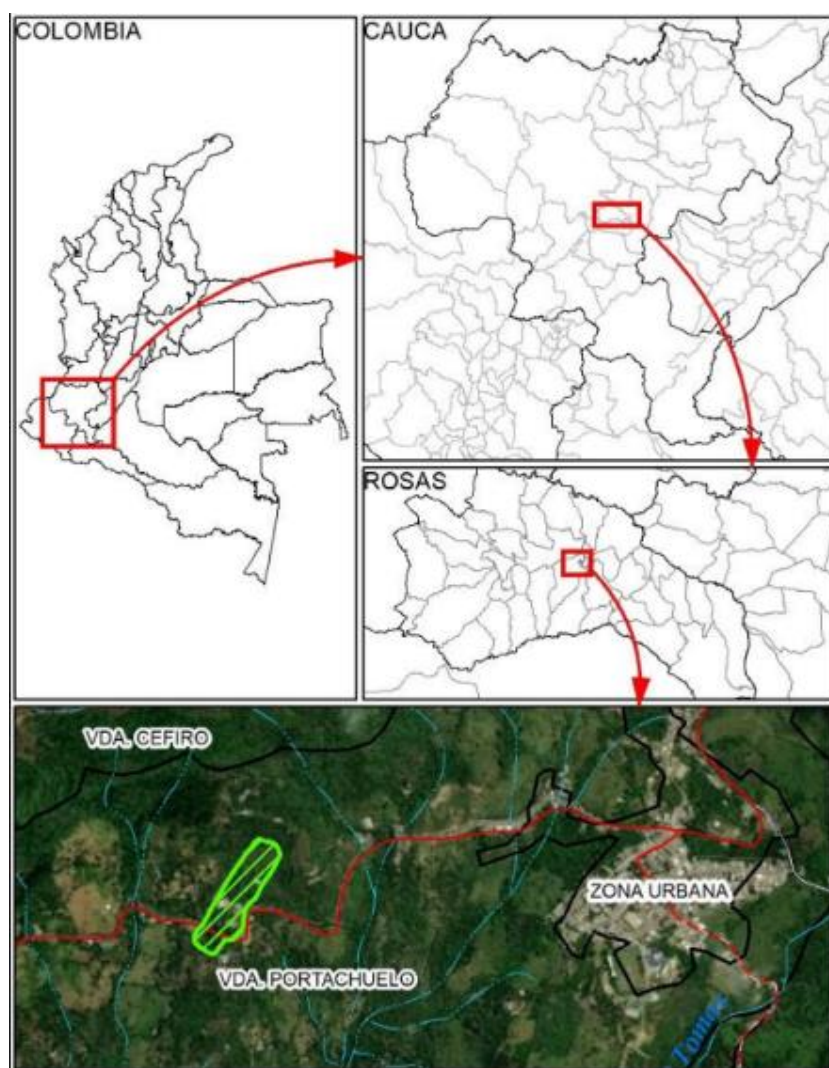


Figura 40. Localización deslizamiento Rosas Cauca, Colombia.

Fuente: (Hernández & Trejos, 2019)

6.1. Insumos cartográficos

Los insumos cartográficos utilizados en la modelación numérica se obtuvieron de la información disponible de código abierto. Una vez recopilada información cartográfica, se procedió a delimitar la zona de estudio, a partir de los antecedentes relacionados en diferentes trabajos y de los rasgos geomorfológicos (cicatrices) que quedaron luego de la ocurrencia del fenómeno, en esta actividad se garantizó que el tamaño de la zona de estudio cubra todo dominio del problema, es decir, todas las zonas afectadas por el movimiento en masa, se encuentren dentro de la base cartográfica definida.

El polígono delimitado tiene una extensión aproximadamente de 36 hectáreas, (ver Figura 41).



Figura 41. Área de estudio (en rojo zona afectada)

Fuente: autor a través de imágenes google satélite en SAS.Planet

La fotointerpretación temática de la zona de estudio se realizó sobre las imágenes de los sensores remotos disponibles a través del programa SAS.Planet, las imágenes mostraron antes y después del deslizamiento, (ver Figura 42).



Figura 42. Ortófotos del área de estudio

Fuente: imágenes satelitales de Google Earth y Bing en SAS.Planet

Las ortófotos que se utilizaron para este estudio son imágenes satelitales, con tratamiento de bandas a color natural e infrarrojo, (ver Tabla 6).

Tabla 6. Imágenes satelitales multiespectrales

Fuente	Nombre insumo
Google Earth	BaseMap
Bing	BaseMap

Fuente: autor

6.1.1. Modelo digital de Superficie - DSM

Los DSM y DTM (por sus siglas en inglés) utilizados como base para la fotointerpretación temática son: (i) el suministrado por el satélite ALOS lanzado en el 2006 de la JAXA (por sus siglas en inglés), generado en el año 2011 y (ii) el DEM de GEOSAR con resolución espacial de 5 metros. A partir de este último, se generó la base topográfica para la modelización del evento, (ver Figura 43).

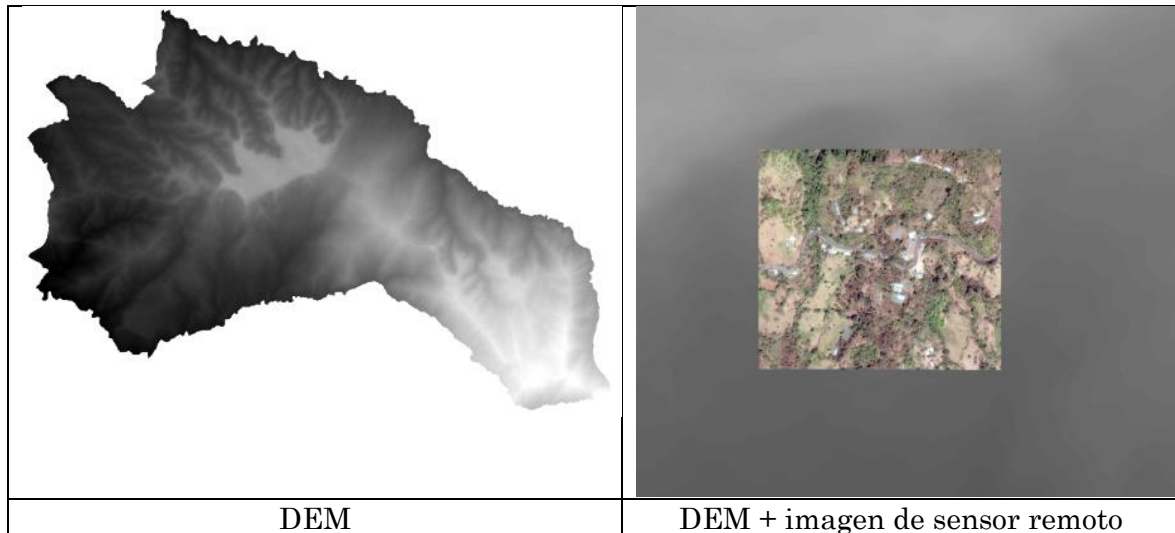


Figura 43. Modelo digital de Superficie

Fuente: autor

A través del sensor PALSAR se capturaron imágenes de radar, con resolución espacial de 12,5 m a lo largo de la superficie terrestre, (ver Tabla 7).

Tabla 7. Imágenes satelitales de radar

Fuente	Nombre insumo	Año
Satélite Alos Palsar	AP_04976_FBS_F0260_RT1	2006

Fuente: autor

6.2. Caracterización del movimiento en masa

Dada la necesidad de contextualizar el problema del caso de estudio en lo referente a la caracterización geoambiental del territorio donde se presentó el deslizamiento, se utilizaron los aspectos más relevantes del informe de visita a la emergencia (Hernández & Trejos, 2019) y del estudio de zonificación de amenaza por movimientos en masa a escala 1:25.000 en el municipio de Rosas, Cauca, (Ruiz, y otros, 2020), ambos elaborados por Servicio Geológico Colombiano, los cuales permitieron, entre otras cosas, describir las condiciones de los materiales movilizados y su entorno cercano.

Sin embargo, considerando que unos de los propósitos de esta investigación, es el de avanzar en la modelización predictiva de la propagación de geomateriales fluidificados no canalizados, es importante resaltar que, los resultados dependen en gran medida de la correcta definición de la zona de inicio, aspectos relevantes son: extensión, profundidad, localización, geomorfología a nivel de unidad de ladera, caracterización geotécnica, entre otros, condicionan el comportamiento del flujo.

6.3. Geología

De acuerdo con (Hernández & Trejos, 2019) y (Ruiz, y otros, 2020), en la vereda Portachuelo y alrededores afloran principalmente unidades de roca y depósitos altamente meteorizados que desarrollan saprolitos y suelos residuales; en algunos cauces y cortes viales es posible identificar unidades de roca fresca, (ver Figura 44).

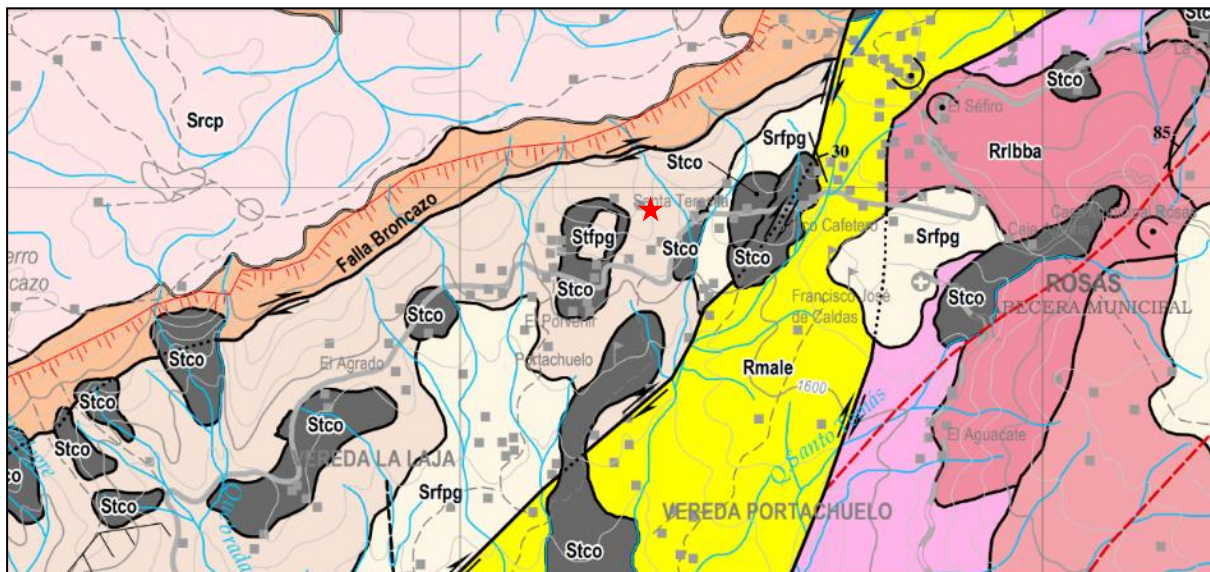


Figura 44. Mapa de unidades geológicas superficiales Rosas, Cauca, escala 1:25.000

Fuente: (Ruiz, y otros, 2020)

La masa movilizada con el deslizamiento/flujo de la vereda Portachuelo se compuso principalmente de dos materiales así: (i) capa vegetal superficial y suelo orgánico (OH) y (ii) capa de suelo residual, “de textura areno limosa arenosa muy fina a limo arcillosa, de color marrón, con plasticidad media, alta humedad y consistencia

baja” (Hernández & Trejos, 2019), suprayacía una capa de roca o depósito soldado de ignimbritas meteorizadas de mayor rigidez y menor permeabilidad, (ver Figura 45), que operó como control estructural del deslizamiento, estableciéndose a su vez, como la superficie de falla del movimiento, dicho material fue clasificado en (Ruiz, y otros, 2020) a escala 1:25.000, como una unidad de suelo transportado, dado que su caracterización se realizó posterior al movimiento, cuya descripción se relaciona a continuación:

...Stfpg, depósito matriz-soportado (matriz= 70%; clastos= 30%) pobremente seleccionado, los clastos son en su mayoría de pómez, fragmentos de rocas ígneas porfiríticas de composición dacítica de formas equidimensionales a esféricas, subangulares a subredondeados, de alta esfericidad y esporádicamente fragmentos de esquistos de formas tabulares a planas y alargadas, angulares de baja esfericidad, sin gradación, con tamaños que van desde gravas gruesas a bloques de hasta 0,7 m, con estado de meteorización fresco a descolorido... (Ruiz, y otros, 2020).



Figura 45. Ignimbritas soldadas y meteorizadas

Fuente: (Hernández & Trejos, 2019)

El material movilizado presentaba una disposición inicial in situ, a favor de la pendiente, lo que aunado a la poca consistencia del geomaterial y a la infiltración de agua en el terreno propició la falla, (ver Figura 46).



Figura 46. Detalle zona de inicio del deslizamiento

Fuente: (Hernández & Trejos, 2019)

6.4. Condiciones geomorfológicas

De acuerdo con (Hernández & Trejos, 2019), morfológicamente el movimiento presentó un escarpe recto de ángulo de inclinación de alrededor de 47° y una altura que supera los 20 m, a la base de este escarpe se localiza una zona topográfica plana, la cual es condicionada por la disposición horizontal a subhorizontal de los flujos volcánicos (Ignimbrita), estos materiales se encuentran altamente meteorizados, favoreciendo la generación de suelos residuales con espesores superiores a los 2m, así como, la de la formación de suelos de carácter orgánico (horizontes A y O), en la Figura 47, se presenta las panorámicas de la zona afectada.



Figura 47. Panorámicas del deslizamiento

Fuente: (Hernández & Trejos, 2019)

A nivel morfométrico de (Hernández & Trejos, 2019) se tiene que, el deslizamiento desde la corona hasta el pie/punta del depósito, tuvo aproximadamente 317 metros de largo sobre el eje horizontal, la diferencia de alturas entre estos dos puntos fue de aproximadamente de 109 metros, el ancho del movimiento fue de 77 m en la zona de inicio, por su parte, el espesor de la masa movilizada no superó los 2 m, para un área total afectada de por lo menos 2,57 ha (25.765 m²), la dirección del movimiento fue de 200° y la pendiente general media del terreno es de entre 30° y 45°, (ver Figura 48). El volumen inicial desplazado se estimó en 4800 m³ aproximadamente.

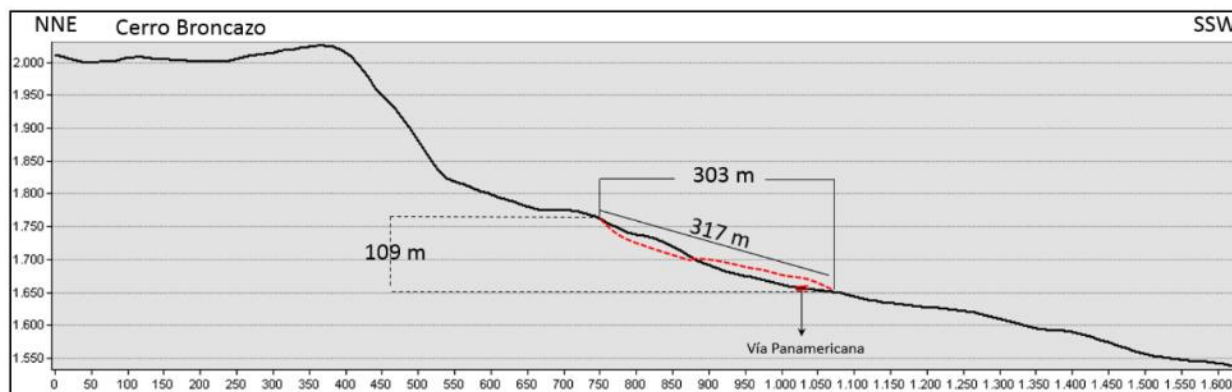


Figura 48. Condiciones morfométricas principales del deslizamiento

Fuente: (Hernández & Trejos, 2019)

6.5. Factores disparadores

La caracterización y categorización de la amenaza que se realizó en el presente trabajo requirió establecer previamente la probabilidad temporal de los disparadores lluvia y sismo, es decir, conocer la magnitud de las intensidades de los disparadores y sus periodos de retorno (T_r) asociados, estos se utilizaron en la construcción de cada uno de los escenarios de estabilidad analizados.

6.5.1. Lluvia

De acuerdo con (Hernández & Trejos, 2019), para la fecha del fenómeno en comento, el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales – IDEAM tenía instaladas y activas, 4 estaciones meteorológicas cercanas a la zona de influencia del deslizamiento (PARRAGA [52010050], ROSAS [52010040], ROSAS PARRAGA VIEJA [52010070] y PORTACHUELO [52010010], (ver Tabla 8).

Tabla 8. Estaciones pluviométricas cercanas al deslizamiento

Nombre Estación	Código	Coordenadas geográficas		Fecha Instalación	Entidad	Regional	Elevación m.s.n.m.	Tipo Estación
		Este	Norte					
PARRAGA	52010050	76.79°	2.23°	Enero 15, 1968	IDEAM	Nariño-Putumayo	1500	Pluviográfica
ROSAS	52010040	76.74°	2.26°	Enero 15, 1952	IDEAM	Nariño-Putumayo	1750	Pluviográfica
ROSAS PARRAGA VIEJ	52010070	76.73°	2.5°	Enero 15, 1952	IDEAM	Nariño-Putumayo	1500	Pluviográfica
PORTACHUEL O	52010010	76.72°	2.25°	Enero 15, 1970	IDEAM	Nariño-Putumayo	1750	Pluviográfica

Fuente: (Hernández & Trejos, 2019)

(Hernández & Trejos, 2019), de la estación PARRAGA se ubica a unos 5.4 km al suroccidente del deslizamiento, en los registros disponibles de esta estación, se encontró que, la media de precipitación multianual de marzo y noviembre, históricamente son los meses más lluviosos, con 254,25 mm y 352,78 mm, respectivamente, (ver Figura 49).

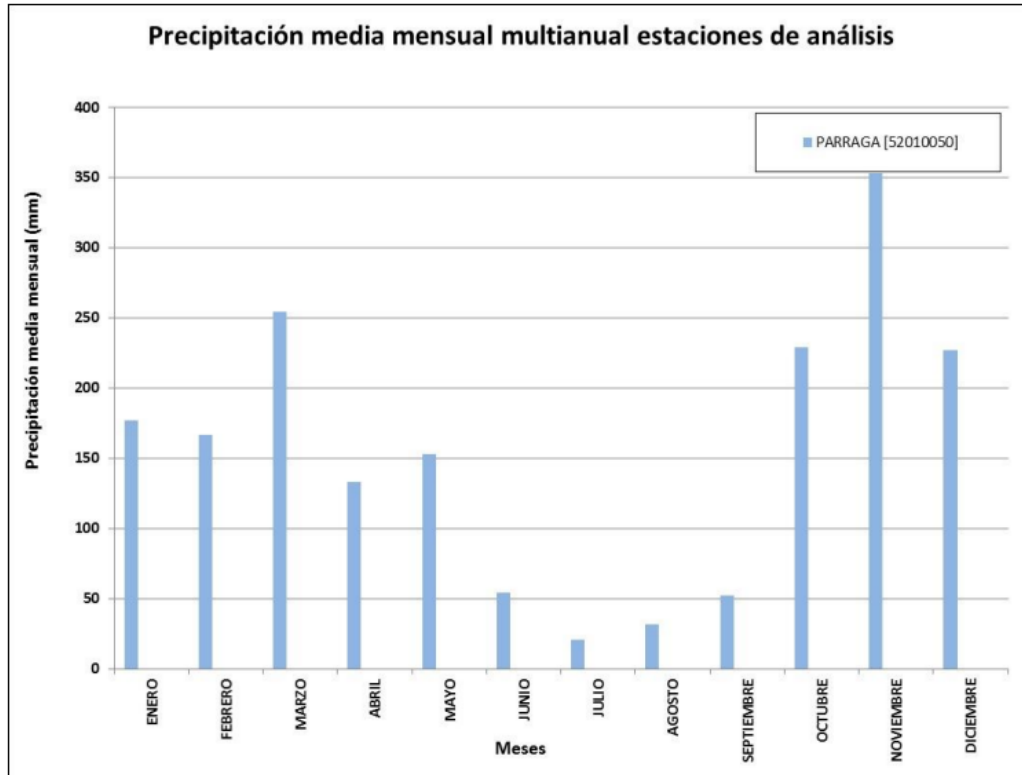


Figura 49. Precipitación media mensual. Estación PARRAGA - 52010050

Fuente: (Hernández & Trejos, 2019) e (IDEAM, 2019).

Adicional a lo anterior, en (Hernández & Trejos, 2019) se presentó la relación de las 10 mayores precipitaciones totales diarias registradas en el sector, (ver Tabla 9).

Tabla 9. Mayores valores de precipitación total diaria

Fecha	Precipitación total diaria (mm)
18/12/2013	104
31/03/2018	100
12/05/2014	90.8
21/01/2017	84.4
07/01/2014	84.2
18/11/2013	80.7
14/11/2017	78.9
08/03/2014	73
23/10/2016	72.3
09/03/2014	68.9

Fuente: (Hernández & Trejos, 2019) e (IDEAM, 2019).

Es de resaltar que, el IDEAM a través del “INFORME TÉCNICO DIARIO No. 11” del 21 de abril de 2019, día en que se presentó la emergencia, informó que en el municipio de Rosas se registraron precipitaciones iguales a 107,4 mm, superior a la máxima registrada en el periodo en estudio.

De la información expuesta, es evidente que el factor disparador del deslizamiento fue la lluvia que percoló en la capa de suelo residual disminuyendo las propiedades mecánicas y de estado del geomaterial (incremento de peso, disminución de los esfuerzos efectivos y de la succión, entre otros). Sin embargo, a continuación, se presentan algunas de las características del comportamiento temporal de la precipitación en el área de estudio, obtenidas por (Casas, y otros, 2021), de los análisis realizados a los registros de la estación hidrometeorológica del IDEAM, ubicada en el municipio de Rosas, Cauca, (ver Figura 50).

Como se ha mencionado en este estudio, el deslizamiento tuvo un control estructural en la base, por un geomaterial más rígido y menos permeable, partiendo de esta premisa, se consideró que la diferencia de permeabilidad entre las capas, generó concentración de agua de forma ascendente en el material movilizado (saturación), por esto, se asumió que la posición media del nivel freático fue la superficie de falla, dentro de las modelaciones del cambio de la posición del

nivel freático en los modelos de geológicos geotécnicos para análisis de estabilidad superficial. De los registros históricos de los aguaceros (curvas IDF), se calculó la infiltración en el suelo residual que se movilizó, (ver Tabla 10), utilizando la Ecuación (6.1), del modelo de infiltración unidimensional propuesto por (Pradel & Raad, 1993).

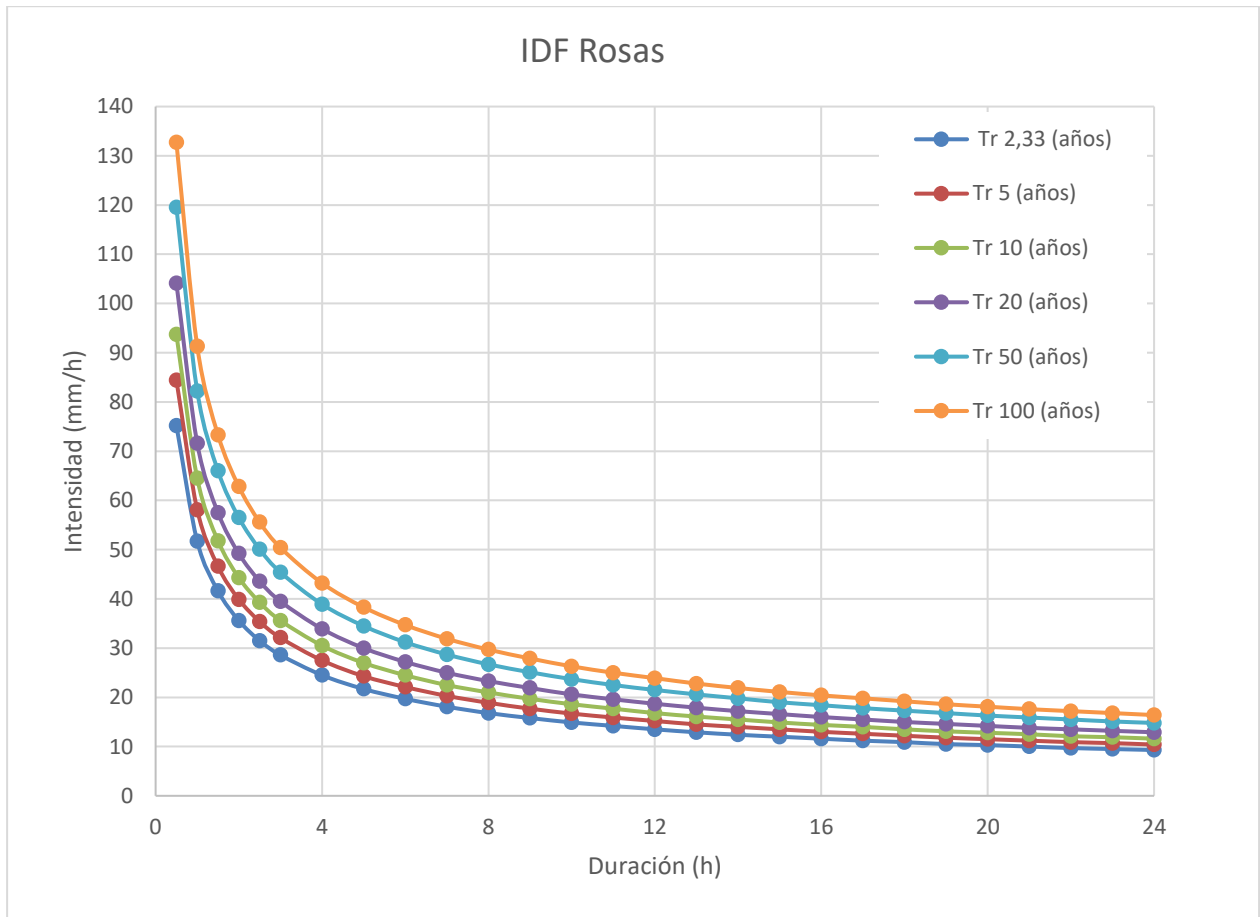


Figura 50. Curvas IDF – estación Rosas

Fuente: autor a partir de (Casas, y otros, 2021)

$$I_{(min)} = \frac{(\mu)}{T_{(min)}} + \left[z_w - \psi * \ln \left(\frac{\psi + z_w}{\psi} \right) \right] \left(\frac{z_w + \psi}{z_w} \right) \quad (6.1)$$

Donde:

$I_{(min)}$: intensidad mínima de la lluvia para producir la saturación a la profundidad z_w .

$T_{(min)}$: duración mínima de la lluvia producir la saturación a la profundidad z_w .

ψ : succión producida por el avance del frente húmedo.

z_w : profundidad del frente húmedo.

μ : es la diferencia entre $(\theta_s - \theta_i)$

θ_s : contenido volumétrico saturado de agua del suelo.

θ_i : contenido volumétrico inicial de agua del suelo.

Tabla 10. Infiltración por lluvias

Infiltración Z_w (m)	Duración mínima de la lluvia para alcanzar la profundidad infiltración Z_w (min)					
	Tr 2,33 (años)	Tr 5 (años)	Tr 10 (años)	Tr 20 (años)	Tr 50 (años)	Tr 100 (años)
0,5	26	24	20	18	15	10
1	100	75	60	53	42	30
1,5	270	210	170	135	100	78
2			270	230	210	160
2.5						270

Fuente: Autor

6.5.2. Sismicidad

De acuerdo con el análisis realizado en (Hernández & Trejos, 2019), no se encontró evidencia que la sismicidad fuera un factor disparador del deslizamiento en estudio, no obstante esto, a continuación se presenta el análisis del disparador sismo como insumo para el cálculo de la probabilidad de iniciación.

Para determinar los valores de las aceleraciones pico del terreno – PGA, se consultó el mapa de amenaza sísmica de Colombia elaborado por el SGC. A partir, de la curva media de la Figura 51, se cuantificaron los valores de PGA (en roca) y los T_r asociados a cada una de estas, Tabla 11.

Tabla 11. PGA y T_r para Rosas, Cauca.

Periodo de Retorno T_r (años)	Intensidad (g)	Tasa de Excedencia
31	0,071	0,0323
100	0,16	0,0100
225	0,22	0,0044
475	0,31	0,0021
975	0,46	0,0010
2475	0,60	0,0004

Fuente: Autor

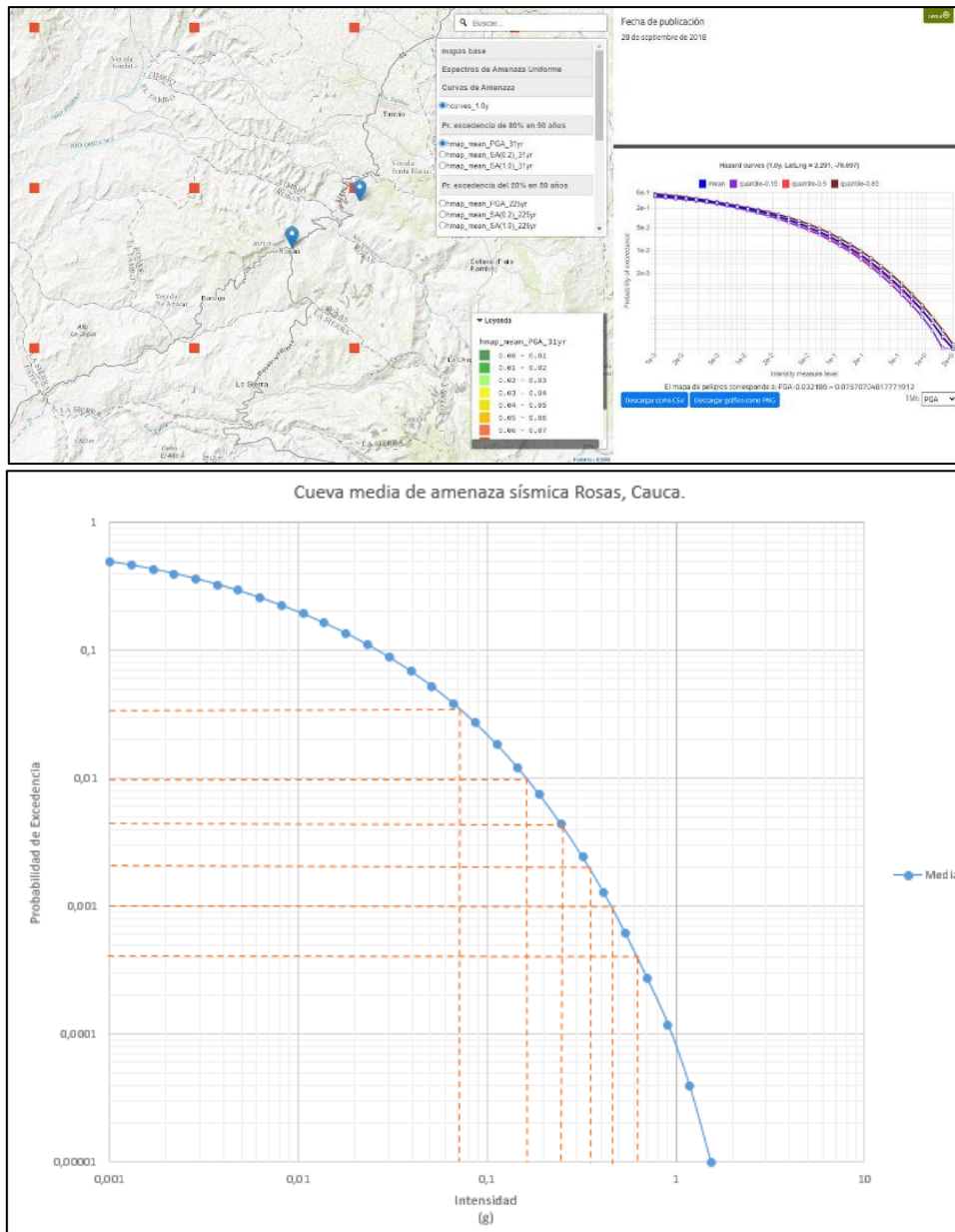


Figura 51. Curvas de amenaza sísmica para el municipio de Rosas, Cauca.

Fuente: (SGC, 2021), autor.

6.6. Caracterización física y mecánica de los geomateriales

Dada la falta de la caracterización geotécnica del material del deslizamiento en estudio y que el material movilizado identificado en la visita de emergencia (Hernández & Trejos, 2019), se identificó como un suelo residual de rocas ígneas o depósitos volcánicos (ignimbritas soldadas), clasificado como UGS Stfpg (descrito en el numeral geología), con textura “limosa arenosa muy fina a limo arcillosa, de color marrón, con plasticidad media, alta humedad y consistencia baja” (Hernández & Trejos, 2019), se tomaron los datos de la caracterización geomecánica realizada en el marco del estudio (Casas, y otros, 2021) al geomaterial “Suelo residual de lavas básicas del Complejo Barroso-Amaime – Srlbba”, encontrado en la exploración que se realizó al área urbana del municipio de Rosas, (ver Tabla 12), ya que, sus características texturales y su génesis, son similares, se asociaron al material movilizado, las propiedades obtenidas en laboratorio, de tal forma que, permitió generar un modelo geológico geotécnico sobre el cual se analizó la estabilidad. De las descripciones realizadas en campo a las muestras obtenidas de las perforaciones, se puede decir que, en parte de estas, predominaron las texturas arcillo limosas, mientras que en otras sobresalieron las gravas con tamaños de finas a gruesas.

Tabla 12. Caracterización geomecánica de unidad geológica Srlbba

	Parámetro	Media	Desviación estándar
Peso unitario	Peso unitario húmedo (γ_h) [g/cm ³]	1,662	
	Ángulo de fricción pico (ϕ) [°]	28,04	2,85
Corte directo	Cohesión pico (C) [kPa]	32.79	8.76
	Ángulo de fricción residual (ϕ_r) [°]	23,76	5,15
	Cohesión residual (C _r) [kPa]	22.19	11.99
Triaxial efectivo	Ángulo de fricción (ϕ') [°]	21,90	
	Cohesión (C') [kPa]	57,86	
Consolidación	Índice de huecos o relación de vacíos (e_0)	0.9255	
	Peso unitario seco (γ_d) [g/cm ³]	1.348	
Relaciones de fase	Porosidad (η) [%]	48.78	
	Saturación (S) [%]	90.01	
	Peso unitario de la fase solidad (γ_s) [g/cm ³]	2.323	

Fuente: autor y exploración en (Ruiz, y otros, 2020)

6.7. Análisis de amenaza (H)

En lo que corresponde a la iniciación, en esta se analizó en términos probabilistas, a partir de información secundaria, para diferentes escenarios de estabilidad, los datos utilizados como insumo en los modelos para estabilidad se extrapolaron de los resultados obtenidos de la exploración directa realizada en zonas cercanas. El propósito de determinar la probabilidad de falla de la ladera para el caso de estudio, fue el de obtener valores que se pudieran integrar en la propuesta de análisis (cálculo, categorización y zonificación) de amenaza, donde se integró la probabilidad de iniciación y la probabilidad de propagación de deslizamientos y flujos no canalizados de ladera.

Cuando se habla de la cuantificación cuantitativa de la amenaza a escalas de trabajo detalladas, 1:5.000 o mayores, se recomienda hacerlo en términos probabilistas, con el fin de considerar la variabilidad que resulta de la caracterización de los geomateriales y de los factores disparadores.

6.7.1. Iniciación de deslizamientos

Como se mostró en el numeral 3 de este documento, la cuantificación de la iniciación se refiere a la probabilidad de falla de cada escenario analizado, donde se consideró como estado de falla a todos aquellos valores de factor de seguridad menores o iguales a 1, todo esto, en términos probabilistas, cuyas variables típicas utilizadas fueron la cohesión, el ángulo de rozamiento, posición del nivel freático y los factores disparadores lluvia y sismo.

Para el caso del deslizamiento de Rosas, Cauca, se tuvieron las siguientes consideraciones:

- i) La precipitación acumulada fue el factor disparador del movimiento, así las cosas, se podría suponer que el nivel freático estuviera al nivel de superficie para el momento del disparo. Sin embargo, en los análisis de estabilidad se varió la posición de este.
- ii) La sismicidad no actuó como disparador.

- iii) La diferencia de rigidez y permeabilidad entre los materiales movilizados antes de dispararse el movimiento y la roca ígnea (ignimbrita) que controló el movimiento en profundidad, fueron factores determinantes en las condiciones de estabilidad de la ladera.
- iv) Sabiendo que, la velocidad del material condiciona la distancia de viaje del flujo, a su vez la velocidad depende principalmente de las dimensiones del deslizamiento, de las propiedades mecánicas y del estado de los materiales, por esto, existió una gran incertidumbre en la generación de los modelos físicos a los cuales se les analizó el comportamiento.

Los FS, de los diferentes escenarios, se estimaron siguiendo la metodología de talud infinito, (ver Figura 52), utilizando la expresión (6.2):

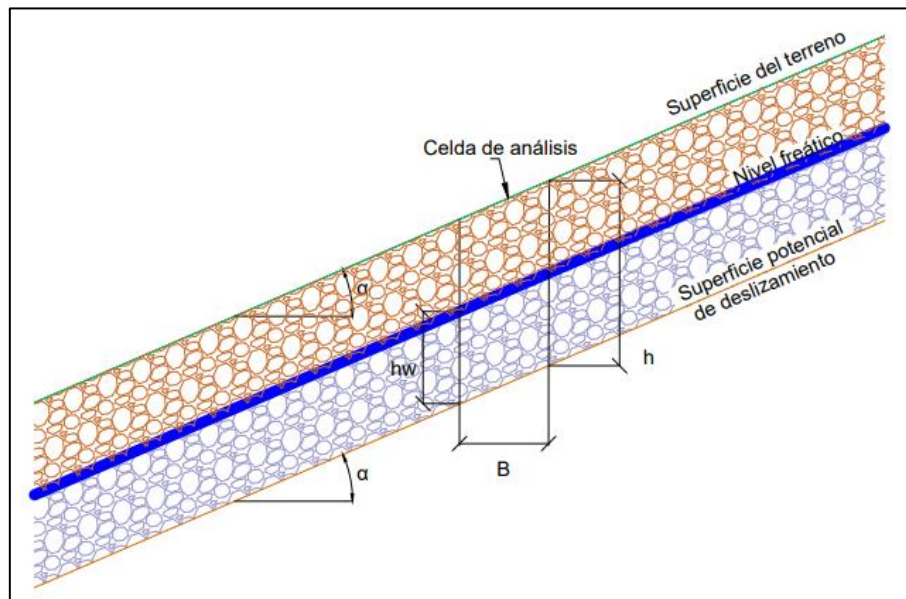


Figura 52. Esquema del análisis talud infinito

Fuente: autor.

$$FS = \frac{(c' b \sec \alpha + (\gamma \cos \alpha - \gamma_w h_w b \cos^2 \alpha) \tan \phi')}{\gamma b h \sin \alpha + \gamma_w h_w b \cos \alpha} \quad (6.2)$$

Donde:

c' y ϕ' : Son la cohesión y el Angulo de fricción interna del material, respectivamente, en términos de esfuerzos efectivos.

γ : es el peso unitario del suelo.

b : es el largo de la celda de análisis.

h : es la altura de suelo movilizada.

γ_w : es el peso unitario del agua.

h_w : es la altura de la lámina de agua.

Para poder contemplar en el modelo numérico empleado para el cálculo del FS, la incertidumbre debida a la variabilidad de los parámetros de resistencia del geomaterial y de los disparadores, se realizó un análisis probabilista de falla para cada escenario de estabilidad, del cual se obtuvo la probabilidad de falla total anual por iniciación, siguiendo el procedimiento relacionado a continuación:

Estimar la probabilidad de falla del escenario p_{f_i}

$$p_{f_i} = p(FS \leq 1) = p[(FS \leq 1 | \phi | C | A_0 | Ru / \mu) * p_{(lluvia)} * p_{(exc A_0)}] \quad (6.3)$$

Se introducen las ecuaciones para determinar la probabilidad temporal de los disparadores:

$$p_{f_i} = p\left(FS \leq 1 | \phi | C | A_0 | Ru / \mu\right) * \left[1 - \left(\frac{1}{T}\right)\right]^L * 1 - e^{-L\left(\frac{1}{T}\right)} \quad (6.4)$$

En la Tabla 13, se relacionan los 28 escenarios de estabilidad requeridos en la normatividad colombiana en lo que a estabilidad de taludes y gestión del riesgo de desastres por deslizamientos se refiere.

Tabla 13. Escenarios de estabilidad analizados

No.	Escenario de estabilidad
1	NF medio
2	NF medio + lluvia T_r 2,33
3	NF medio + lluvia T_r 5
4	NF medio + lluvia T_r 10
5	NF medio + lluvia T_r 20
6	NF medio + lluvia T_r 50
7	NF medio + lluvia T_r 100
8	NF medio + sismo T_r 31
9	NF medio + sismo T_r 225
10	NF medio + sismo T_r 475
11	NF medio + lluvia T_r 2,33 + sismo T_r 31
12	NF medio + lluvia T_r 2,33 + sismo T_r 225
13	NF medio + lluvia T_r 2,33 + sismo T_r 475
14	NF medio + lluvia T_r 5 + sismo T_r 31
15	NF medio + lluvia T_r 5 + sismo T_r 225
16	NF medio + lluvia T_r 5 + sismo T_r 475
17	NF medio + lluvia T_r 10 + sismo T_r 31
18	NF medio + lluvia T_r 10 + sismo T_r 225
19	NF medio + lluvia T_r 10 + sismo T_r 475
20	NF medio + lluvia T_r 20 + sismo T_r 31
21	NF medio + lluvia T_r 20 + sismo T_r 225
22	NF medio + lluvia T_r 20 + sismo T_r 475
23	NF medio + lluvia T_r 50 + sismo T_r 31
24	NF medio + lluvia T_r 50 + sismo T_r 225
25	NF medio + lluvia T_r 50 + sismo T_r 475
26	NF medio + lluvia T_r 100 + sismo T_r 31
27	NF medio + lluvia T_r 100 + sismo T_r 225
28	NF medio + lluvia T_r 100 + sismo T_r 475

Fuente: Autor

Partiendo de la ecuación (6.5), se obtuvieron 10.000 simulaciones de FS para cada escenario de estabilidad, para luego obtener la probabilidad de falla de cada uno, utilizando el método de Montecarlo, así:

$$FS = \text{Aleatorio de } C' * a_1 + \text{Aleatorio de } \phi' * a_2 \quad (6.5)$$

Donde:

Aleatorio de C' : Se calcula como $(C'_{\min} + ((C'_{\max} - C'_{\min}) * \# \text{ aleatorio}))$

C'_{\min} : Equivale al valor medio de la cohesión C' , menos 3 desviaciones estándar.

C'_{\max} : Equivale al valor medio de la cohesión C' , más 3 desviaciones estándar.

Aleatorio: se refiere a un número aleatorio entre 0 y 1, con distribución normal.

Aleatorio ϕ' *: Se calcula como $(\phi'_{\min} + ((\phi'_{\max} - \phi'_{\min}) * \# \text{ aleatorio}))$

ϕ'_{\min} : Equivale al valor medio de la cohesión ϕ' *, menos 3 desviaciones estándar.

ϕ'_{\max} : Equivale al valor medio de la cohesión ϕ' *, más 3 desviaciones estándar.

Aleatorio: se refiere a un número aleatorio entre 0 y 1, con distribución normal.

Por su parte los términos a_1 y a_2 se definen como:

$$a_1 = \frac{b \operatorname{seca}}{\gamma b h \sin \alpha + k \gamma b h \cos \alpha} \quad (6.6)$$

$$a_2 = \frac{\gamma b h \cos \alpha - k \gamma b h \sin \alpha - \gamma_w h_w b \cos^2 \alpha}{\gamma b h \sin \alpha + k \gamma b h \cos \alpha} \quad (6.7)$$

Luego, se realizó el análisis de la distribución de probabilidad de la función FS, la cual se consideró como una distribución normal dado que las variables C y ϕ tienen comportamientos de distribución normal.

Media (μ_{FS}) $\frac{\sum FS}{\# \text{ de simulaciones}(10.000)}$

Varianza (S^2) $\frac{\sum (\mu_{FSi} - \mu_{FS})^2}{\# \text{ de simulaciones}}$

Desviación estándar (σ) $\sqrt{S^2}$

Beta (β) $\frac{\mu_{FS} - 1^{***}}{\sigma}$; ***-1 porque es el valor de la media hasta el punto crítico, este caso es 1, $p(FS \leq 1)$

Z $\Phi(\beta)$ Función inversa de la función Z (función de probabilidad acumulada normal estándar)

Luego, aplicado el concepto de índice de confiabilidad (β), se estimó la probabilidad de falla, así:

$$p_{f_i} = 1 - \Phi(\beta) \quad (6.8)$$

Donde:

$\Phi(\beta)$: es la confiabilidad o probabilidad no de falla para escenario con $pf(FS \leq 1)$

Para todo escenario de estabilidad con probabilidad ($p(FS \leq 1)$), se calculó la probabilidad de no falla $p_{de\ no\ f_i}$, considerando la probabilidad temporal de que se presenten los eventos disparadores durante el periodo de exposición o diseño.

$$p_{de\ no\ f_i} = 1 - (p_{f_i} * p(lluvia_i) * p(simo_i)) \quad (6.9)$$

La probabilidad de falla total anual (P_{ft}) se obtuvo de la siguiente expresión:

$$p_{ft} = 1 - p_{de\ no\ f\ acumulada} \quad (6.10)$$

Donde la probabilidad de **no** falla acumulada es el producto de las probabilidades de no falla para todos los escenarios con probabilidad de que el factor de seguridad sea menor o igual a 1.

$$p_{ft} = 1 - (1 - pf1) (1 - pf2) \dots (1 - pfi) \quad (6.11)$$

En la tabla

Tabla 14. Valores magnitudes para modelización

Parámetro	Valor
Volumen del deslizamiento IAEG, 1990, V. [m ³]	4571.1
Volumen del deslizamiento SPH, V. [m ³]	5675
Profundidad máxima de la superficie de falla, Dr. [m]	2.5
Profundidad media de la superficie de falla [m]	1.5
Ancho máximo de la superficie de falla, Wr. [m]	121
Longitud de la superficie de falla, Lr. [m]	37
Factor de expansión del material deslizado []	1,3

Fuente: Autor

6.7.2. Propagación de geomateriales fluidificados

La propagación se modelizó utilizando el código GeoFlow_ SPH, el cual fue ajustado para satisfacer las condiciones del caso de estudio, inicialmente los análisis fueron de tipo determinísticos con el objetivo de lograr replicar de forma aceptable el comportamiento que presentó el flujo en “in situ”, luego, la modelización fue de tipo probabilística donde se simularon las posibles trayectorias de la masa movilizada, así como, se generaron las distribuciones de probabilidad de las magnitudes características de la intensidad del deslizamiento.

El código está programado en lenguaje Fortran 90/95, los módulos más importantes son los dedicados a:

- Control y gestión del programa
- Tratamiento de modelos digitales de terreno
- Herramientas SPH de tipo general
- Cálculo para disparo y propagación

La entrada de información se realizó mediante ficheros tipo ASCII:

- nombre.MASTER.DAT
En este fichero se incluyeron los datos de control y los de los escenarios probabilistas a modelizar
- nombre.DAT

En este fichero se incluyeron los valores de las constantes, entre las cuales están las características de los geomateriales, así como, los de los aspectos propios de las modelizaciones.

- nombre.TOP
En este fichero se proporcionó la información topográfica del caso de estudio.
- nombre.PTS
Contiene la descripción de la masa movilizada

donde "nombre" es el nombre atribuido al caso estudiado

6.7.2.1. Ficheros de topografía .top, .pts y .fdeposit.top

En general, el fichero de topografía se basó en un modelo digital de terreno. A continuación, de forma general se muestra la estructura del fichero nombre.top:

tipo de topografía		
10	...10 global, local	11
número de puntos del modelo digital de terreno		
16226	espaciamiento representativo	
	5	
X coord	Y coord	Z coord
305012.815668	10250226.06289	1755.239
305017.815668	10250226.06289	1749.430
305022.815668	10250226.06289	1743.719
	...	
305667.815668	10249621.06289	1535.150
305672.815668	10249621.06289	1534.079
Opción de zonas especiales		
0,00		

Este sistema de coordenadas locales se definió tomando como origen los valores mínimos de las coordenadas globales x e y. para activar esta opción, el tipo de topografía pasa de ser 10 a 11.

La información de la geometría de la masa movilizada se incluyó en el fichero *masa_deslizante*. Pts, Para formas rectangulares con espesor uniforme se activa el parámetro `soil_unkno=7` descrito en `myfile.dat`. La estructura del archivo fue la siguiente:

Número de puntos	Espaciamento de los puntos dados	Espaciamiento objetivo en x	Espaciamiento objetivo en y	Factor de suavizado sph
139	5	2.0	2.0	2

Coordenadas X	Coordenadas Y	Espesor del deslizamiento
305452.8156680	10250176.06289	1.50
305457.8156680	10250176.06289	1.50
305462.8156680	10250176.06289	1.50
...

Nota. El “número de puntos” se refiere a la cantidad de puntos en los que se conoció el espesor del movimiento, el valor representativo de espaciamento, que dependió de la escala de trabajo de la cartografía digital de donde se tomaron las coordenadas y los espaciamentos en X e Y de los puntos SPH a generar.

La modelización numérica se realizó a partir de los insumos cartográficos disponibles, los cuales fueron procesados mediante el programa ArcGis, licenciado por el SGC; el análisis espacial consistió en obtener la información topográfica (coordenadas X, Y y/o Z) de las zonas referencia: (i) zona de estudio con 25.954 puntos o píxeles, (ii) zona de inicio con 163 puntos y (iii) zona afectada por el flujo, que fue el resultado de unir las zonas de inicio, tránsito y depositación, con 1271 puntos, (ver Figura 53 y Figura 54).

Es de resaltar que el proceso realizado puede realizarse con cualquier programa que disponga de un módulo de análisis espacial.

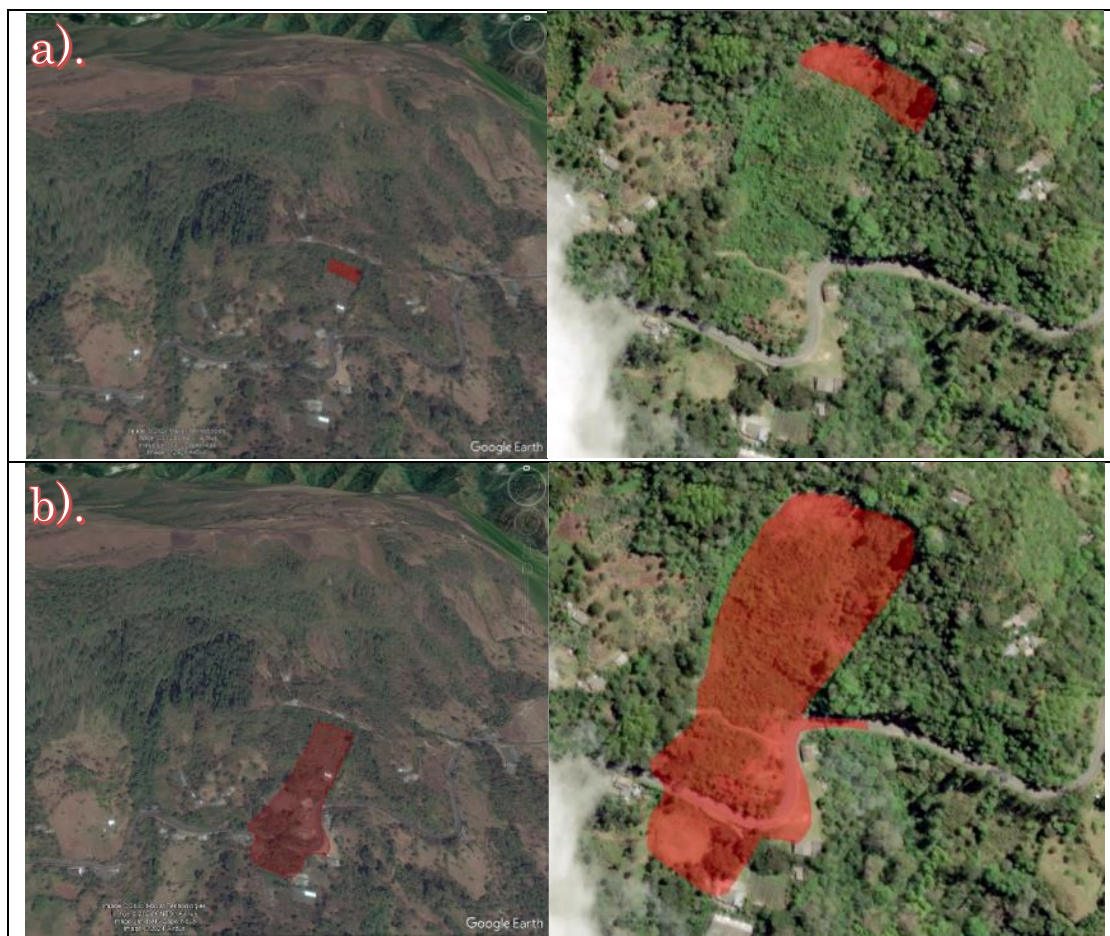


Figura 53. a). Panorámica zona de inicio y b). Panorámicas zonas afectadas

Fuente: autor

(a) Zona de estudio

(b) Zona de inicio

(c) Zona de depositación

Rosas.top: Bloc de notas				
Archivo Edición Formato Ver Ayuda				
hctop				
10				
np	deltx			
25954	5			
Topo_x	Topo_y	Topo_z		
305007.815668000024743	10250551.062899999320507	1954.260009769999897		
305012.815668000024743	10250551.062899999320507	1953.849975589999985		
305017.815668000024743	10250551.062899999320507	1953.319946289999962		
305022.815668000024743	10250551.062899999320507	1952.500000000000000		
305027.815668000024743	10250551.062899999320507	1951.510009769999897		
305032.815668000024743	10250551.062899999320507	1950.650024410000015		
305037.815668000024743	10250551.062899999320507	1949.890014650000012		
305042.815668000024743	10250551.062899999320507	1949.099975589999985		
305047.815668000024743	10250551.062899999320507	1948.400024410000015		
305052.815668000024743	10250551.062899999320507	1947.250000000000000		
305057.815668000024743	10250551.062899999320507	1946.130004879999888		
305062.815668000024743	10250551.062899999320507	1944.7399902300000103		
305067.815668000024743	10250551.062899999320507	1943.810058589999926		

Rosas.pts: Bloc de notas					
Archivo Edición Formato Ver Ayuda					
hpoind	source	grid	spacing	deltax	deltay
163		5.0	1.0	1.0	3
	X	Y	h		
305437.815668000024743	10250176.062899999320507	1.50			
305442.815668000024743	10250176.062899999320507	1.50			
305447.815668000024743	10250176.062899999320507	1.50			
305452.815668000024743	10250176.062899999320507	1.50			
305457.815668000024743	10250176.062899999320507	1.50			
305462.815668000024743	10250176.062899999320507	1.50			
305432.815668000024743	10250171.062899999320507	1.50			
305437.815668000024743	10250171.062899999320507	1.50			
305442.815668000024743	10250171.062899999320507	1.50			
305447.815668000024743	10250171.062899999320507	1.50			
305452.815668000024743	10250171.062899999320507	1.50			
305457.815668000024743	10250171.062899999320507	1.50			
305462.815668000024743	10250171.062899999320507	1.50			
305467.815668000024743	10250171.062899999320507	1.50			
305432.815668000024743	10250166.062899999320507	1.50			
305437.815668000024743	10250166.062899999320507	1.50			

Rosas.fdeposit.top: Bloc de notas			
Archivo Edición Formato Ver Ayuda			
hpoind			
1271			
debris_x	debris_y	Thickness	
305437.815668000024743	10250176.062899999320507		
305442.815668000024743	10250176.062899999320507		
305447.815668000024743	10250176.062899999320507		
305452.815668000024743	10250176.062899999320507		
305457.815668000024743	10250176.062899999320507		
305462.815668000024743	10250176.062899999320507		
305432.815668000024743	10250171.062899999320507		
305437.815668000024743	10250171.062899999320507		
305442.815668000024743	10250171.062899999320507		
305447.815668000024743	10250171.062899999320507		
305452.815668000024743	10250171.062899999320507		
305457.815668000024743	10250171.062899999320507		
305462.815668000024743	10250171.062899999320507		
305467.815668000024743	10250171.062899999320507		
305432.815668000024743	10250166.062899999320507		
305437.815668000024743	10250166.062899999320507		
305442.815668000024743	10250166.062899999320507		

Figura 54. Estructura de los datos topográficos de entrada

Fuente: autor

En la Figura 55, se muestra la salida gráfica del procesamiento de la información topográfica con el código GeoFlow_SPH cuya visualización fue a través del programa GID.

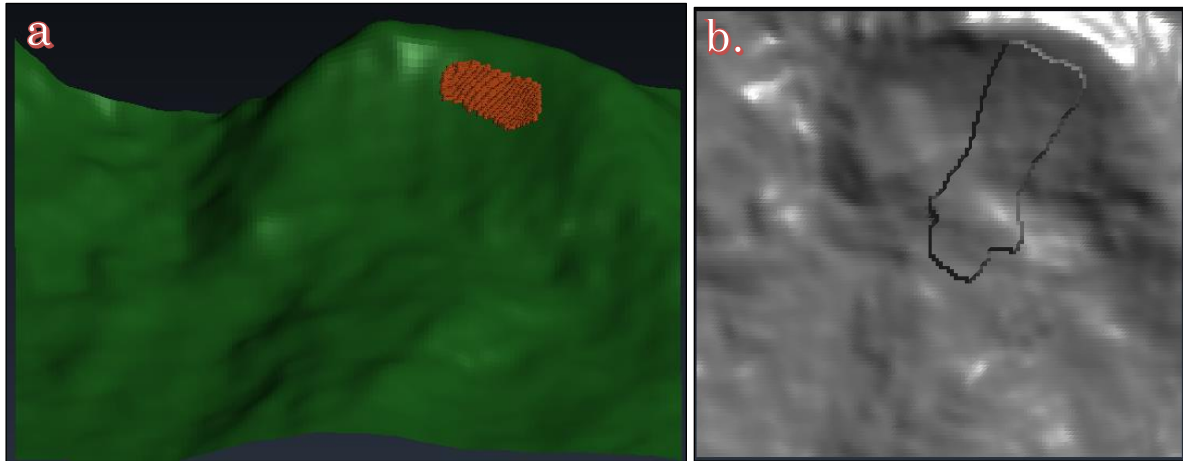


Figura 55. a. Topografía base y zona de inicio, b. Vista en planta zona afectada (perímetro delineado) sobre topografía base

Fuente: autor

6.7.3. Modelización determinística de la propagación caso de estudio

Considerando que los materiales modelizados en el caso de estudio carecían de caracterización mecánica, física y reológica, los análisis de propagación se realizaron utilizando los valores, de ángulo de rozamiento residual, cohesión residual y peso unitario húmedo, entre otros; relacionados en la Tabla 12, y las dimensiones de la zona de inicio de la Tabla 14.

Los datos de entrada para la modelización de determinística se incluyeron en el fichero.dat.

El primer paso para modelizar correctamente la propagación de geomateriales fluidificados, fue definir, a partir de las características de los geomateriales movilizados, el modelo que mejor describa el posible comportamiento del flujo, (ver Tabla 15).

Tabla 15. Criterios básicos para la selección del modelo a emplear

Tipo de flujo	Comentarios – modelos a emplear
Flujo de arena no licuada (limo, grava, detritos)	<p>i). Para materiales (mezcla de suelo movilizada) saturados con valores de permeabilidad alta o materiales con niveles freáticos (h del suelo saturada y h del suelo seca), es apropiado utilizar modelos de dos fases (sólida s y fluida w), entre las dos fases se genera fuerza de interacción, por lo que el comportamiento de estas será distinto, presentando diferentes velocidades ($v_s - v_w$). Cuando el tiempo de consolidación C_v es menor que el tiempo desaturación de la mezcla, se da incremento de presión de poros pwp durante la propagación.</p> <p>ii). En casos de materiales con permeabilidad baja, se genera exceso de presión de poros (pwp) por lo que el modelo deberá tener incorporado el cálculo.</p> <p>iii). En cuanto a los modelos reológicos, pueden utilizarse de tipo friccional y/o viscoso.</p>
Flujo de talus	Emplear modelo de una fase de tipo friccional
Flujo de limos	Emplear modelo de una fase de tipo friccional
Deslizamiento por flujo (arena, limo, detritos y roca)	<p>i). Modelos de una fase, para materiales con permeabilidad baja.</p> <p>ii). Para materiales con valores de permeabilidad alta y plasticidad baja, es apropiado utilizar modelos de dos fases (sólida s y fluida w), entre las dos fases se genera fuerzas de interacción, por lo que el comportamiento de estas será distinto presentando diferentes velocidades ($v_s - v_w$).</p> <p>iii). En todos los casos se genera exceso de presión de poros (pwp), por lo que el modelo deberá tener incorporado el cálculo.</p> <p>iv). En cuanto a los modelos reológicos, pueden utilizarse de tipo friccional.</p>
Deslizamiento por flujo de arcilla	<p>i). Modelos de una fase, en materiales con valores de permeabilidad baja, se genera exceso de presión de poros (pwp).</p> <p>ii). Materiales con niveles freáticos (h del suelo saturada y h del suelo seca), es apropiado utilizar modelos de dos fases (sólida s y fluida w), entre las dos fases se genera fuerza de interacción, por lo que el comportamiento de estas será distinto, presentando diferentes velocidades ($v_s - v_w$).</p> <p>iii). En cuanto a los modelos reológicos, pueden utilizarse de tipo friccional o viscoso.</p>

Flujo de turba Emplear modelo de una fase de tipo friccional.

Flujo de tierra

- i). Es apropiado utilizar modelos de una fase, para los materiales con permeabilidad baja o plasticidad alta, se genera exceso de presión de poros (pwp).
- ii). En cuanto a los modelos reológicos, pueden utilizarse de tipo friccional o viscoso.

Avalancha de detritos

- i). Es apropiado utilizar modelos de dos fases (sólida s y fluida w), cuando se presente valores de permeabilidad alta, presencia de agua intersticial y tiempos de consolidación/depositación muy superiores a los de la desaturación; entre las dos fases se genera fuerzas de interacción, por lo que el comportamiento de estas será distinto, presentando diferentes velocidades ($v_s - v_w$).
- ii). En los casos de materiales con permeabilidad baja, se genera exceso de presión de poros (pwp).
- iii). Si la fase fluida se compone de aire, el modelo debe ser de una fase.
- iv). En cuanto al modelo reológico, debe emplearse de tipo friccional.

Avalancha de roca Emplear modelo de una fase de tipo friccional.

Fuente: Autor

6.7.4. Modelo de una fase de tipo viscoso

En los modelos de una fase se considera que no se generan fuerzas de interacción considerables entre las fases sólida y fluida de la mezcla de suelo movilizada, esto implica que ambas fases se propagan hasta la depositación con la misma velocidad.

En la constante 5 $nfrict$ del fichero nombre.dat, entrada del algoritmo SPH, se definió el tipo de modelo que se implementó, incluyendo el número 4, esto correspondió a un modelo de tipo viscoso, por su parte, en la constante 6 $Tauy0$, se incluyó la media del valor de la cohesión pico del geomaterial, que para este estudio fue de: 32.79 kN/m², (ver Figura 56).

```

Rosas.dat: Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
1
---- Rosas
ic_SW_Alg 0 landslides
0
nhist rndm
0 0
ndimn
2
ic_soil ic_water ic_vps ic_abs
1 0 0 0
Soil unkno h_inf_SW
7 0.01
pts file name
Rosas
pa_sph, nnps, sle, skf
2 4 2 1
sum_den, av_vel, virt_part, nor_den
T T F F
cgra dens cmanning 4.01deros. nfrict Tauy0 constK visco tanfi8 hfrict0 c11 C12 .Bfact 14.. 15..Comp end
9.8 1662. 0. 0.0 4. 32.79 0.1 0. 0.0 1.e-2 -999 0. 0. 1.0 1.e-2
iccosTh dens densw Sr ifctdens 21eroslaw* 22Keros* cstar* c24 c25 c26Permlaw c27 c28 c29 c30
0. 2324. 1000. 0.0 1 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 -999
c31Kv c32FactKv c33 c34 c35 c36_crushlaw c37:r0 c38:rf c39:B_crush c40 c41 c42_law_end_s c43t1 end c44 fctexp c45
0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 -999
c46 n0_eros c47_a_slip c48 c49 c50 c51 c53 c538 c54 c55 c56 c57 c58 c59 c60
0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
icpwp
0
coarse mesh saving utility?
0
control points?
0
GID filter 1.hs 2.disp 3.v 4.Pw 5 eros 6..Z 7..hrel 8..hw 9..eta 10.hs+hw 11 dumm 12...dumm
1 1 1 1 1 0 1 0 0 0 1 0 0
T_change_to_W
1.e+12
    
```

Figura 56. Fichero Rosas.dat constantes 3 y 4.

Fuente: autor

En la Figura 57, se presentó la propagación de la masa movilidad en términos de altura del suelo, también se observa que la masa se depositó fuera del dominio.

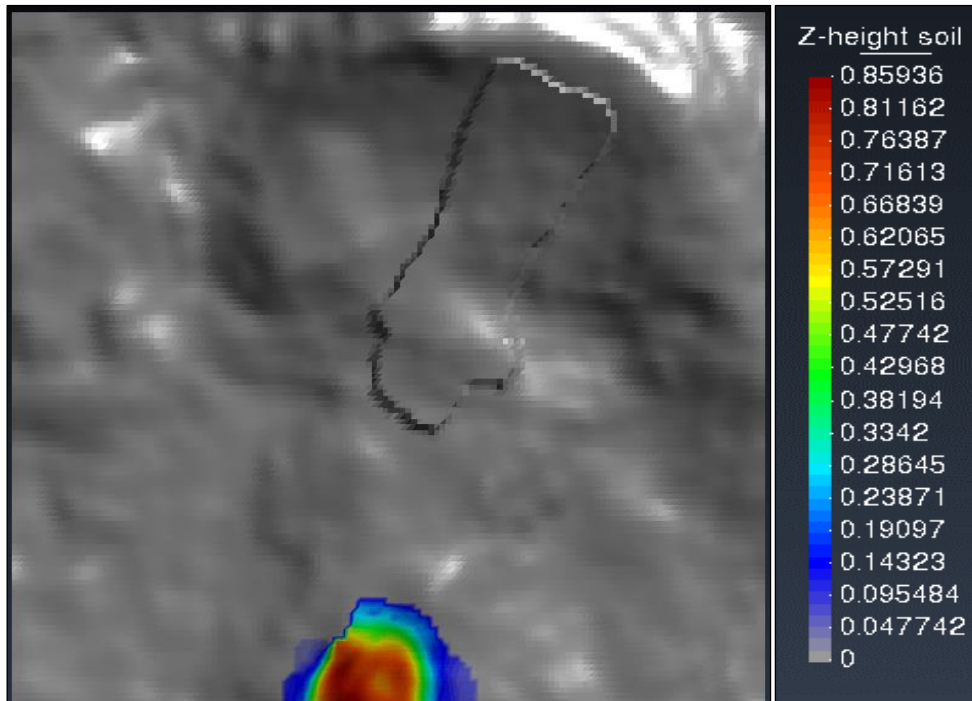


Figura 57. Propagación modelo SPH de una fase, tipo viscoso.

Fuente: autor, visualización a través de programa GID

6.7.5. Modelo de una fase de tipo viscoso con erosión

Dado que la propagación de las partículas SPH fue tan grande que se depositaron fuera del dominio en la modelización anterior, motivo por el cual se procedió a realizar una nueva modelización incluyendo en el fichero nombre.dat, análisis con erosión basal, así, (ver Tabla 16):

Tabla 16. Constantes fichero .dat viscoso con erosión

Número	Constante	Valor
5	nfriect	4
6	Tauy0	32.79
21	eroslaw*	1.0
22	Keros*	0.001
47	_a_slip	0.5

Fuente: autor

En la Figura 58, se mostró que incluir la erosión basal no proporcionó la suficiente resistencia al movimiento por lo que la masa volvió a depositarse fuera del dominio.

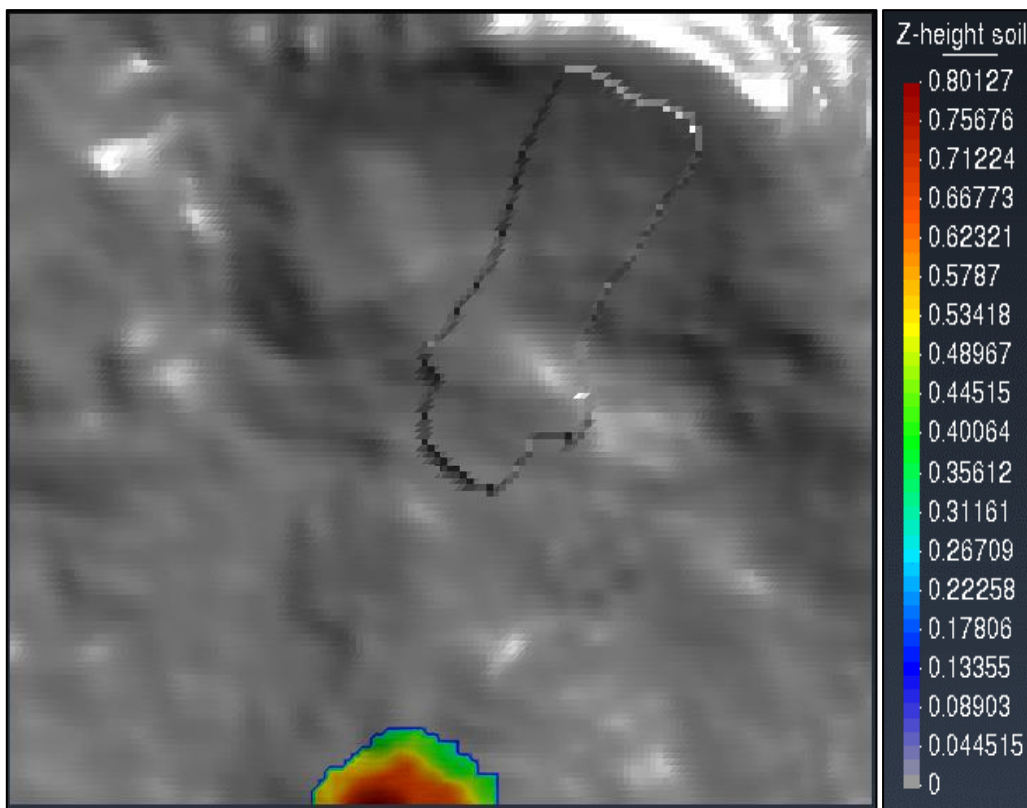


Figura 58. Propagación modelo SPH de una fase, tipo viscoso con erosión.

Fuente: autor, visualización a través de programa GID

6.7.6. Modelo de una fase de tipo friccional

La siguiente modelización consistió utilizar un modelo tipo friccional con la media del ángulo de rozamiento residual del material, así, (ver Tabla 17):

Tabla 17. Constantes fichero .dat friccional

Número	Constante	Valor
5	nfriect	7
9	tanfi8	0.44

Fuente: autor

En la Figura 59, se mostró que pese a que se utilizó un modelo friccional, la masa movilizada continuo depositándose fuera del dominio.

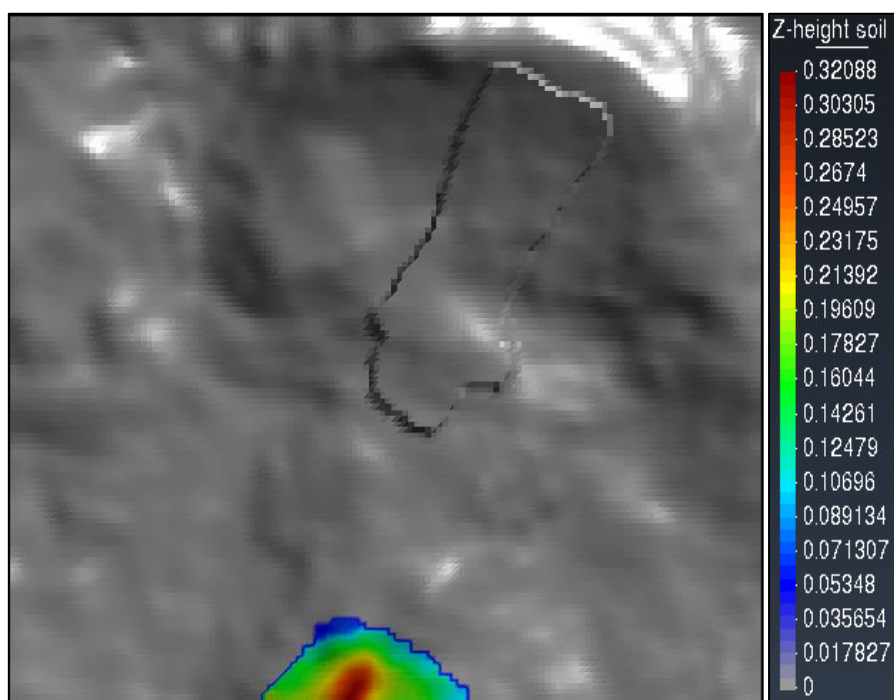


Figura 59. Propagación modelo SPH de una fase, tipo friccional.

Fuente: autor, visualización a través de programa GID

6.7.7. Modelo de una fase de tipo friccional con erosión

Al modelo friccional anterior se le incluyo erosión en la base, así, (ver Tabla 18):

Tabla 18. Constantes fichero .dat friccional con erosión

Número	Constante	Valor
5	nfriect	7
9	tanfi8	0.44
21	eroslaw*	1.0
22	Keros*	0.001
47	_a_slip	0.5

Fuente: autor

En la Figura 60, se observó que la masa tiene una mayor dispersión debido a las fuerzas resistentes implícitas en la ley de erosión, la masa movilizada se depositó fuera del dominio nuevamente.

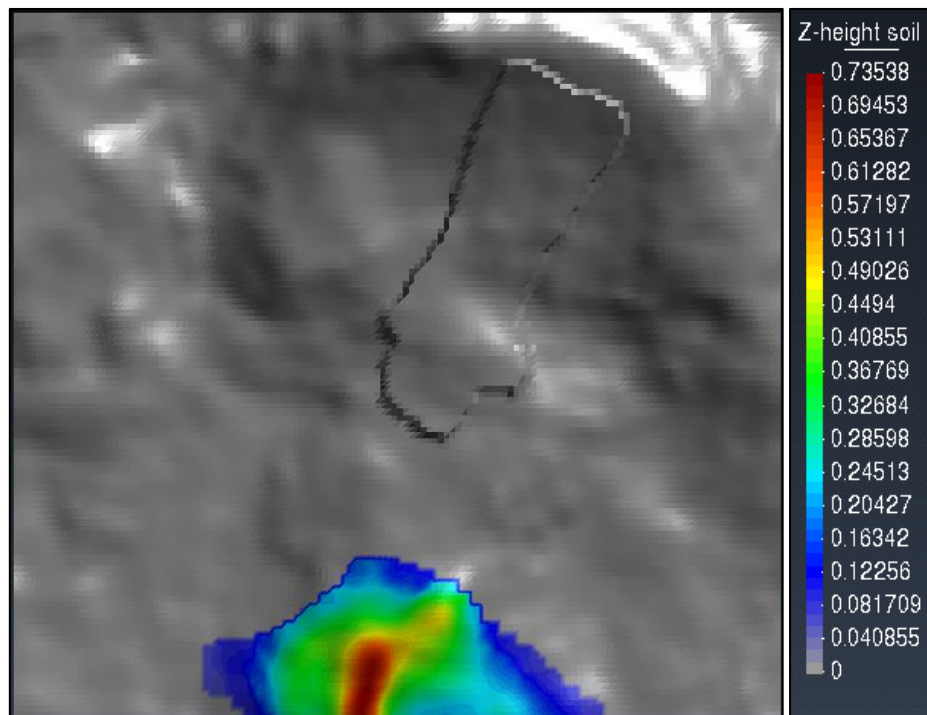


Figura 60. Propagación modelo SPH de una fase, tipo friccional con erosión.

Fuente: autor, visualización a través de programa GID

6.7.8. Modelo de una fase de tipo friccional + Voellmy

Se realizó otra prueba con el modelo de una fase, tipo viscoso al que se le adicionó un componente “viscoso”, coeficiente de turbulencia de Voellmy, Tabla 19:

Tabla 19. Constantes fichero .dat friccional con Voellmy.

Número	Constante	Valor
3	cmanning	700
5	nfriect	7
9	tanfi8	0.44

Fuente: autor

En la Figura 61, se observa que la masa tiene una menor distancia de viaje, sin embargo, careció de la velocidad suficiente para sobrepasar el control topográfico, esto provocó que la mayoría de la mezcla de suelo se propagó a la izquierda (NW-SE) en la zona baja, algo que no sucedió “in situ”.

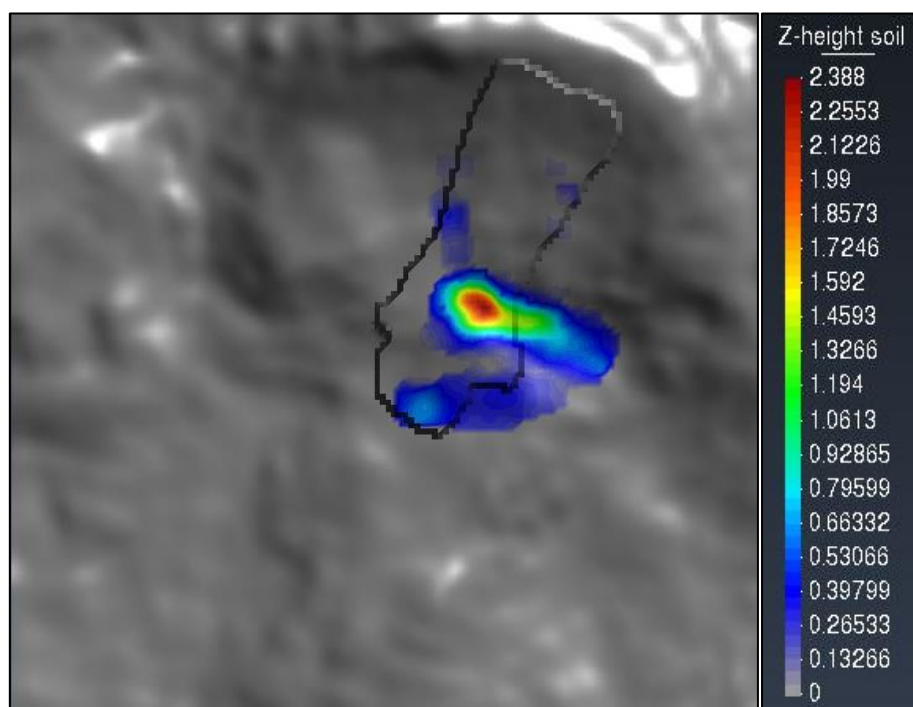


Figura 61. Propagación modelo SPH de una fase, tipo friccional + Voellmy.

Fuente: autor, visualización a través de programa GIS

6.7.9. Modelo de una fase de tipo friccional + Voellmy + erosión

Se realizó otra modelación considerando de forma conjunta en un modelo friccional, la erosión y el coeficiente de Voellmy en la constante 3, (ver Tabla 20):

Tabla 20. Constantes fichero .dat friccional con Voellmy y erosión.

Número	Constante	Valor
3	cmanning	300
5	nfriect	7
9	tanfi8	0.44
21	eroslaw*	1.0
22	Keros*	0.001
47	_a_slip	0.5

Fuente: autor

La propagación difirió de la ocurrida en Rosas, Cauca, ya que esta modelización mostró un componente de transporte de suelo muy importante hacia la izquierda en sentido NW-SE, luego de perder velocidad en la parte baja de la zona de tránsito, (ver Figura 62).

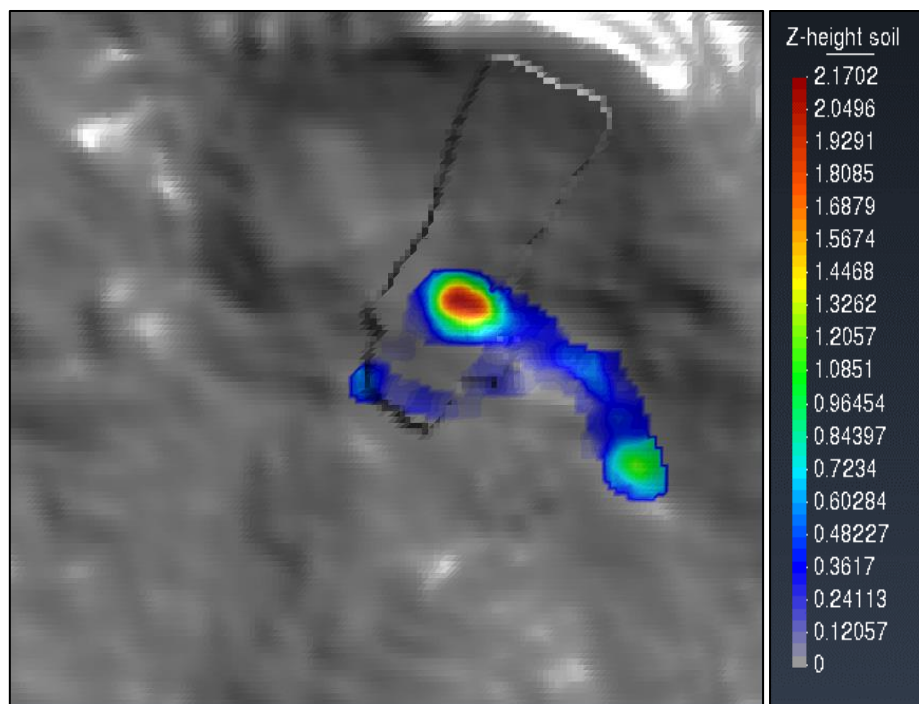


Figura 62. Propagación modelo SPH de una fase, tipo friccional + Voellmy + erosión.

Fuente: autor, visualización a través de programa GID

6.7.10. Modelo de una fase de tipo friccional + Voellmy + erosión + pwp.

Considerando los anteriores resultados, se procedió a modelizar la propagación incluyendo la presión de poros – pwp (icpwp) como un R_u (pwp0rel), con el fin de incrementar la velocidad de la masa de suelo para que superara el control topográfico localizado en la parte baja de la zona de tránsito, además, como el material se propagaba grandes distancias después de perder velocidad, se redujo el coeficiente de Voellmy para que esto hiciera que el flujo tuviera un comportamiento turbulento o menos viscoso, (ver Tabla 21):

Tabla 21. Constantes fichero .dat friccional con Voellmy, erosión y pwp.

Número	Constante	Valor
3	cmanning	220
5	nfriact	7
9	tanfi8	0.44
13	.Bfact	1×10^{-5}
21	eroslaw*	1.0
22	Keros*	0.001
47	_a_slip	0.5
	icpwp	3
	Pwp0rel	0.5

Fuente: autor

De forma similar a como ocurrió con la modelización del numeral “5.6.4.8 Modelo de una fase de tipo friccional + Voellmy + erosión”, la masa modelizada mostró un componente de transporte de material muy importante hacia la izquierda en sentido NW-SE, luego de perder velocidad en la parte baja de la zona de tránsito, (ver Figura 63).

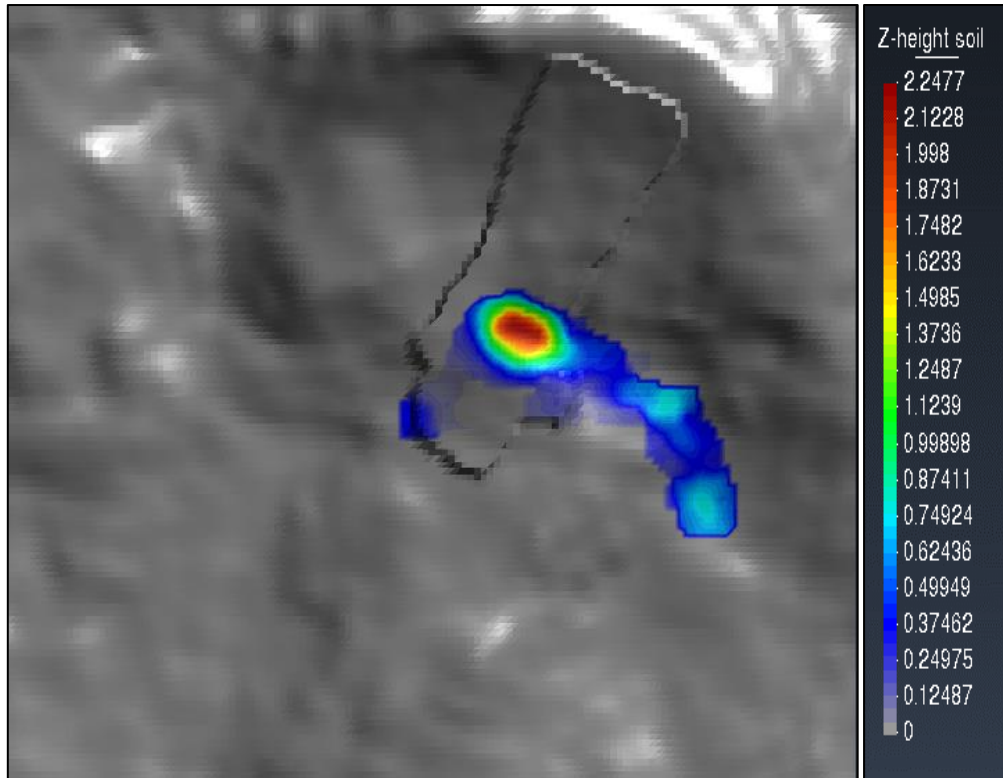


Figura 63. Propagación modelo SPH de una fase, tipo friccional con Voellmy, erosión y pwp.

Fuente: autor, visualización a través de programa GID

6.7.11. Modelo de dos fases de tipo friccional + Voellmy con erosión

Los modelos de dos fases requieren de conocer los valores de propiedades de la masa movilizada, como lo es el de la permeabilidad y los coeficientes de consolidación, motivo por el cual no se modelizó. No obstante, es de resaltar que, si bien se presumió que el material movilizado tenía una permeabilidad alta y un alto contenido de agua, se consideró, por lo observado en campo que, el tiempo de consolidación o depositación de la masa fue menor que el tiempo de desaturación de la misma, en consecuencia, modelizar utilizando métodos de 1 o 2 fases, no representó una diferencia significativa en los resultados.

Es de resaltar que los flujos rápidos o superiores, se modelizan mediante un método de dos fases cuando el material pueda experimentar comportamientos diferenciados entre las fases, es decir que la fase fluida fluya a una velocidad mayor que la fase sólida, como es el caso de los flujos compuestos por gravas y /o que la distancia de viaje sea tal, que permita la desaturación la mezcla de suelo antes de la depositación.

6.7.12. Modelo de una fase friccional con coeficiente de Voellmy por tramos y liberación de pwp

Fue evidente en los resultados de las anteriores modelizaciones que los modelos numéricos y reológicos implementados, no describieron de forma acertada el comportamiento del material movilizado en el deslizamiento de Rosas, Cauca, por este motivo se incorporó al código técnicas de análisis de la propagación, que fueron producto de la observación a casos ocurridos en condiciones similares.

Las alternativas de análisis mencionadas consistieron en:

- i) Considerar que la masa de suelo se propagó inicialmente como un bloque solido flexible que se adaptó a los cambios de pendiente, conservándose así hasta que encontró un control topográfico u obstáculo que provocó la pérdida de la estructura del bloque de suelo.
La interface entre el “bloque flexible” de suelo y la superficie de falla, presentaron propiedades dinámicas como si se tratase de un flujo laminar, el cual se consideró en forma de coeficiente de turbulencia de Voellmy alto.
- ii) Una vez el suelo perdió la estructura, inició el proceso de la liberación del exceso de presión de poros.
- iii) A medida que se liberó el exceso de presión de poros, el suelo cambió de estado de bloque a una mezcla de suelo fluidificada, que se comportó de forma turbulenta, en este caso el coeficiente de Voellmy fue bajo.

La modelización requirió incluir los datos de entrada del caso de estudio en el fichero de datos *nombre.dat*, así (tomado de M. Pastor, 2024, sin publicar):

Este archivo proporciona al código los datos de control necesarios para los módulos SPH y SPH_SW.

1 (número de líneas de texto explicativo)
Rosas

Tipo de problema SW
0

Nhist	rndm fact
0	0.0

Ndimn
2

ic_soil	ic_water	ic_vps	ic_abs
1	0	0	0

Método de definir los puntos iniciales de la avalancha: soil_unkno	h_inf_SW
7	0.01

Fichero de datos del deslizamiento
Rosas

tipo de algoritmo SPH <i>sph_algorithm</i>	algoritmo de búsqueda de partículas vecinas <i>search_neighbours</i>	algoritmo de actualización del tamaño del kernel <i>h_update</i>	Tipo de kernel
2	4	2	1

Actualización de la profundidad del deslizamiento <i>sum_dens</i>	Promediar velocidades <i>av_vel</i>	sin uso	normalización de la altura <i>nor_dens</i>
T	T	F	F

P1. acel. de la gravedad	P2 dens	P3 Voellmy	P4 Erosión	P5 tipo de ley reológica	P6 Tauy0	P7 Visco K
9.8	1662.	870	0.0	7	0	0

P8 Mu	P9 tan(fi_inf)	P10 h_frict0	P11	P12 tan(Fi_0)	P13 Bcons	P14
0	0.54	0.001	0	0.0	0	0

P15 h_comp						
0.001						

K0 activada?
0

Indicador de cálculo con presiones intersticiales <i>icpwp</i>
3

Valor de Ru <i>Pwp0rel</i>
0.59

Utilidad para emplear mallas de salida más gruesas <i>coarse_mesh</i>
0

Filtro para las variables	1.hs	2.disp	3.v	4.Pw	5 eros	6..Z	
----------------------------------	-------------	---------------	------------	-------------	---------------	-------------	--

de salida (1 se usa, 0 no) <i>output_filter</i>							
	1	1	1	0	1	0	

	7..hrel	8..hw	9..eta	10.. hs+hw	11 dummy	12...dummy	
	0	0	0	0	0	0	

Tiempo de control final (usar este valor)
1.e+12

Nota 1. El nombre del problema SPH se ha proporcionado en el archivo MASTER.DAT.

Nota 2. Al igual que en el caso del archivo MASTER.DAT, proporcionamos primero el número de líneas que describen el problema.

Nota 3. *nhist* es una variable que proporciona el número de histogramas que se utilizarán en caso de necesitarlos. Aquí es 0, ya que estaba dando una descripción de la masa del deslizamiento.

Nota 4. *ndimn* es el número de dimensiones del problema resuelto, que puede ser 1 o 2, como en este caso.

Nota 5. Las variables de control *ic_soil*, *ic_water*, *ic_vps* e *ic_abs* se refieren a características especiales que el código puede analizar.

Se usa *ic_soil* = 1 cuando se tiene una masa de suelo deslizante, *ic_water* = 1 cuando se consideran masas de suelo y agua – como en el caso de olas en embalses provocadas por deslizamientos o en los casos de materiales bifase donde se considera el suelo y el agua por separado.

Nota 6. *soil_unkno* se refiere a la forma en que se describe el deslizamiento de tierra. El tipo 7 es un caso particular, la información se dará al describir el archivo *iniciación.pts*.

La variable de control h_inf_SW se utiliza para proporcionar un límite para la profundidad del deslizamiento de tierra, con el fin de mejorar la eficiencia del modelo. En algunos casos se ha observado que el modelo digital del terreno puede incluir profundidades de decenas de metros junto con algunas profundidades espurias del orden de milímetros.

Nota 7. El siguiente conjunto de variables de control se refiere a las técnicas SPH. *sph_algorithm* permite al usuario elegir entre varias alternativas para discretizar gradientes. Recomendamos utilizar esta alternativa simetrizada, donde el gradiente de una función escalar (la presión, por ejemplo) se aproxima como:

$$\text{grad } \phi_I = \rho_I \sum_J m_J \left\{ \frac{\phi_J}{\rho_J^2} + \frac{\phi_I}{\rho_I^2} \right\} \text{grad } W_{IJ}$$

En la ecuación anterior, ϕ_I es la función evaluada en el nodo I, el volumen asociado del nodo J (área asociada multiplicada por la profundidad del deslizamiento de tierra), ρ_J la profundidad del deslizamiento de tierra en el nodo J y $\text{grad } W_{IJ}$ el gradiente de la función de suavizado W centrado en el nodo J y evaluado en el nodo I.

El parámetro *algoritmo de búsqueda de nodos vecinos* controla el algoritmo de búsqueda que permite que el código sepa qué partículas están interactuando. El código 2 hace referencia al algoritmo desarrollado en Madrid.

A continuación, *h_update* describe cómo se actualizará la longitud del suavizado. Aquí hemos elegido el algoritmo de actualización propuesto por Benz en 1990, donde

$$dh = -\frac{1}{\text{ndimn}} \cdot \frac{h}{\rho} d\rho \text{ siendo } h \text{ la longitud del suavizado.}$$

Finalmente, existen tres opciones para seleccionar el tipo de kernel que se desea emplear, siendo la correspondiente al Tipo *de kernel = 1* un spline cúbico

Nota 8. La actualización de la profundidad del deslizamiento de tierra se puede utilizar mediante dos procedimientos alternativos:

(i) integrando la ecuación de conservación de masa $Dens.Algorithm = 0$ o evaluándola a partir de las alturas de los nodos vecinos, $Dens.Algorithm = 1$.

(ii) Las oscilaciones espurias pueden ser amortiguadas promediando la velocidad de los nodos, que corresponden a $av_vel = 1$. El parámetro ficticio incluido en la línea no se utiliza. Finalmente, $nor_dens = 1$ se puede usar para corregir la altura en zonas cercanas a los límites, y no se usa aquí, por lo que lo tomamos como 0.

(iii) El parámetro sin aplicación incluido en la línea no se utiliza, aunque se debe dar un valor (0).

(iv) Finalmente, $nor_dens = 1$ se puede usar para corregir la altura en zonas cercanas a los límites, y no se usa aquí, por lo que lo tomamos como 0.

Nota 9. El siguiente conjunto de datos son principalmente parámetros de los materiales. En el caso modelizado se supuso como un fluido friccional con una viscosidad turbulenta de Voellmy. Los valores son los siguientes:

P1 Aceleración de la gravedad 9,8 m/s²

P2 Densidad de la mezcla 1662 Kg/m³

P3 Coeficiente de Voellmy 870 m/s², para el tramo que se propagó como bloque.

P4 Coeficiente de la ley de erosión de Hungr 0 m^{-1} . La velocidad de erosión viene dada por $E_t = E_s h \bar{v}$ donde E_s se puede obtener directamente de los volúmenes inicial y final del material y la distancia recorrida como

$$E_s \approx \frac{\ln(V_{final} / V_0)}{\text{distance}} . \text{ Las unidades de este coeficiente de erosión son } L^{-1}$$

P5. Tipo de reología 7 significa un fluido friccional, con la viscosidad turbulenta de Voellmy agregada si P3 es diferente de cero.

P6, P7 y P8 son parámetros para fluidos de Bingham. Aquí son cero.

P9 y P12 son las tangentes de los ángulos de fricción inicial y final. Son iguales y se han mantenido por compatibilidad con versiones anteriores en las que la disipación de la presión intersticial se estimaba de forma aproximada.

P13 es un coeficiente de consolidación vertical, es cero cuando no se consideran presiones intersticiales, para el caso en estudio, con p_{wp} , se tomó como 1×10^{-5} .

P10 y P15 son límites para la profundidad del deslizamiento, para evitar dividir por valores muy pequeños al obtener la fricción del fondo.

P11 y P14 no se utilizan y se ponen a cero.

P41 Coeficiente de Voellmy 410 m/s^2 , para el tramo en que se propagó como flujo.

La desestructuración del bloque de suelo en el tiempo depende de la ley utilizada. Para cada ley, el código calcula un factor, que es 0 para el bloque y 1 para el material desagregado:

P42

*Ley 0, La desagregación se da instantáneamente en $T1_end_solid$

El factor se calcula en:

- Fuerzas internas (modifica P)
- Obtener p_{wp} (Modifica U_{aux})
- En las fuerzas externas, la transición de los valores de Voellmy iniciales a los finales es, (ver Figura 64):

*Ley 1 para $time_sph < t1_end_solid$

if $time_sph < t1_end_solid$

$fact_s2w = (time_sph/t1_end_solid)**fct_exp_end_solid$

más

$fact_s2w = 1$

**Ley 2 para $time_sph > t1_end_solid$

Se usa $const(44)$ $fct_exp_end_solid$ and $const(43)$ $t1_end_solid$

$$fact = 1 - \exp(-\beta(time_sph - t1_end_solid))$$

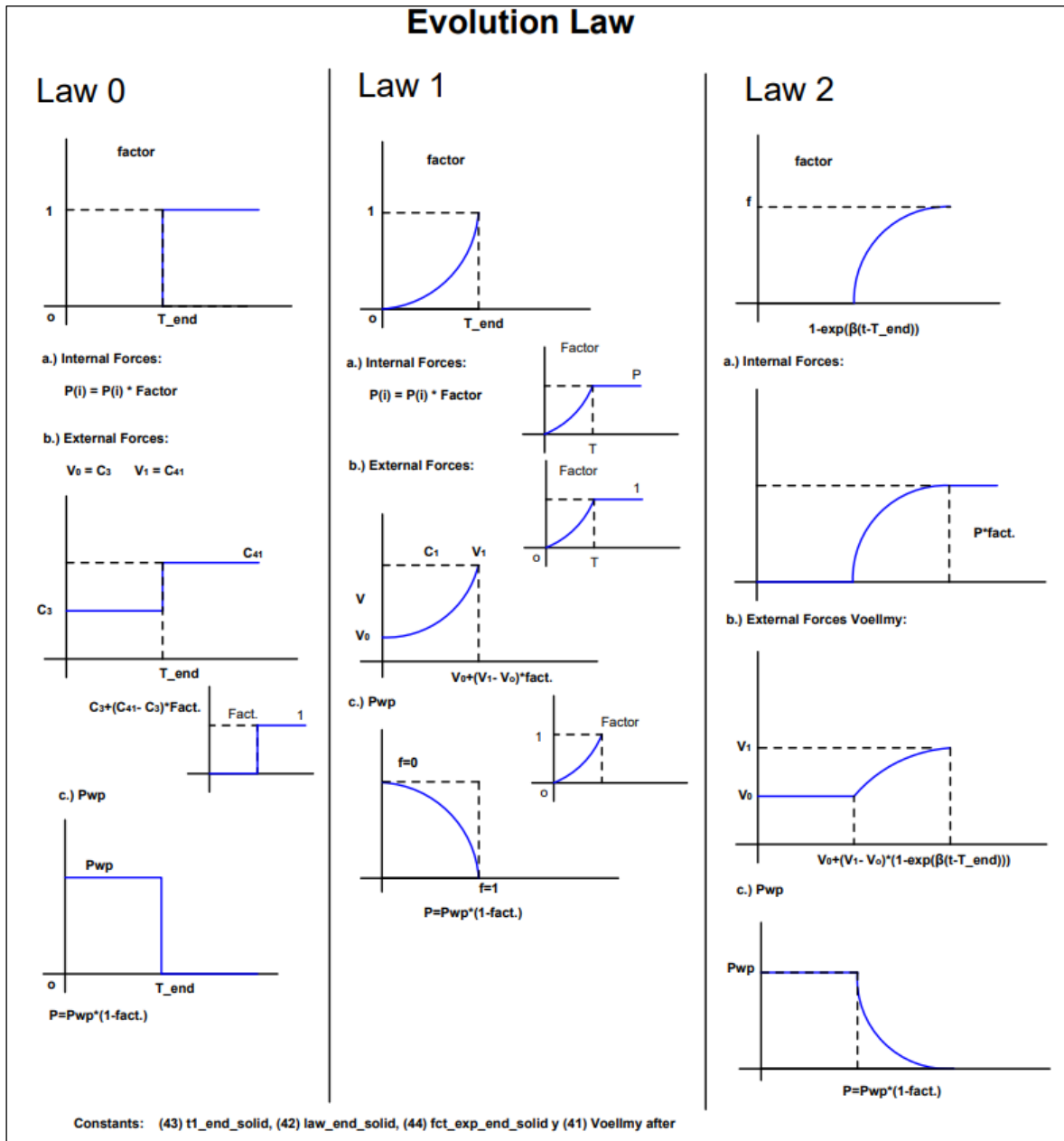


Figura 64. Leyes, factores y evolución de la presión P, Voellmy y exceso de Pwp

Fuente: autor modificado de M. Pastor 2024, sin publicar.

P44 $t1_end$, toma el valor en el cual inicia la desagregación del material 9.17 s. 0, La desagregación se da instantáneamente en $T1_end_solid$, es decir cuando la masa de suelo inició a comportarse como un flujo.

Nota 10. *K0_activated* es un parámetro de control que se ha incluido para tener en cuenta, en una versión futura, los coeficientes de tensión horizontal activos y pasivos.

Nota 11. El parámetro *icpwp* informa al código, cuando se establece en 1, que se está realizando un análisis acoplado. Aquí es cero o 3 cuando se genera incremento de presión de poros.

Cuando *icpwp*= 3, se incluye la *pwp0rel*, que es la relación de presión de poros

$$Ru = \frac{\gamma_w h_w}{\gamma_s h_s}$$

Nota 12. El parámetro *coarse_mesh_saving_utility* permite una salida restringida cuando la malla topográfica es demasiado fina, para evitar un volumen de salida excesivo. Los cálculos se llevan a cabo en la malla fina que describe la topografía, pero la salida se da en una malla más gruesa.

Nota 13 En algunos casos, se necesitan puntos de control para conocer allí la historia temporal de la altura del deslizamiento. Aquí no se consideran, por lo que el parámetro se toma como cero.

Nota 14. Para evitar un exceso de datos de salida, se selecciona mediante el vector de filtrado *output_filter* aquellas variables se quieren estimar por ende se reportan en el archivo de salida. En el presente caso se seleccionó altura y desplazamiento.

Nota 15. Finalmente, el código usa un valor para casos especiales no considerados aquí que se establece en e+12.

Datos de la ventana, que se incluyeron al final del fichero cuando se activó esta utilidad en el fichero .MASTER

<i>ncase_win</i>	número de ventanas a considerar
2	

Información de la ventana 1

coordenadas del origen de la ventana 1	
x_0, y_0	
lados a, b	
a, b	
ángulo del eje ξ con respecto a X	nota: positivo en sentido antihorario
θ	

Tipo de ventana <i>is_target</i>	El tipo target u objetivo 0 se emplea cuando la ventana se utiliza para controlar el valor de las magnitudes que caracterizan la amenaza al paso del deslizamiento por ella
0	

Información de la ventana 2

coordenadas del origen de la ventana 2	
$x_0 \ y_0$	
lados a, b	
a, b	
ángulo del eje ξ con respecto a X	
θ	
Tipo de ventana <i>is_target</i>	El tipo 1 , se emplea para, además, detectar la distancia al punto T (centro del área) a la que el frente de la avalancha se detiene
1	

Para esta modelización se consideró que el geomaterial de la capa movilizada se encontraba saturada al momento de la falla, el valor medio del ángulo de rozamiento interno del material pico, así como, un coeficiente de presión de poros R_u de 0.59, dado su bajo peso unitario, alta porosidad y relación de vacíos. Por otra parte, el valor del coeficiente de Voellmy para el tramo analizado como bloque rígido fue de 870 y de 410, durante el tránsito como flujo hasta su depositación, (ver Figura 65).

modelización probabilista con los datos del fichero .dat utilizado en el numeral 6.7.12,

Con la modelización SPH de tipo probabilista de la propagación, utilizando el método de Montecarlo, donde la variable de entrada de las simulaciones con el algoritmo GeoFlow_SPH, fue la media y la desviación típica de tangente del ángulo pico de rozamiento interno del material de la caracterización geotécnica.

Además, de las modelizaciones de las posibles trayectorias de la masa de suelo, se determinaron los valores medios y desviaciones estándar de los parámetros de intensidad del deslizamiento (velocidad, altura y caudal, del flujo) para cualquier zona donde las simulaciones mostraron que la masa movilizaba transitó.

La modelización probabilista para el caso general de Montecarlo requirió de proporcionar datos en el fichero MASTER.DAT y respecto del fichero nombre.dat, se empleó el de la modelización determinística; a continuación, se muestra la estructura del fichero y la forma en que se alimentó, (tomado de M Pastor, 2024, sin publicar):

En el fichero de control MASTER.DAT se incluyó información relevante del caso de estudio, describiendo bloques en los que se estructura.

1	número de líneas de texto descriptivo
Rosas	texto descriptivo

if_sph	if_gfl	if_tgf
1	0	31

En este bloque se activó el programa SPH, del que se emplea un módulo, no se activa la opción segunda (if_gfl) y se indica que el tipo de análisis probabilista a realizar (31), Montecarlo con zonas especiales.

El siguiente bloque indica a la plataforma de que se trata de un análisis probabilista para la iniciación.

Tipo de problema	Tipo de análisis
1	4

Donde el tipo general de problema a fue el 4 y el 110 al método propuesto de deslizamiento infinito.

Nombre del problema (para el fichero .dat)
<i>Rosas</i>

dt	time_end	maxtimesteps
0.01	50.00	1000000

Aquí,

dt es el incremento de tiempo tentativo, que el programa acomodará si se selecciona la opción de cálculo adaptativo.

time_end es el tiempo final para el cálculo. En el caso de que el deslizamiento no se detenga antes, se parará el cálculo al alcanzar este tiempo.

maxtimesteps es el máximo número de pasos que se permite dar. Se trata de un segundo mecanismo de seguridad.

print_step	save_step	plot_step
40	40	40

print_step, save_step y plot_step indican cada cuántos dt se desea la salida del programa, el hacer una copia para su reinicio, o escribir los resultados que se dibujarán

dt_sph	ic_adapt
0.1	1.

dt_sph es el mismo incremento de tiempo dado antes. En el caso de propagación ambos son iguales

ic_adapt indica si se desea (1) o no (0) emplear control adaptativo del incremento de tiempo

Numero de curvas de tiempo	max pts en ellas
----------------------------	------------------

0	6
---	---

En el caso en estudio no se empleó, sin embargo, se diligenció.

ncases	ninfo
1	6

En este bloque se declaró el número de variables para las cuales se consideró el análisis probabilista -una en este caso-, y se dio el máximo de magnitudes auxiliares, que siempre se toma igual a 6

Las magnitudes se caracterizan por identificador, que se da en la primera columna y por 5 valores más que se emplean para otros tipos de análisis diferentes al probabilista (sensibilidad, hipercubos, etc.)

índice de la variable					
9	0	0	0	0	0

Se emplearon las 6 columnas, aunque los valores nulos no se consideran.

Los índices asociados a las magnitudes que se pueden emplear son los siguientes:

1	aceleración de la gravedad (m/s ²)
14	fracción del espesor que está saturada (varía entre 0 y 1)
19	Grado de saturación de la parte superior (0-1)
2	densidad de la mezcla (Kg/m ³) *** <i>A diferencia de la iniciación, donde se daba la densidad seca</i>
17	densidad de las partículas sólidas (kg/m ³)
18	densidad del fluido intersticial, usualmente agua (kg/m ³)
6	cohesión (Pa)
9	tangente del ángulo de rozamiento en iniciación
3	coeficiente de Voellmy
7	coeficiente de viscosidad (Pa.s)
77	presión intersticial en exceso sobre la hidrostática en la base, expresada como fracción de la de licuefacción (0-1)
13	Parámetro B, relacionado con el coeficiente de consolidación

--	--

vstop	tstop	dtmin
5.e-2	40.0	1.e-9

En este bloque utiliza cuando se hace el cálculo de más de un caso -análisis probabilista-

(i) la velocidad media mínima por debajo de la cual se para el cálculo del caso

(ii) el tiempo de parada

(iii) el mínimo valor para el incremento de tiempo, por debajo del cual se interrumpe el cálculo

Y se llega así al bloque donde se describen las características del análisis de Montecarlo que hizo. En primer lugar, se dio:

- El número de simulaciones que se realizaron. En este caso, 500.
- El número de zonas especiales, se ingresó el valor de 1.

número de casos de Montecarlo	número de zonas especiales
500	1

Esto indicó que se realizaron 500 simulaciones.

A continuación, se describen los valores que se generaron para los ncasos de magnitudes, en este caso 1.

Se generaron 500 conjuntos de valores para cada una de las magnitudes que se consideraron como variables aleatorias. Sus propiedades se describen en los siguientes bloques.

Se dieron para cada zona, y dentro de cada zona, para cada variable, el tipo de distribución de probabilidad asignada y sus parámetros.

En este caso, se da,

(a) para la zona 1 (que es la única zona)

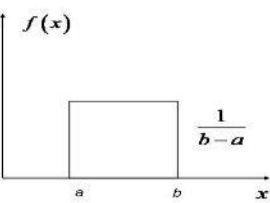
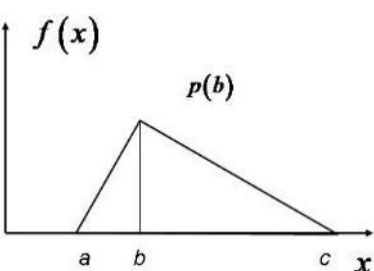
tipo de distribución de probabilidad (Normal, en este caso, tipo 2)
2

media	desviación típica	8 valores sin uso
0.54	0.101	0. 0. 0. 0. 0. 0. 0. 0.

Y así se continuaría con las demás magnitudes, en caso de que las hubiera, para la zona 1. Una vez terminada la zona 1, se haría lo mismo con la zona 2.

Respecto de los posibles tipos de distribuciones continuas implementados, los índices correspondientes son:

Los tipos posibles de distribuciones continuas son:

Índice	Tipo	Parámetros	
0	Distribución uniforme	a, b	
1	Triangular	a,b,c	
2	Normal	media, desviación típica	
3	Log normal	media, desviación típica	

Finalmente, en el fichero se da un último bloque, específico del análisis probabilista de la propagación.

ventanas de análisis de amenaza ic_win
0 (no hay) 1 (existen)

En el caso de que existan ventanas, se deberá dar, al final del fichero de datos nombre.dat la información relativa a cuántas ventanas hay y de qué tipo son. Esto se describirá al tratar del fichero de datos.

6.7.14. Caracterización de la intensidad de la peligrosidad del deslizamiento del caso de estudio.

La modelización probabilista consistió en simular 500 veces, empleando el método de Montecarlo, la propagación con el modelo friccional utilizando diferentes coeficientes de Voellmy, uno por cada tramo y la liberación de exceso de pwp, donde la variable fue el ángulo de rozamiento, cuya distribución de probabilidad fue de tipo normal, (ver Figura 66).

```

Rosas.MASTER.dat: Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
|
Rosas
if_sph if_gfl if_tgf
 1      0      31
SPH_problem_type SPH_t_integ_Alq
 1      4
sph problem name
Rosas
dt      time_end  maxtimesteps
0.01   50.00    1000000
print_step  save_step  plot_step
 40     40     40
dt_sph ic_adapt
0.1    1
Ntime curves      max pts in them  *** not used here
 0              6
ncases  ninfo  -----
 1      6
Ccases_index  val0      nval      val min      val max      LAW
 9      0      0      0      0      0
vstop  tstop  dtmin
5.e-2  40.0   1.e-9
      N_MCarlo_problems  n_GZones
      500                1      500 *** 1000
      Prob law  ----- case 1 tanFi zone 1 -----
      2                ** Normal Gauss
      param ** Normal mean sigma
                0.53  0.101  8*0.0      0.53  0.2  8*0.0
ic_cases_win  ic_eros
 1            0
    
```

Figura 66. Fichero .MASTER.dat 500 simulaciones de propagación con el método de Montecarlo.

Fuente: autor

6.7.15. Probabilidad de propagación

Como se mencionó anteriormente, la propuesta busca, entre otras cosas, integrar la probabilidad de propagación al análisis y zonificación de la amenaza por deslizamientos, para esto, se consideró que la probabilidad de que la masa movilizada afecte en mayor o menor medida una determinada área del dominio, es de tipo condicional respecto de la probabilidad de iniciación. De n simulaciones, solo cierto número fueron positivas para falla o iniciación y otro número menor de estas, fueron positivas para propagación, en un determinado sector del dominio, (ver Figura 67).

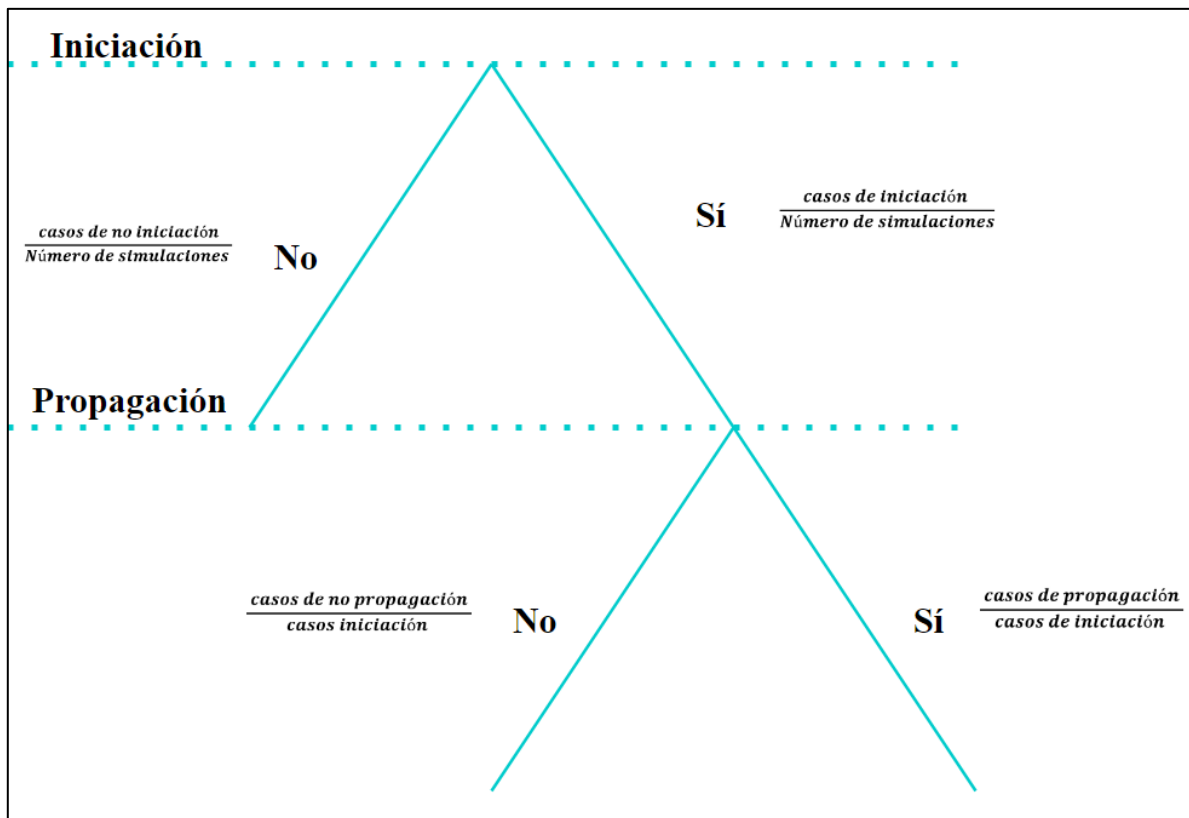


Figura 67. Árbol de probabilidades para un pixel dentro del dominio.

Fuente: autor

Como se mencionó, la probabilidad de propagación p_p es una probabilidad tipo condicional que depende de la ocurrencia de la iniciación y que las variables de la propagación son independientes a las de iniciación, por lo tanto:

$$p(\text{propagación}|\text{iniciación}) \Rightarrow p(p|i) = \frac{p(p|i)}{p_i} \quad (6.12)$$

Para $p_i > 0$.

Ahora bien, con el código SPH y el método Montecarlo se estimaron los valores medios y las desviaciones típicas de las magnitudes características de la intensidad del deslizamiento, en dichos resultados se encontraba implícita la probabilidad de propagación, dado que, todo valor positivo de altura, velocidad o caudal, del flujo, en un pixel, indicó que dicha área hizo parte de la zona de tránsito del flujo.

A partir de los valores en mención, se procedió a cuantificar la probabilidad de exceder dentro de cada pixel, un valor dado de altura o velocidad del flujo (intensidad), los cuales pueden alcanzar un valor crítico (umbral) de daño o pérdidas (susceptibilidad o vulnerabilidad) en los elementos expuestos dentro de la zona objeto, esto, mediante el análisis de la distribución de probabilidad construida para cada parámetro de intensidad, de forma similar a como se estimó la probabilidad de falla en el numeral 6.7.1, así:

Media (μ_h)	$\frac{\sum h}{\# \text{ de simulaciones}(500)}$
Varianza (S^2)	$\frac{\sum(\mu_{hi} - \mu_h)^2}{\# \text{ de simulaciones}}$
Desviación estándar (σ)	$\sqrt{S^2}$
Beta (β)	$\frac{\mu_h - 1^{***}}{\sigma}$; ***-0.1 porque es el valor de la media hasta el punto crítico, para altura del flujo (h) se fijó 0,10 m, $p(h \geq 0,1m)$
$p_p(h \geq 0, 10m)$	Función de probabilidad acumulada normal estándar.

6.8. Probabilidad de amenaza ponderada anual integrando la probabilidad de propagación.

Parte de la propuesta del presente trabajo fue la de integrar la probabilidad espacial de propagación (p_p) a la estimación y caracterización de la amenaza, como se muestra a continuación:

$$H = p_{ft} * p_p \quad (6.13)$$

Donde:

H : amenaza ponderada anual.

p_{ft} : probabilidad de falla total anual.

p_p : probabilidad de propagación.

La categorización de la amenaza que se muestra en la Figura 70, se realizó de acuerdo con los criterios de la Tabla 22.

Tabla 22. Clasificación de la amenaza de un talud ante deslizamiento

Nivel de amenaza	Probabilidad anual de falla	Color
Baja	<0,001	Verde
Media	0,001-0,16	Amarrillo
Alta	>0,16	Rojo

Fuente: (SGC & UNAL, 2016)

6.9. Resultados del análisis de amenaza

6.9.1. Probabilidad de falla

En la Tabla 23 se muestra la generación de la distribución de probabilidad y el cálculo de las variables estadísticas para 10.000 simulaciones de factor de seguridad por el método de talud infinito para el escenario de estabilidad #2.

Tabla 23. Iteraciones cálculo del FS escenario de estabilidad #2, talud infinito y Montecarlo.

Iteración	# Aleatorio	Xi=Ci		aleatorio de tan ϕ'	F.S	(Xi-X)^2
		Aleatorios de C'	# aleatorio			
1	0,680654317	42,29133229	0,703299051	0,598632826	3,29	0,51
2	0,424390393	28,82048133	0,769829402	0,620216144	2,29	0,08
3	0,046052431	8,932647671	0,592822047	0,562792639	0,78	3,20...
...9998	0,601367229	38,12350202	0,64085818	0,57837619	2,97	0,16
9999	0,261299478	20,24739243	0,274880215	0,459648144	1,61	0,93
10000	0,788354137	47,95271528	0,397289956	0,499359468	3,69	1,26

Fuente: Autor

En la Tabla 24, se muestra el resultado de la estimación de la probabilidad de falla por el método de Montecarlo para el escenario de estabilidad #2.

Tabla 24. Probabilidad de falla del escenario de estabilidad #2

Distribución Normal de Probabilidad	
MEDIA (μ_{FS})	2,79365
VARIANZA (S^2)	1,4789
DESVIACIÓN ESTANDAR (σ)	1,2161
Beta (β)	1,4749
Z (función de probabilidades de distribución normal)	0,9299
Probabilidad falla (p_f)	0.070

Fuente: Autor

En la Tabla 25, se muestra el resumen del cálculo de la probabilidad ponderada de falla total anual de iniciación del caso de estudio, Rosas, Cauca, para 28 escenarios de estabilidad.

Tabla 25. Probabilidad de falla total anual de iniciación para los escenarios de estabilidad

No.	Escenario de estabilidad	LLUVIA			SISMO			Probabilidad de Falla Montecarlo 10.000 simulaciones	Probabilidad no falla	Probabilidad ponderada de falla total anual de iniciación <i>pft</i>
		Tr (años)	NF (m)	Prob. (%)	Tr (años)	Ao (g)	Prob. (%)			
1	NF medio							0,57%	99,43%	
2	NF medio + lluvia Tr 2,33	2,33	1,5	100%				7,00%	93,00%	
3	NF medio + lluvia Tr 5	5	1,5	100%				7,00%	93,00%	
4	NF medio + lluvia Tr 10	10	2,0	99%				7,00%	93,04%	
5	NF medio + lluvia Tr 20	20	2,0	92%				7,00%	93,54%	
6	NF medio + lluvia Tr 50	50	2,0	64%				7,00%	95,55%	
7	NF medio + lluvia Tr 100	100	2,5	39%				7,00%	97,24%	
8	NF medio + sismo Tr 31				31	0,071	80%	4,52%	96,38%	
9	NF medio + sismo Tr 225				225	0,220	20%	6,60%	98,69%	
10	NF medio + sismo Tr 475				472	0,310	10%	8,17%	99,18%	
11	NF medio + lluvia Tr 2,33 + sismo Tr 31	2,33	1,5	100%	31	0,071	80%	8,29%	93,36%	
12	NF medio + lluvia Tr 2,33 + sismo Tr 225	2,33	1,5	100%	225	0,220	20%	11,55%	97,70%	
13	NF medio + lluvia Tr 2,33 + sismo Tr 475	2,33	1,5	100%	472	0,310	10%	13,91%	98,60%	
14	NF medio + lluvia Tr 5 + sismo Tr 31	5	1,5	100%	31	0,071	80%	8,29%	93,36%	61,14%
15	NF medio + lluvia Tr 5 + sismo Tr 225	5	1,5	100%	225	0,220	20%	11,55%	97,70%	
16	NF medio + lluvia Tr 5 + sismo Tr 475	5	1,5	100%	472	0,310	10%	13,91%	98,60%	
17	NF medio + lluvia Tr 10 + sismo Tr 31	10	2,0	99%	31	0,071	80%	8,29%	93,39%	
18	NF medio + lluvia Tr 10 + sismo Tr 225	10	2,0	99%	225	0,220	20%	11,55%	97,71%	
19	NF medio + lluvia Tr 10 + sismo Tr 475	10	2,0	99%	472	0,310	10%	13,91%	98,61%	
20	NF medio + lluvia Tr 20 + sismo Tr 31	20	2,0	92%	31	0,071	80%	8,29%	93,87%	
21	NF medio + lluvia Tr 20 + sismo Tr 225	20	2,0	92%	225	0,220	20%	11,55%	97,88%	
22	NF medio + lluvia Tr 20 + sismo Tr 475	20	2,0	92%	472	0,310	10%	13,91%	98,71%	
23	NF medio + lluvia Tr 50 + sismo Tr 31	50	2,0	64%	31	0,071	80%	8,29%	95,78%	
24	NF medio + lluvia Tr 50 + sismo Tr 225	50	2,0	64%	225	0,220	20%	11,55%	98,54%	
25	NF medio + lluvia Tr 50 + sismo Tr 475	50	2,0	64%	472	0,310	10%	13,91%	99,11%	
26	NF medio + lluvia Tr 100 + sismo Tr 31	100	2,5	39%	31	0,071	80%	8,29%	97,38%	
27	NF medio + lluvia Tr 100 + sismo Tr 225	100	2,5	39%	225	0,220	20%	11,55%	99,09%	
28	NF medio + lluvia Tr 100 + sismo Tr 475	100	2,5	39%	472	0,310	10%	14%	99,45%	

Fuente: Autor

6.9.2. Caracterización de la intensidad del deslizamiento del caso de estudio.

En este numeral se determinan los valores medios y la desviación estándar de las magnitudes características de la intensidad de deslizamiento: i) altura de la masa movilizada, (ver Figura 68), ii) velocidad de la masa movilizada, (ver Figura 69), iii) caudal y iv) presión.

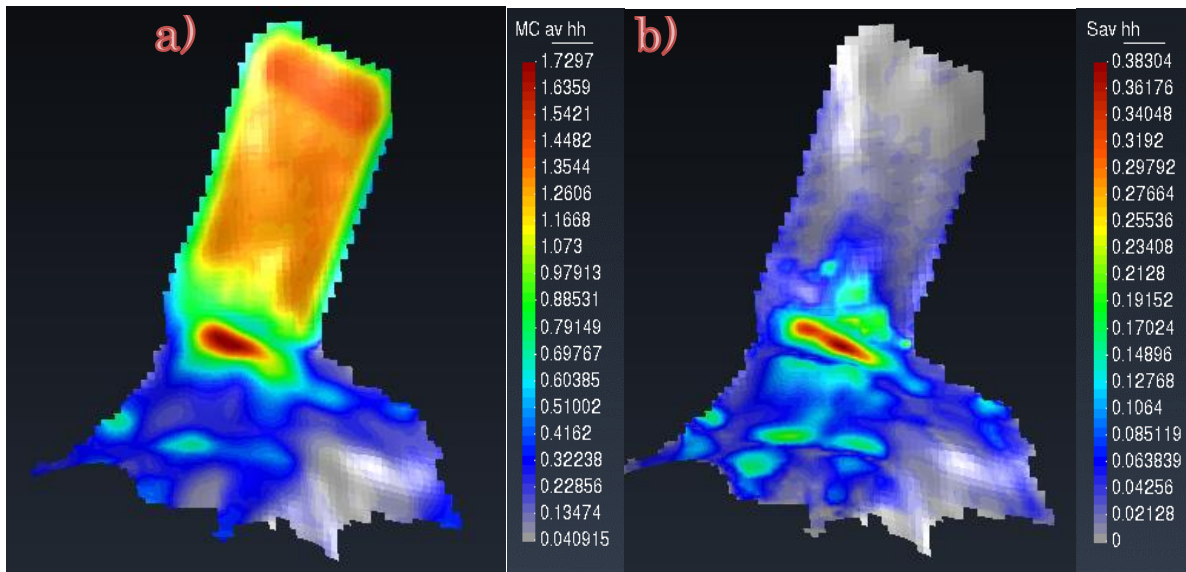


Figura 68. Contornos de: a). Media de altura y b). Desviación estándar de altura

Fuente: autor, visualización en GIS

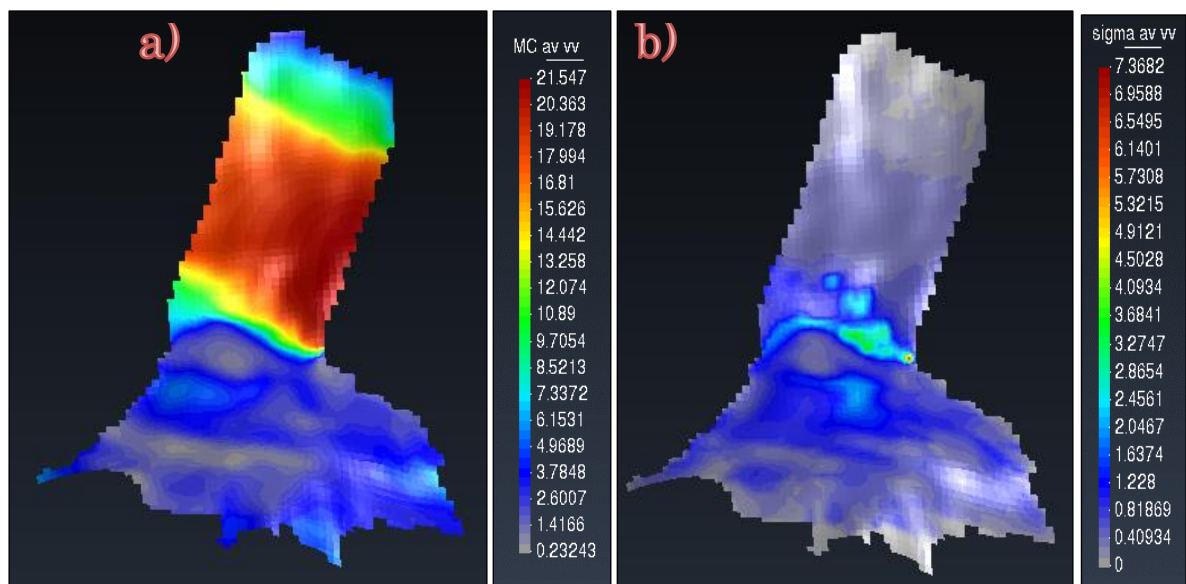


Figura 69. Contornos de: a). Media de la velocidad y b). Desviación estándar de velocidad

Fuente: autor, visualización en GIS

6.9.3. Probabilidad de propagación

Los valores de probabilidad de propagación son el indicador de la posibilidad que un área de la ladera (pixel en formato raster) sea afectado por la masa movilizada, (ver Tabla 26).

Tabla 26. Probabilidad de propagación

Pixel	Coordenadas		Media altura (m)	Desviación estándar	Beta	Probabilidad de Propagación
	X	Y	μ_h	s	b	$p(h>0,10m)$
68	305407,8156680	10250046,0629	0,3282	0,0355	6,42	100,00%
4869	305412,8156680	10250046,0629	0,2254	0,0000	0,00	100,00%
4870	305417,8156680	10250046,0629	0,1820	0,0000	0,00	100,00%
4871	305422,8156680	10250046,0629	0,0834	0,0195	-0,85	19,71%
4872	305427,8156680	10250046,0629	0,0834	0,0195	-0,85	19,71%
4875	305442,8156680	10250046,0629	0,1022	0,0066	0,33	63,08%
4876	305447,8156680	10250046,0629	0,0945	0,0017	-3,22	0,06%
4877	305452,8156680	10250046,0629	0,0931	0,0023	-3,02	0,13%
4878	305457,8156680	10250046,0629	0,0998	0,0053	-0,04	48,38%
4879	305462,8156680	10250046,0629	0,1012	0,0036	0,34	63,41%
4880	305467,8156680	10250046,0629	0,1042	0,0033	1,27	89,86%
4881	305472,8156680	10250046,0629	0,1127	0,0000	0,00	100,00%
4882	305477,8156680	10250046,0629	0,1111	0,0000	0,00	100,00%
4998	305392,8156680	10250041,0629	0,3338	0,0210	11,11	100,00%

Fuente: autor

6.9.4. Probabilidad de amenaza ponderada anual integrando la probabilidad de propagación.

Se integró la probabilidad espacial de propagación a la cuantificación, Tabla 27 y zonificación de la amenaza, (ver Figura 70):

Tabla 27. Cuantificación y categorización de la amenaza

Pixel	Coordenadas		Probabilidad de Propagación $p(h>0,10m)$	Probabilidad de Iniciación	Amenaza (H)	Categorización de la amenaza
	X	Y				
...4868	305407,815668	10250046,0629	100,00%	61,14%	61,14%	Alta
4869	305412,815668	10250046,0629	100,00%	61,14%	61,14%	Alta
4870	305417,815668	10250046,0629	100,00%	61,14%	61,14%	Alta
4871	305422,815668	10250046,0629	19,71%	61,14%	12,05%	Media
4872	305427,815668	10250046,0629	19,71%	61,14%	12,05%	Media
4875	305442,815668	10250046,0629	63,08%	61,14%	38,57%	Alta
4876	305447,815668	10250046,0629	0,06%	61,14%	0,04%	Baja
4877	305452,815668	10250046,0629	0,13%	61,14%	0,08%	Baja
4878	305457,815668	10250046,0629	48,38%	61,14%	29,58%	Alta
4879	305462,815668	10250046,0629	63,41%	61,14%	38,77%	Alta
4880	305467,815668	10250046,0629	89,86%	61,14%	54,95%	Alta
4881	305472,815668	10250046,0629	100,00%	61,14%	61,14%	Alta...

Fuente: autor

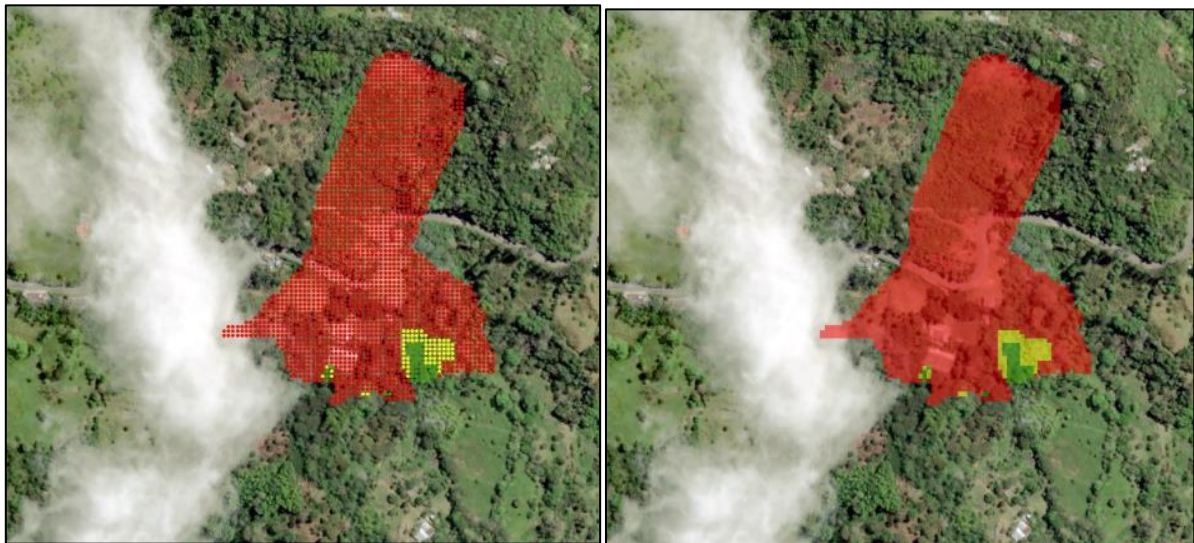


Figura 70. Salida gráfica de zonificación probabilista de amenaza

Fuente: autor

7. Deslizamiento de El Picacho, San Salvador, El Salvador, 1982

Como se comentó en el capítulo 5, el contenido de este numeral hacer parte de la modelación numérica de la propagación del deslizamiento El Picacho, 1982, elaborada por (Pastor, Tayyebi, & Hernández, 2023, sin publicar).

A partir de la información secundaria se realizó la modelación numérica de la propagación, del deslizamiento traslacional convertido a flujo, sucedido el 19 de septiembre de 1982, este afectó las Colonias San Luis, Montebello Poniente, San Mauricito y Lotificación San José, en San Salvador, (ver Figura 71).



Figura 71. Imágenes posteriores a la ocurrencia del flujo

Fuente: (El Diario de Hoy, San Salvador, 1982)

7.1. Localización zona de estudio

El área de estudio muestra la Figura 72, el polígono delimitado tiene una extensión aproximadamente de 1050 hectáreas.

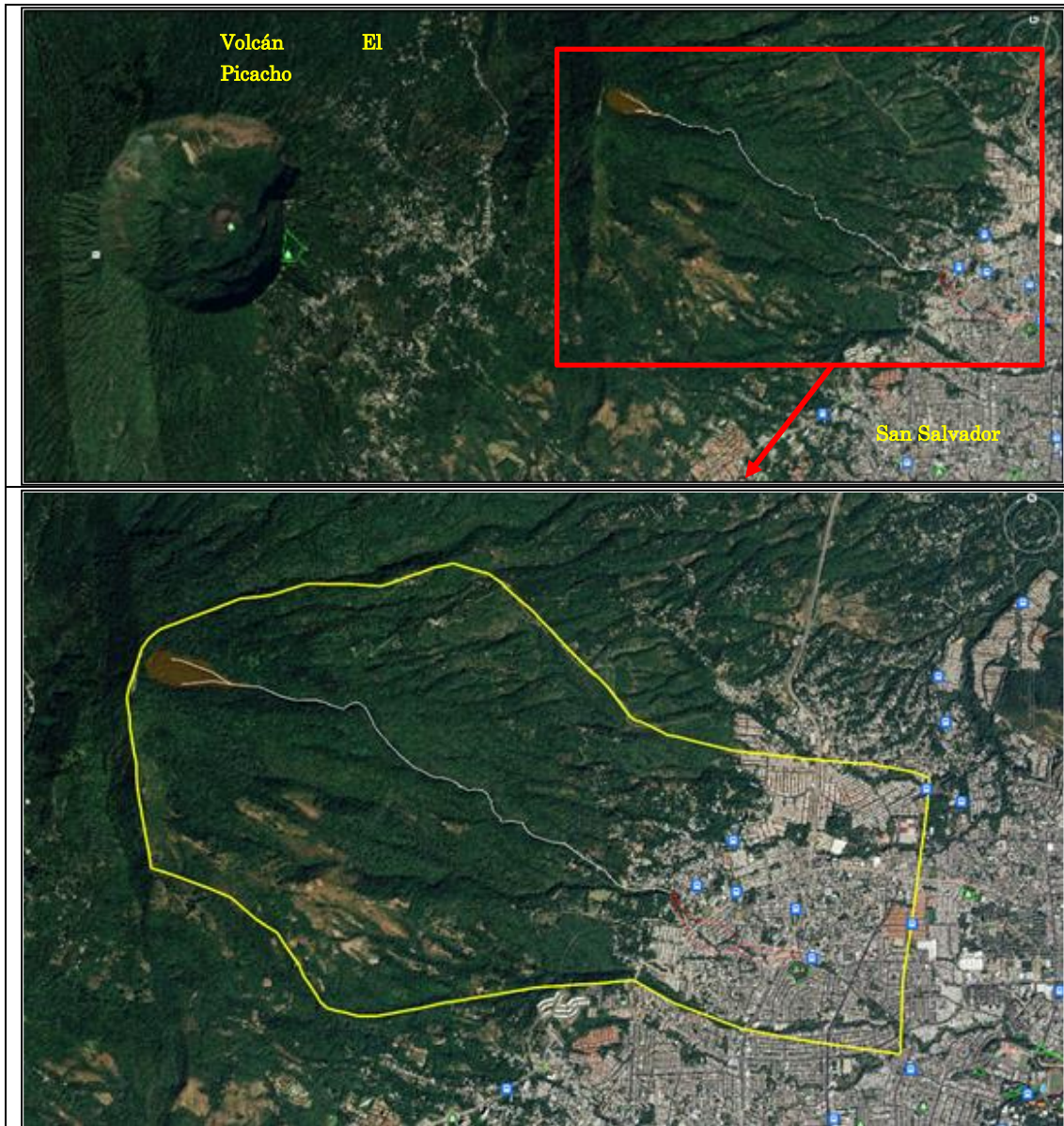


Figura 72. Área de estudio

Fuente: (Pastor, Tayyebi, & Hernández, 2023, sin publicar).

7.2. Insumos Cartográficos

La fotointerpretación temática de la zona de estudio se realiza a partir de las imágenes de sensores remotos, (ver Figura 73).



Figura 73. Ortófotos del área de estudio

Fuente: (Pastor, Tayyebi, & Hernández, 2023, sin publicar).

Las ortófotos que se utilizan para este estudio son imágenes satelitales multiespectrales, (ver Tabla 28).

Tabla 28. Imágenes satelitales multiespectrales

Fuente	Nombre insumo
Hero Maps	BaseMap
Google Earth	BaseMap
Bing	BaseMap

Fuente: (Pastor, Tayyebi, & Hernández, 2023, sin publicar).

7.2.1. Modelos digitales de superficie

Los DTM fueron suministrados por el MARN, uno presentó una resolución espacial de 10 metros, generado en la década de los 80's, previo al deslizamiento, esto permitió disponer de una topografía base similar a la del día del evento, el otro se trata de un DEM generado con tecnología Lidar, de resolución espacial de 5m, (ver Figura 74).

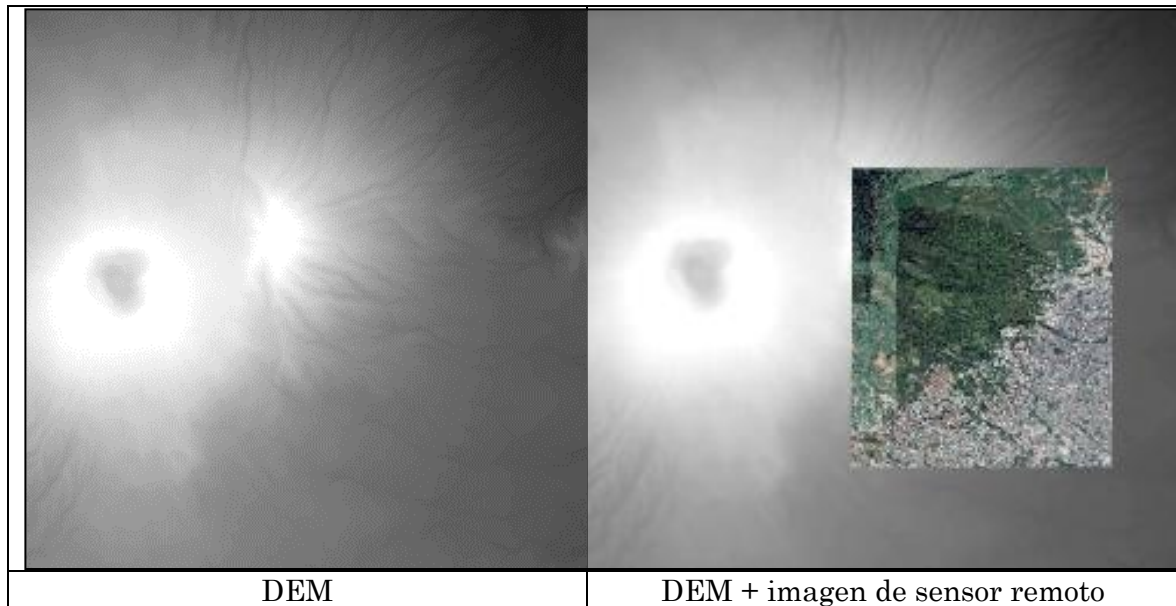


Figura 74. Modelo digital de Superficie

Fuente: (Pastor, Tayyebi, & Hernández, 2023, sin publicar).

Además, la foto interpretación temática también se apoyó en el MDE suministrado por el satélite ALOS lanzado en el 2006 por la JAXA.

A través del sensor PALSAR se capturaron imágenes de radar, con resolución espacial de 12,5 m a lo largo de la superficie terrestre, (ver Tabla 29).

Tabla 29. Imágenes satelitales de radar

Fuente	Nombre insumo	Año
Satélite Alos Palsar	AP_04976_FBS_F0260_RT1	2006

Fuente: (Pastor, Tayyebi, & Hernández, 2023, sin publicar).

7.3. Coordenadas zonas de inicio y depositación

Para poder realizar la modelización numérica es necesario obtener a partir de los insumos cartográficos, mediante un procesamiento con un programa que contenga un módulo de análisis espacial, información topográfica (coordenadas X, Y y/o Z)

de las zonas referencia: (i) zona de estudio con 101.413 puntos, (ii) estudio inicio con 2403 puntos y (iii) depositación con 3871 puntos, (ver Figura 75).

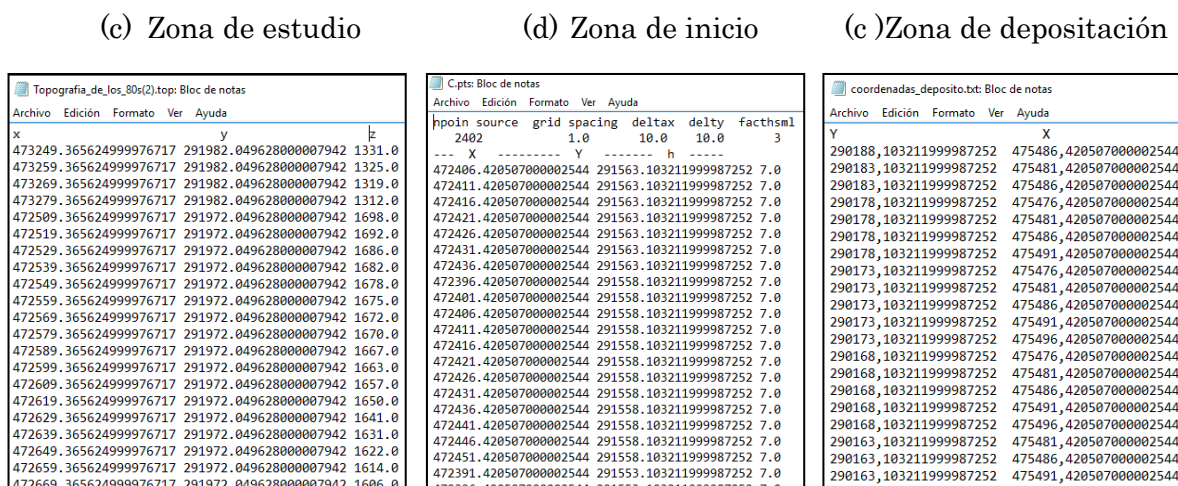


Figura 75. Estructura de los datos topográficos de entrada

Fuente: (Pastor, Tayyebi, & Hernández, 2023, sin publicar).

7.4. Deslizamiento El Picacho

El deslizamiento en estudio sucedió en el cerro EL Picacho, el cual hace parte del complejo del volcán de San Salvador – VSS, dicho cerro se originó a partir del primero de tres colapsos sectoriales del edificio volcánico, el primer colapso ocurrió luego de que vaciara la cámara magmática en una erupción, los otros dos colapsos fueron seguidos por erupciones (Walter & Brian, 2019). Dichos fenómenos definieron la morfología y geología local, (ver Figura 76).

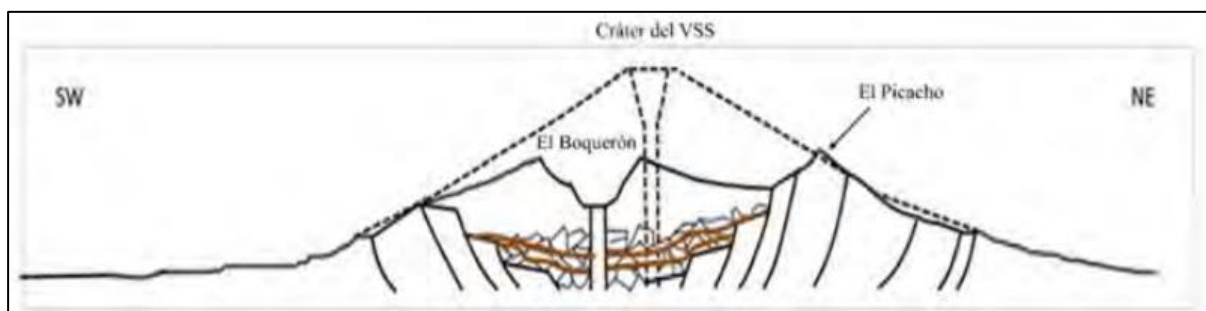


Figura 76. Esquema colapso gravitacional del VSS

Fuente: (Walter & Brian, 2019)

A partir de la información relacionada en (C.Baklin. & H.Finnson., 1984), fue posible describir el evento de origen geológico, así: en la madrugada del 19 de septiembre del 1982, en la parte alta de la cuenca del cerro El Picacho, a los 1925 metros altura sobre el nivel del mar, próximo a la divisoria de aguas, se disparó un deslizamiento que de acuerdo (Cruden & Varnes, Landslide Types and Processes, 1996), fue de estilo compuesto, cuyo primer movimiento fue un deslizamiento traslacional de tierras, con distribución retrogresiva, seguido de un flujo de lodos que se propagó a través de un canal de drenaje.

Según el mapa geológico (Bosse, y otros, 1978), el área del VSS y sus alrededores se compone de rocas de origen volcánico que se formaron desde pleistoceno superior hasta el holoceno, la formación San Salvador predomina en el área de interés, la cual está conformada por depósitos explosivos y efusivos de las calderas de los volcanes presentes en el sector (Walter & Brian, 2019), con rocas de origen de “flujos de lava, cúpulas de lava, tobas fundidas, tobas, pómez, escoria y cenizas volcánicas, en los que a veces se encuentran intercalaciones de sedimentos lacustres” (Torrecilla Macho & Ramírez Lucendo, 2002). “Las Tobas color Café (Miembro s3), fueron divididas por Frullani (1989) en TB4 , G1 , TB3 , TB2 y TBJ. Hernández (2008) reconoce el depósito subpliniano G2, de composición dacítica del Boquerón, cuya edad es de 7868 ± 51 B.P., calibrada 6918 6596 B.C. (Ferres, 2014), que subyace a TBJ y sobreyace TB2 en la media.” (Walter & Brian, 2019).

En lo que respecta a la litología y estratigrafía local, de acuerdo con (Baxter, 1984), (ver Tabla 30) y el Mapa geológico de la Figura 77, en la zona del deslizamiento aflora el miembro de la formación San Salvador S5b: materiales piroclásticos básicos: brechas, bombas, lapilli y cenizas, supreyaciendo al miembro S2 de la misma formación, rocas Volcánicas básicas-intermedias, piroclástitas subordinadas.

Tabla 30. . Miembros del Fm. San Salvador, Léxico Estratigráfico

Edad	Formación	Miembro	Litología
Holoceno	SAN SALVADOR	Qf	Gravas, arenas y limos de origen fluvial, aluvial y coluvial
		S5b	Materiales piroclásticos básicos: brechas, bombas, lapilli y cenizas
S3a		Piroclásticas ácidas y epiclásticas (tobas color café)	
Pleistoceno		S2	Volcánicas básicas-intermedias, piroclásticas subordinadas.
		S1	Efusivas básicas-intermedias y piroclásticas ácidas

Fuente: (Baxter, 1984)

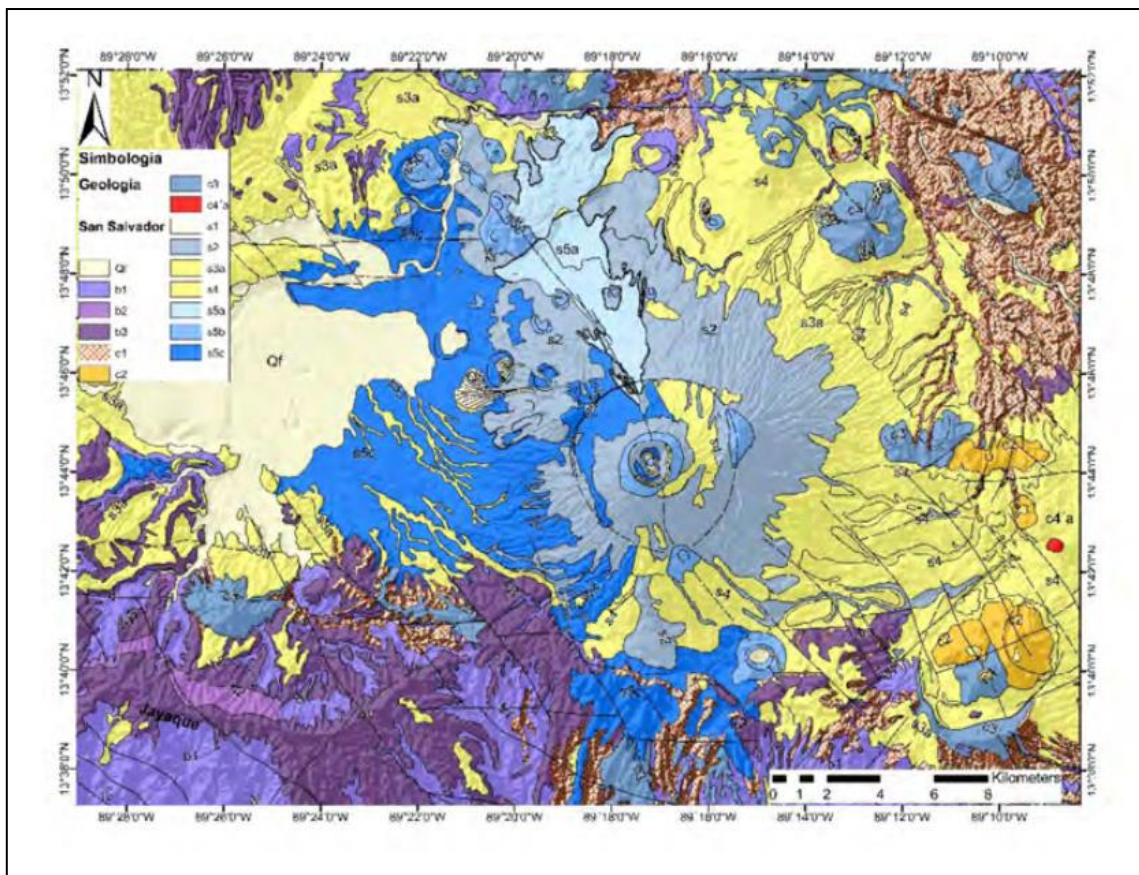


Figura 77. Mapa geológico del área del volcán de San Salvador y sus alrededores

Fuente: modificado de (Bosse, y otros, 1978) en (Walter & Brian, 2019)

Por su parte (C.Baklin. & H.Finnson., 1984), mencionaron que la masa movilizada estaba compuesta por dos capas, una de suelo residual de tobas de color blanco de espesor de 2.5 m, que suprayacía a una capa menos meteorizada de tobas y lapilli

de color marrón de 1.5 m. de espesor, subyaciendo a estas, se identificó un nivel de roca de origen piroclástico (flujos de lava), por su gneises, todas estas buzan en el sentido de la pendiente, es decir, se trata de una ladera estructural; dada la diferencia de rigidez y permeabilidad entre el suelo residual y la capa de flujo de lava, esta última, fue el control estructural del deslizamiento, constituyéndose como la superficie de falla. Desde el punto de vista de la morfometría, el deslizamiento tuvo más de 200 m. de largo y 50 m. de profundidad (El Diario de Hoy, 1982), el escarpe del movimiento presentó pendientes de entre 35° y 45° , (ver Figura 78), en cuanto al espesor medio de la masa movilizada (Cepeda, Chávez, & Martínez, 2010) indicaron que fue de 7 a 10 m, mientras que, (C.Baklin. & H.Finnson., 1984) lo establecieron en 4 m.



Figura 78. Corona del deslizamiento

Fuente: (El Diario de Hoy, San Salvador, 1982)

Para efectos de la modelización de propagación, se consideró una zona de inicio equivalente a la descrita por (Cepeda, Chávez, & Martínez, 2010) en términos de área, espesor y, por ende, del volumen que se movilizó, Tabla 31. En cuanto a la zona de depositación, se toma la propuesta del artículo de (Cepeda, Chávez, & Martínez, 2010), (ver Figura 79).

Tabla 31. Datos del deslizamiento

Ítem	Valor
Área de inicio	60.700 m ²
Espesor	7-10
Volumen movilizado	425.000 m ³
Contenido de finos	<10%
Predomina la fracción arenosa (peso)	60%-70%
Límite líquido	37
Límite plástico	31
Clasificación	SM

Fuente: autores, adaptada de (Cepeda, Chávez, & Martínez, 2010) en (Pastor, Tayyebi, & Hernández, 2023, sin publicar).

Por su parte, (C.Baklin. & H.Finnson., 1984) realizaron la caracterización del movimiento y de los geomateriales encontradas en sectores cercanos al área de inicio o que quedaron expuestos luego de la materialización del deslizamiento en comento, la caracterización mecánica y física se realizó, entre otras cosas, mediante ensayos triaxiales, (ver Tabla 32).

Tabla 32. Caracterización geomecánica

Sample	ϕ_u (°)	C_u (kPa)	e	G_s	V_{tot} (cm ³)	$W_{in-situ}$	$\rho_{in-situ}$ (t/m ³)	ρ_{dry} (t/m ³)	$\rho_{sat,r}$ (t/m ³)
T1	21	13.5	2.02	2.57	2163	2800	1294	749	1.39
T2	23	10	1.75	2.73	2119	2710	1279	857	1.45
T3	-	-	1.56	2.55	2343	3215	1372	983	1.53
T4	5	5	1.22	2.59	1906	2933	1539	1159	1.65

Sample	V_s (cm ³)	w_s (g)	ρ_s (t/m ³)	W_{wl} (g)	V_{wl} (cm ³)	$\rho_{sat,t}$ (t/m ³)
T1	716	1840	2.57	960	960	1.52
T2	771	2105	2.73	605	605	1.63
T3	926	2362	2.55	853	853	1.61
T4	859	2225	2.59	708	708	1.72

Fuente: (C.Baklin. & H.Finnson., 1984)

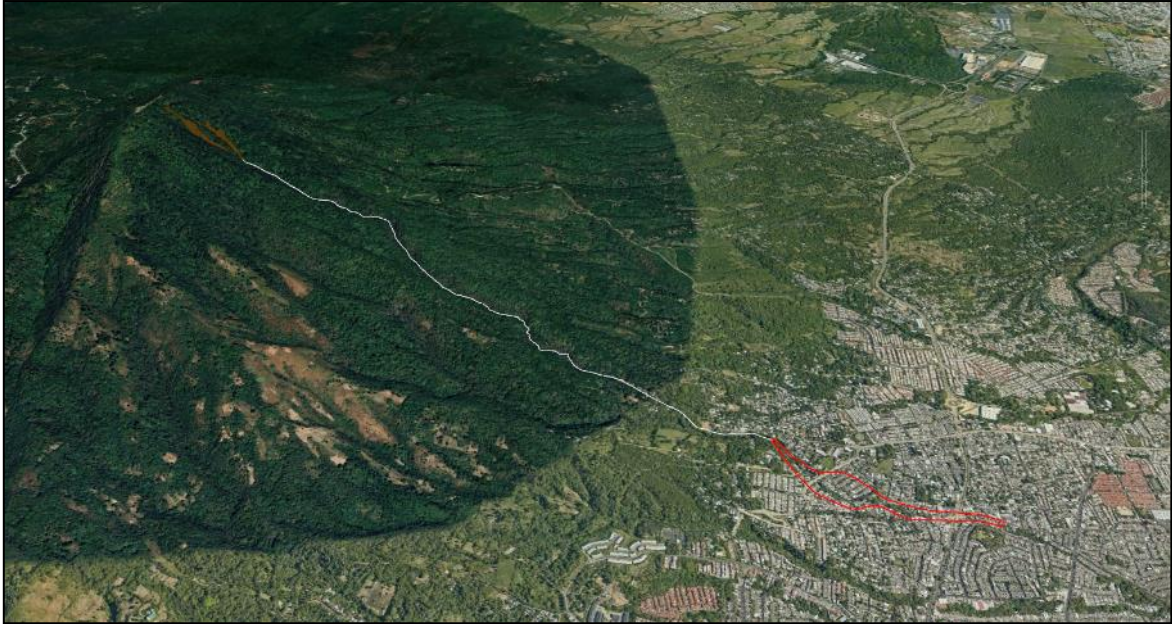


Figura 79. Zonas de inicio (café) y deposición (rojo)

Fuente: autor

7.5. Propagación probabilista del deslizamiento - retroanálisis

Nuevamente se utilizó el código GeoFlow_SPH para modelar la propagación del flujo, donde los ficheros de entrada son:

La estructura y la información que componen los archivos de entrada que se muestran a continuación, se tomaron de (Pastor, Tayyebi, & Hernández, 2023, sin publicar).

- nombre.MASTER.DAT

Este fichero proporciona, los datos de control y los relativos a los escenarios probabilistas a modelar

- nombre.DAT

Este fichero proporciona los datos relativos a propiedades del material

- nombre.TOP

En este fichero se proporciona la información topográfica, así como las posibles zonas especiales con propiedades distintas a las generales.

- nombre.PTS

Este fichero no se emplea en la fase de análisis de la rotura, pero sí en la de propagación. Contiene la descripción de la masa movilizada

donde "nombre" es el nombre atribuido al caso estudiado.

La modelización probabilista de la propagación, se realizó mediante el método de Montecarlo. Sin embargo, es de resaltar que el código permite hacer el cálculo determinista de la propagación.

7.5.1. Cálculo de la probabilidad espacial mediante el método de Montecarlo

El fichero de topografía se generó luego de hacer el análisis espacial del DTM, de las zonas de: inicio, estudio y depositación, cuya representación gráfica es la de la (ver Figura 80).

tipo de topografía - ictop		
10	...10 global, 11 local	
número de puntos del modelo de terreno - np	de del digital - d	espaciamiento representativo - deltx
101412	10	10
X coord. Topo_x	Y coord. Topo_y	Z coord. Topo_z
476509.37	289082.05	738.00
476519.37	289082.05	738.00
476529.37	289082.05	737.00
476539.37	289082.05	737.00
476429.37	289092.05	742.00

...
473249.37 291982.05 1331.00
473259.37 291982.05 1325.00
473269.37 291982.05 1319.00
473279.37 291982.05 1312.00

Opción de zonas especiales	-
Terrein	

0,00

Nota: En los análisis se pueden emplear coordenadas globales -dadas en el modelo digital de terreno- o locales.

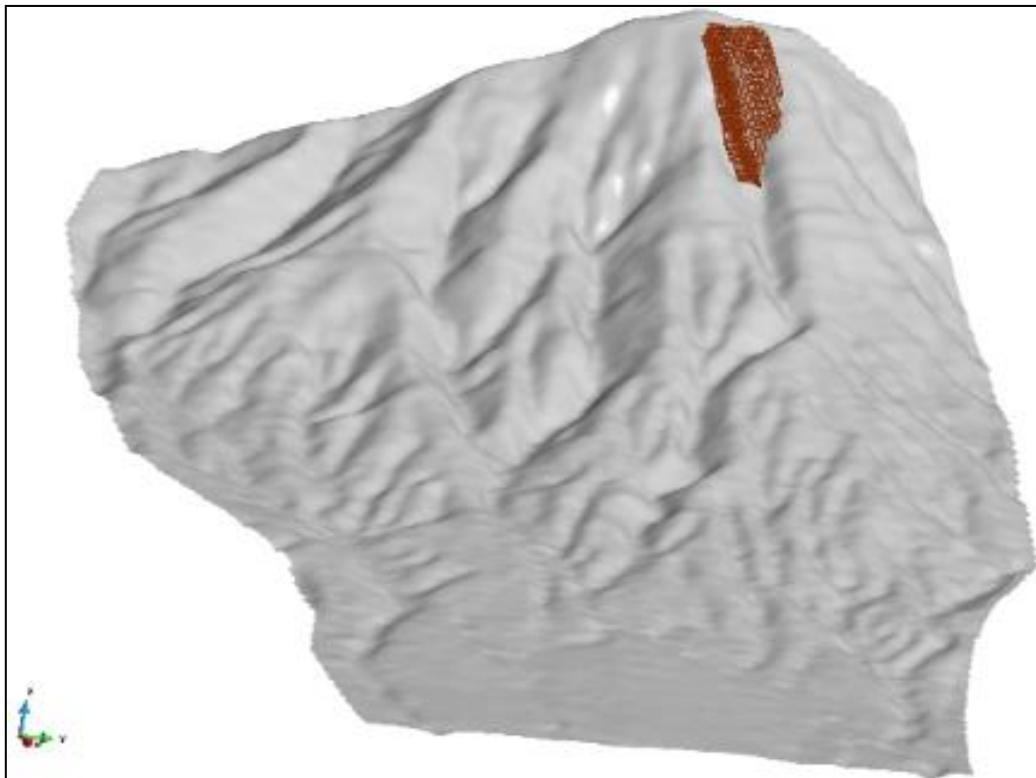


Figura 80. Representación de la topografía de la zona de estudio

Fuente: (Pastor, Tayyebi, & Hernández, 2023, sin publicar).

7.5.2. Fichero de control *nombre.MASTER.DAT* (caso general Mcarlo)

Este fichero de control emplea la información relevante, describiendo bloques en los que se estructura.

1	número de líneas de texto descriptivo
Picacho caso base modif tanFi Xi h	texto descriptivo

if_sph	if_gfl	ic_Cases_Mat
1	0	31

En este bloque se activa el programa SPH, del que se emplea un módulo, no se activa la opción segunda (if_gfl), y se indica que el tipo de análisis probabilista a realizar es 31, Montecarlo con zonas especiales.

Los casos más relevantes son:

<i>ic_Cases_Mat</i>	<i>Tipo de análisis</i>	<i>comentarios</i>
<i>31</i>	<i>Monte Carlo</i>	<i>salida a pixeles y ventanas</i>
<i>21</i>	<i>FOSM</i>	<i>salida a pixeles y ventanas</i>

El otro tipo importante que se describe más adelante es el 6, FOSM con zonas especiales y análisis probabilista en el tiempo de PGA y lluvia.

El siguiente bloque indica al programa que se trata de un análisis probabilista para la iniciación.

Tipo de problema	Tipo de análisis
1	4

Donde el tipo general de problema a especificar es 4, el 110 al nuevo método propuesto de deslizamiento infinito y corresponde el código 200 a un análisis probabilista de estabilidad,

Nombre del problema (para el fichero .dat)
<i>C</i>

Los cuatro siguientes bloques, que no eran relevantes para el análisis de iniciación se deben dar para la propagación.

dt	time_end	maxtimesteps
0.5	1000	1000000

print_step	save_step	plot_step
50	50	50

dt_sph	ic_adapt
0.1	1.

Numero de curvas de tiempo	max pts en ellas
3	6

En los casos que se contemplan en esta tesis no se emplean, aunque hay que dar este bloque

ncases	ninfo
1	6

índice de la variable	val0	nval	val min	val max	LAW
Ccases_index					
9	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0
501	0	0	0	0	0

En este bloque se dan, para cuando se hace un cálculo de más de un caso -análisis probabilista.

(i) la velocidad media mínima por debajo de la cual se para el cálculo del caso

(ii) el tiempo de parada

(iii) el mínimo valor para el incremento de tiempo, por debajo del cual se interrumpe el cálculo

Y se llega así al bloque donde se describen las características del análisis de Montecarlo que se va a hacer. En primer lugar, se ingresa:

- El número de simulaciones que se realizarán. En este caso, se proponen 1000.
- El número de zonas especiales que NO se emplean en el estudio de la propagación, debiendo indicar 1.

número de casos de Montecarlo	número de zonas especiales
N_MCarlo_problems	
20	1

Se realizan, por lo tanto, 20 simulaciones en este ejemplo.

A continuación, se describen los valores que se generarán para las n_cases magnitudes, en este caso.

En la plataforma, se generan 20 conjuntos de valores para cada una de las magnitudes que se considerarán como variables aleatorias. Sus propiedades se describen en los siguientes bloques.

Se dan, para cada zona, y dentro de cada zona, para cada variable, el tipo de distribución de probabilidad asignada y sus parámetros.

En este caso, se da,

(a) para la zona 1 (que es la única zona)

tipo de distribución de probabilidad (Normal, en este caso, tipo 2)
Prob law
2

Coefficiente de rozamiento (9)

media	desviación típica	8 valores sin uso							
0.8	0.2	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.

Coefficiente de Voellmy (3)

media	desviación típica	8 valores sin uso							
-------	-------------------	-------------------	--	--	--	--	--	--	--

50	10	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

Coefficiente de profundidad (501)

media	desviación típica	8 valores sin uso							
0.7	0.2	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.

Y así se continua con las demás magnitudes, en caso de que las hubiera, para la zona 1. Una vez terminada la zona 1, se haría lo mismo con la zona 2.

Respecto de los posibles tipos de distribuciones continuas (Prob law) que se implementan, los índices correspondientes son:

Índice	Tipo	Parámetros
0	Distribución uniforme (por implementar)	a, b
1	Triangular	a,b,c
2	Normal	media, desviación típica
3	Log normal	media, desviación típica

No se implementan otras distribuciones continuas, aunque sí una vía para emplearlas, que es el uso de distribuciones definidas de forma discreta.

Para ello, se introduce una nueva clase, con un índice de 100. La información a dar, para cada magnitud y zona es la siguiente:

Tipo de distribución
100

Número de puntos en el histograma
15

valores de x														
0.	0.6	0.	0.7	0.	0.8	0.	0.9	1.	1.0	1.	1.1	1.	1.2	1.
6	5	7	5	8	5	9	5	0	5	1	5	2	5	3

frecuencias
0.125, 0.375, 0.625, 0.875, 0.950, 0.95, 0.85, 0.75, 0.65, 0.55, 0.45, 0.35, 0.25, 0.15

Por lo tanto, si se discretiza la distribución continua, se pueden dar sus valores aquí.

Finalmente, en el fichero se da un último bloque, específico del análisis probabilista de la propagación.

ventanas de análisis de amenaza ic_cases_win
0 (no hay) 1 (existen)

En el caso de que existan ventanas, se debe dar al final del fichero de datos nombre.dat la información relativa a cuántas ventanas hay y de qué tipo son. Esto se describirá al tratar del fichero de datos.

7.5.3. Fichero de datos *nombre.dat*

Este archivo proporciona los datos de control necesarios para los módulos SPH y SPH_SW. Es importante destacar que el nombre del archivo ha sido proporcionado en el archivo MASTER.DAT.

1 (<i>número de líneas de texto explicativo</i>)
Descripción del problema

Tipo de problema SW
0

Nhist	rndm fact
0	0.0

Ndimn
2

ic_soil	ic_water	ic_vps	ic_abs
1	0	0	0

Método de definir los puntos iniciales de la avalancha: soil_unkno	h_inf_SW
7	0.01

Fichero de datos del deslizamiento
Picacho caso base modif tanFi Xi h

tipo de algoritmo SPH <i>sph_algorithm</i>	algoritmo de búsqueda de partículas vecinas <i>search_neighbours</i>	algoritmo de actualización del tamaño del kernel <i>h_update</i>	Tipo de kernel
2	4	2	4

Actualización de la profundidad del deslizamiento <i>sum_dens</i>	Promediar velocidades <i>av_vel</i>	sin uso	normalización de la altura <i>nor_dens</i>
T	T	F	F

P1. acel. de la gravedad	P2 dens	P3 Voellmy	P4 Erosión	P5 tipo de ley reológica	P6 Tauy0	P7 Visco K
9.8	2000.	50.	0.0022	7	0	0

P8 Mu	P9 tan(fi_inf)	P10 h_frict0	P11	P12 tan(Fi_0)	P13 Bcons	P14
0	1.0	1.e-2	-.999	0.	0.001	1.0

P15 h_comp						
0,001						

K0 activada?
0

Indicador de cálculo con presiones intersticiales <i>icpwp</i>
3

Utilidad para emplear mallas de salida más gruesas <i>coarse_mesh</i>
0

Filtro para las variables de salida (1 se usa, 0 n0) <i>output_filter</i>							
	1.hs	2.disp	3.v	4.Pw	5 eros	6..Z	
	1	1	1	1	0	1	

	7..hrel	8..hw	9..eta	10.. hs+hw	11 dummy	12...dummy	
	0	0	0	1	0	0	

Tiempo de control final (usar este valor)
1.e+12

Nota 9. El siguiente conjunto de datos son principalmente parámetros materiales. Nos concentraremos en el caso que se estudia aquí, donde hemos supuesto un fluido friccional con una viscosidad turbulenta de Voellmy. Los valores son los siguientes:

P1 Aceleración de la gravedad 9,8 m/s²

P2 Densidad de la mezcla 2000 Kg/m³

P3 Coeficiente de Voellmy 50 m/s²

P4 Coeficiente de la ley de erosión de Hungr 97e-4 m⁻¹. La velocidad de erosión viene dada por $E_t = E_s h \bar{v}$ donde E_s se puede obtener directamente de los volúmenes inicial y final del material y la distancia recorrida como $E_s \approx \frac{\ln(V_{final} / V_0)}{\text{distance}}$. Las unidades de este coeficiente de erosión son L⁻¹

P5. Tipo de reología 7 significa un fluido friccional, con la viscosidad turbulenta de Voellmy agregada si P3 es diferente de cero.

P6, P7 y P8 son parámetros para fluidos de Bingham. Aquí son cero.

P9 y P12 son las tangentes de los ángulos de fricción inicial y final. Son iguales y se han mantenido por compatibilidad con versiones anteriores en las que la disipación de la presión intersticial se estimaba de forma aproximada.

P13 es un coeficiente de consolidación vertical, que se toma como cero ya que en este caso no se consideran presiones intersticiales.

P10 y P15 son límites para la profundidad del deslizamiento, para evitar dividir por valores muy pequeños al obtener la fricción del fondo.

P11 y P14 no se utilizan, se ponen en cero.

Datos de la ventana, que se incluyen al final del fichero cuando se activa esta utilidad en el fichero MASTER

ncase_win	número de ventanas a considerar
2	

Información de la ventana 1

coordenadas del origen de la ventana 1	
x_0 y_0	
lados a, b	
a, b	
ángulo del eje ξ con respecto a X	nota: positivo en sentido antihorario
θ	
Tipo de ventana is_target	El tipo target u objetivo 0 se empleó cuando la ventana se utilizó para controlar el valor de las magnitudes que caracterizan la amenaza al paso del deslizamiento por ella (ver recuadro rojo de la Figura 81)
0	

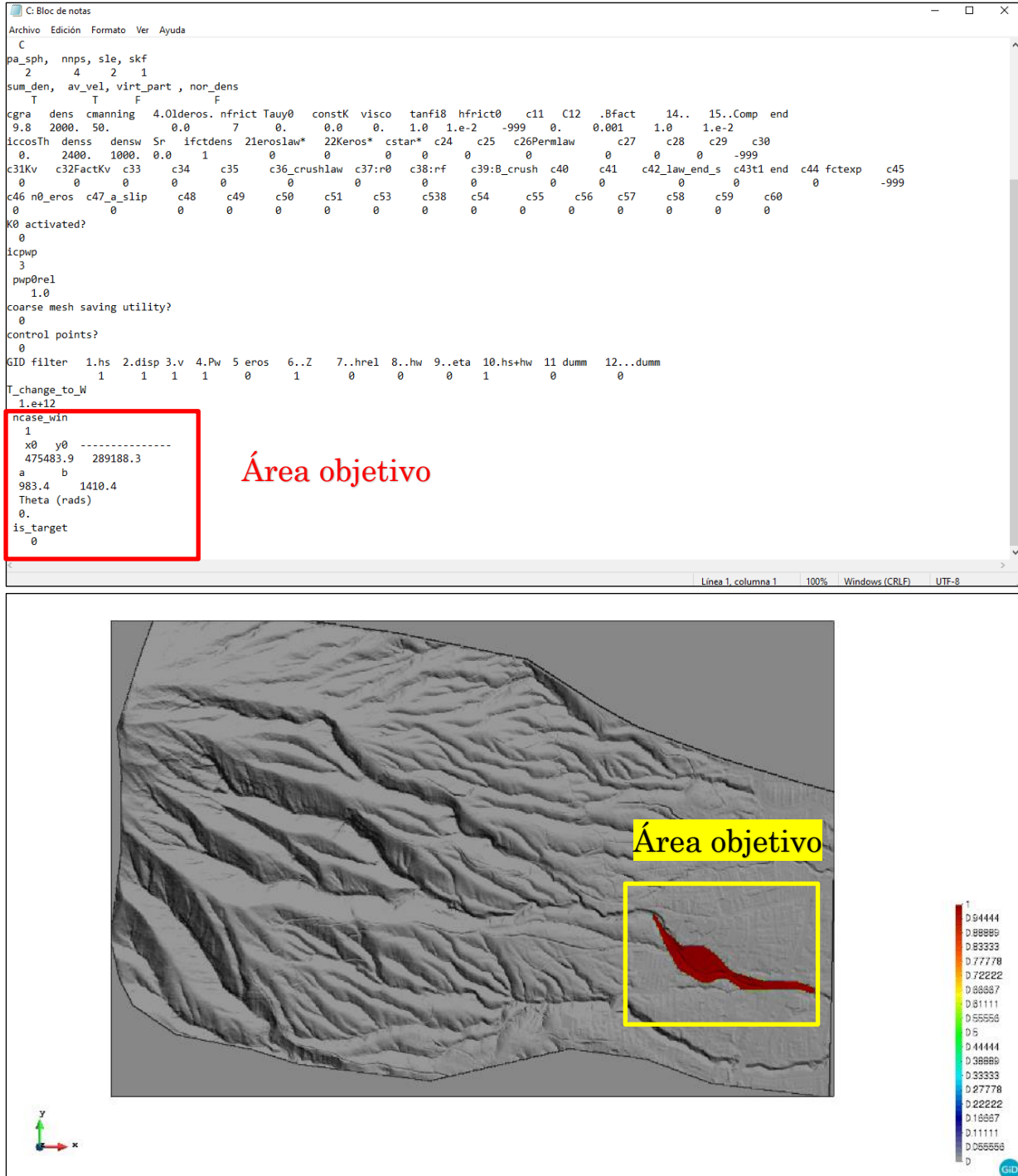


Figura 81. Definición del área objetivo en .dat file

Fuente: (Pastor, Tayyebi, & Hernández, 2023, sin publicar)

7.5.4. Datos de la masa inicial que desliza: *masa_deslizante. pts*

Este archivo proporciona los datos de la masa de deslizamiento. Este caso corresponde al parámetro *soil_unkno=7* descrito en *myfile.dat*.

número de puntos npoin source	espaciamiento de los puntos dados grid spacing	espaciamiento objetivo en x deltax	espaciamiento objetivo en y dely	factor de suavizado SPH facthsml
2402	1.0	10.0	10.0	3

coordenadas X	coordenadas Y	espesor del deslizamiento
472406.420	291563.103	7.0
472411.420	291563.103	7.0
472416.420	291563.103	7.0
472421.420	291563.103	7.0
472426.420	291563.103	7.0
.....

Nota. Se da al principio el número de puntos en los que se conoce el espesor del deslizamiento, un valor representativo de su espaciamento y los espaciamentos en X e Y de los puntos SPH a que se generan, (ver Figura 82).

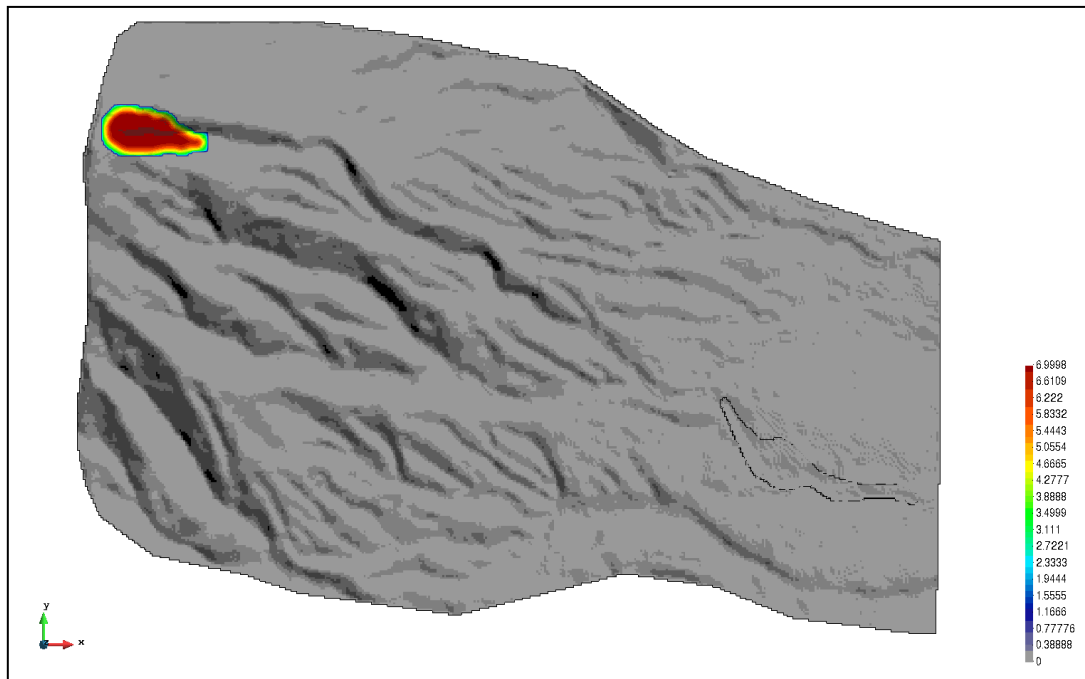


Figura 82. Representación gráfica de la zona de inicio con nodos SPH

Fuente: (Pastor, Tayyebi, & Hernández, 2023, sin publicar)

7.6. Modelización probabilista de propagación con Montecarlo, El Picacho, 1982.

Los resultados de la modelización de la propagación se presentaron en la Figura 83, las zonas o pixeles “marcadas” correspondieron a las zonas de tránsito y depósito de los nodos o partículas SPH , el programa almacenó las magnitudes del: volumen, velocidad y altura la masa que se moviliza, en términos de sus valores medios, mínimos, máximos y desviaciones típicas (Pastor, Tayyebi, & Hernández, 2023, sin publicar).

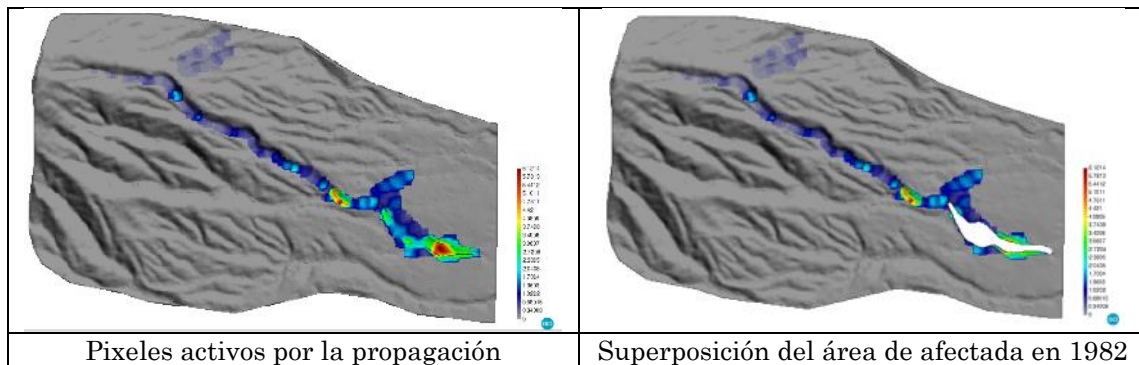
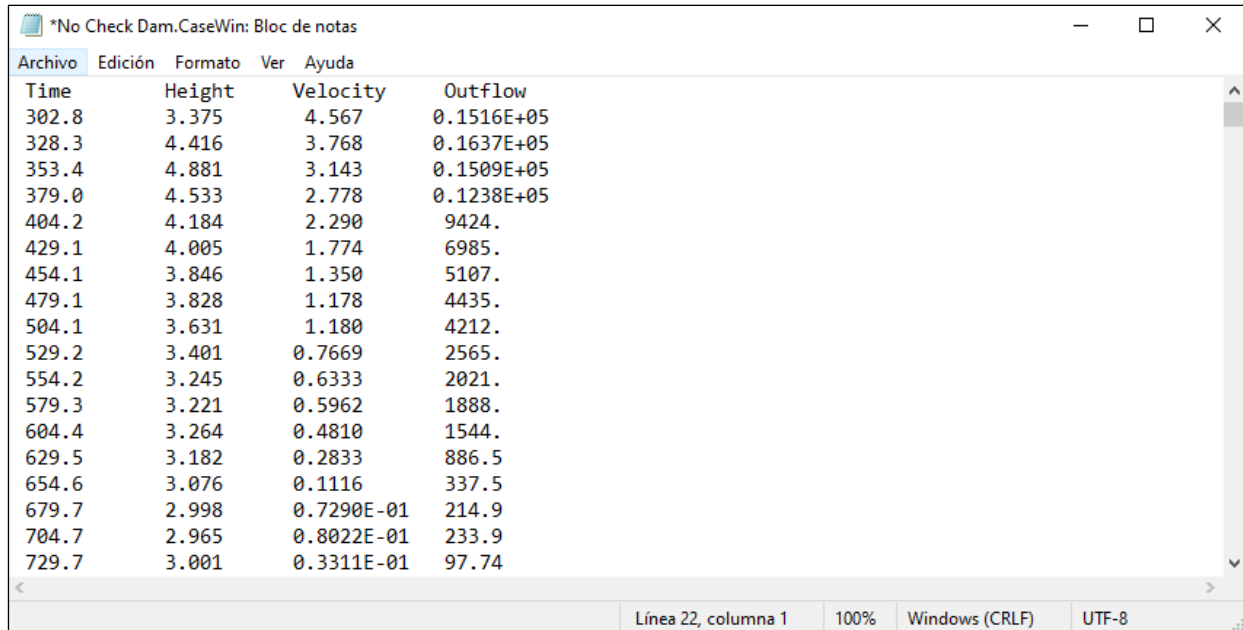


Figura 83. Representación gráfica de la propagación

Fuente: (Pastor, Tayyebi, & Hernández, 2023, sin publicar)

Por su parte, en la Figura 84 se muestran los resultados de la modelización de la propagación, valores medios de intensidad (h) y (v) de la masa que se moviliza en cada paso de tiempo, así como, el valor del caudal (q) que es igual $(h) \times (v) \left[\frac{m^3}{s} \right]$, el cual corresponde a la cantidad de material que ingresa al área objetivo o target.



The image shows a Notepad window titled '*No Check Dam.CaseWin: Bloc de notas'. The window contains a table of numerical data with four columns: Time, Height, Velocity, and Outflow. The data is presented in a list format with each row representing a time step. The Outflow column uses scientific notation for values greater than 1000 and decimal notation for smaller values.

Time	Height	Velocity	Outflow
302.8	3.375	4.567	0.1516E+05
328.3	4.416	3.768	0.1637E+05
353.4	4.881	3.143	0.1509E+05
379.0	4.533	2.778	0.1238E+05
404.2	4.184	2.290	9424.
429.1	4.005	1.774	6985.
454.1	3.846	1.350	5107.
479.1	3.828	1.178	4435.
504.1	3.631	1.180	4212.
529.2	3.401	0.7669	2565.
554.2	3.245	0.6333	2021.
579.3	3.221	0.5962	1888.
604.4	3.264	0.4810	1544.
629.5	3.182	0.2833	886.5
654.6	3.076	0.1116	337.5
679.7	2.998	0.7290E-01	214.9
704.7	2.965	0.8022E-01	233.9
729.7	3.001	0.3311E-01	97.74

Figura 84. Salida numérica de modelización (valores medios)

Fuente: (Pastor, Tayyebi, & Hernández, 2023, sin publicar)

8. El Picacho, 1982, con incremento de agua

En los capítulos 3 y 4 de esta investigación, se describe a detalle el modelo SPH integrado en profundidad, el cual hace parte del programa GeoFlow_SPH, mediante el cual se realizan todas las modelizaciones numéricas de esta investigación.

Teniendo en cuenta que: i) la infiltración del agua lluvia es el disparador del deslizamiento El Picacho, 1982 y ii) Se considera en este caso que, la escorrentía superficial debida a la lluvia, juega un papel determinante en la propagación, dada la cantidad agua ganada por la masa movilizada durante el tránsito sobre las zonas encharcadas del drenaje natural, hasta su depositación en la zona urbana de San Salvador, de esta forma la masa movilizada gana volumen de agua provocando que el alcance y la intensidad del deslizamiento sean mayores, respecto de un movimiento que se desplace sobre superficies secas.

De acuerdo con lo anterior (Pastor, y otros, 2024, pendiente publicación), modifican las rutinas del programa GeoFlow_SPH integrado en profundidad, de tal forma que permite aproximar simulaciones de flujos rápidos con modelos de dos fases (sólida y fluida) a modelizaciones de una fase, donde se varia el contenido de agua, tanto en la fase de desaturación, como en la de incremento de agua.

A continuación, se relacionan los principales ajustes del programa Geoflow_SPH, tomado de (Pastor, y otros, 2024, pendiente publicación):

8.1. Modelo matemático

8.1.1. Modelo integrado en profundidad

De acuerdo con (Pastor, y otros, 2024, pendiente publicación), se toma como base el modelo descrito en el capítulo 3 de este documento, partiendo de la ecuación de

balance de masas numerada (3.109), se incluye el termino q_w , que caracteriza la entrada de agua en la masa movilizada:

$$\begin{aligned} \frac{\bar{d}^{(s)}}{dt} ((1 - \bar{\eta})h) + (1 + \bar{\eta})h \operatorname{div} \bar{v}_s &= (1 - \bar{\eta})e_R \\ \frac{\bar{d}^{(w)}}{dt} (\bar{\eta} \alpha_{sat} h) + \bar{\eta} \alpha_{sat} h \operatorname{div} \bar{v}_w &= \bar{\eta} e_R + q_w \end{aligned} \quad (8.1)$$

Ecuaciones de balance momento lineal

Fase Solida:

$$\frac{\bar{d}^{(s)} \bar{v}_s}{dt} = - \frac{1}{h_s} \operatorname{grad} P_s + \frac{1}{h_s} F_s \operatorname{grad} \bar{\eta} + S_s \quad (8.2)$$

Y para la fase fluida:

$$\frac{d^{(w)} \mathbf{v}_w}{dt} = - \frac{1}{h_w} \operatorname{grad} P_w + \frac{1}{h_w} F_w \operatorname{grad} \bar{\eta} + S_w$$

Donde se introducen los términos presión del sólido y fluido $P_{(\alpha)}$, flujo $F_{(\alpha)}$ y de fuente $S_{(\alpha)}$, $\alpha = [s, w]$, ver ecuaciones (3.114), (3.115) y (3.116) y las ecuaciones de las fuerzas integradas en profundidad se asumen hidrostáticas cuando se integran a lo largo de la profundidad (ver ecuación 3.112), respecto de la presión intersticial \bar{p}_w la ecuación se relaciona con el número (3.113).

Según (Pastor, y otros, 2024, pendiente publicación), la evolución del exceso de presión de poros se puede modelar con una malla de diferencias finitas (Pastor, y otros, 2015), mediante una función de forma “ad hoc” como propone (Iverson R. M., 1997), o utilizando una función de forma armónica de cuarto de senos, donde las condiciones de contorno son los valores de exceso de presión de poros en la superficie y en la base, las cuales son cero (Pastor y otros (2002) y (2009a)). Este modelo integrado en profundidad de dos fases tiene en cuenta los cambios en las fracciones de volumen de las fases fluida y sólida. Mientras que la porosidad del lecho saturado, está incluida en los términos de erosión, permitiendo variaciones

en las fases sólida y fluida; en lo que respecta al incremento del fluido en la masa movilizada, este se realiza a través de q_w .

Las derivadas materiales de las ecuaciones de balance de masas y de momento lineal, se pueden considerar iguales, siempre que exista grandes fuerzas de interacción derivadas de una permeabilidad baja, las cuales se pueden combinar sumándolas, así:

$$\frac{\bar{d}h}{dt} \text{div} \bar{v} = e_R + q_w \quad (8.3)$$

$$\frac{\bar{d}^{(s)} \bar{v}}{dt} = -\frac{1}{h} \text{grad} P + S \quad (8.4)$$

Donde

$$P_s = \left\{ -\frac{1}{2} h^2 [(1 - \bar{\eta}) \rho_s + \alpha_{sat}^2 \eta p_w] b_3 \right\} \quad (8.5)$$

Y

$$\begin{aligned} S &= \frac{1}{\rho h} \left\{ \tau_b + \bar{\rho} b h_w - \eta \rho (\bar{v}_w - v_w^{(b)}) e_R - \bar{\eta} \rho_w (\bar{v}_w - v_w^{(b)}) q_w \right\} \\ \tau_b &= \tau_b^{(s)} + \tau_b^{(w)} \\ \bar{\rho} &= [(1 - \alpha_{sat}) (1 - \eta) \rho_s + \alpha_{sat} (1 - \eta) \rho_s + \eta p_w] \end{aligned} \quad (8.6)$$

Para problemas de una fase con dos capas, estas ecuaciones consideran los siguientes efectos:

- La variación del contenido de agua, como:

$$\frac{dh_w}{dt} = q_w \quad (8.7)$$

Donde h_w depende directamente de la permeabilidad

- $\alpha_{sat} = 1$, para capa saturada, cuando $\alpha_{sat} \neq 1$, se trata de una columna de suelo parcialmente saturada, con la capa seca en la parte superior.

8.1.2. Modelo de evolución de presión de poros

El modelo 1D relacionado en (Pastor, y otros, 2023), describe las ecuaciones de la evolución de la presión de poros para problemas de dos capas y dos fase, así:

$$\frac{d^{(s)}\Delta P_w}{dt} = -\bar{\rho}' b_3 \frac{d^{(s)}h}{dt} \left(1 - \frac{X_3}{h}\right) + \frac{\partial}{\partial X_3} \left(C_v \frac{\bar{\eta}}{c_d} \frac{\partial \Delta P_w}{\partial X_3} \right) - E_m \frac{1}{1-\bar{\eta}} \frac{d^{(s)}\bar{\eta}}{dt}$$

Para: $= 0 \leq X_3 \leq h_{sat}$ (8.8)

Donde:

E_m : es el módulo edométrico del suelo de Skenton.

C_v : es el módulo de consolidación.

Estos dependen de la forma en que se describan las fuerzas de interacción entre las fases (varía según el modelo implementado).

Por su parte, $\bar{\rho}'$ es la media de la densidad efectiva.

$$\bar{\rho}' = \bar{\rho} - \alpha_{sat}\rho_w$$

Para solucionar la anterior PDE (por su sigla en inglés) 1D, se establecieron las condiciones iniciales de los niveles de agua en la superficie y en el fondo. Este se trata de un problema de Stefan ya que las condiciones de frontera se encuentran en una interface donde una de las superficies se mueve (Pastor, y otros, 2023)

Los casos particulares son:

- i. Ley de Darcy's

$$C_v = E_m \frac{\bar{k}_w}{\rho_w g}$$

Donde, \bar{k}_w es la permeabilidad, $[\bar{k}_w] = LT^{-1}$ y g , es la aceleración de la gravedad.

ii. Ley de Anderson

$$C_v = E_m \frac{n^{m+1}}{n(1-n)\rho_w} \frac{1}{g(\rho_s - \rho_w)} V_T$$

Donde:

V_T : es la velocidad terminal de las partículas que caen dentro del fluido y m , es una constante

Considerando que el fondo es impermeable y en la superficie hay exceso de presión de poros, se puede resolver implementando una aproximación de cuartos de coseno:

$$\Delta p_w(x_3, t) = \Delta p_{w0}(t) \cos\left(\frac{\pi x_3}{4\alpha_{sat} h}\right) \quad (8.9)$$

Para las condiciones de frontera en mención, $\Delta p_{w0}(t)$ corresponde al exceso de presión de poros en el fondo.

Se reemplaza en la PDE ecuación (8.8), para $x_3 = 0$, se obtiene una ODE.

$$\frac{d\Delta p_{w0}}{dt} = -\bar{\rho}' b_3 \frac{dh}{dt} - \frac{\pi^2 C_v}{4} \Delta p_{w0} - E_m \frac{1}{1-\bar{n}} \frac{d\bar{n}}{dt} \quad (8.10)$$

8.2. Modelo numérico: Modelo SPH integrado en profundidad

8.2.1. SPH para una y dos fases en mezclas fluidificadas

Se implementan dos modelos: i). de una fase acoplado con dos capas y ii). Acoplado de dos fases y dos capas, descrito en (Pastor, y otros, 2023), Figura 33.

En los nodos SPH las incógnitas, son las magnitudes características de la intensidad del deslizamiento (altura y velocidad), las cuales dependen de la posición y el tiempo, así:

$$h(x_1, x_2, t), \bar{v}(x_1, x_2, t) \quad (8.11)$$

Y la presión de poros en exceso de la hidrostática,

$$\Delta p_w(x_1, x_2, x_3, t) \quad (8.12)$$

Luego se incluye a cada nodo:

- i. La fracción de la capa saturada como: $h_{sat} = \alpha_{sat} h$
- ii. La porosidad η

Por la tanto, la altura del flujo está dada como:

$$\begin{aligned} h_w &= \bar{\eta} \alpha h \\ h_\alpha &= \bar{\eta} (1 - \alpha) h \\ h_s &= (1 - \bar{\eta}) h \end{aligned}$$

Dado que la posición relativa de los nodos SPH afecta la longitud de suavizado del núcleo h_{SML} , se opta por la alternativa propuesta por (Benz, 1990).

Partiendo de la premisa que todo el volumen de los nodos SPH, es constante, se tiene que al considerar dos veces n y $n+$, la siguiente expresión:

$$\Omega_i^{n+1} h_i^{n+1} = \Omega_i^n h_i^n$$

Si Ω_I^n es el área de integración, se puede aproximar como $\Omega_I^n = K(h_{SML,I}^n)^{n_{dim}}$, siendo K una constante, es posible estimarla a través de la ecuación:

$$K(h_{SML,I})^{n_{dim}} h_I = \text{Constant}$$

Se obtiene:

$$\frac{dh}{h} = -n_{dim} \frac{dh_{SML}}{h_{SML}} \quad (8.13)$$

Esta relación se obtiene a partir de suponer que la masa y el volumen es constante, y que las variaciones de altura se deben al cambio de la longitud de suavizado, (Pastor, y otros, 2023).

Se utiliza el método de (Liu & Liu, 2003), consistente en combinar la siguiente ecuación de balance de masas, con la ecuación (8.13):

$$\frac{dh}{dt} = -h \operatorname{div} v + q_w$$

En la que el primer término de la izquierda contribuye a la variación de la longitud de suavizado, se obtiene la ecuación de evolución:

$$\frac{dh_{SML}}{dt} = -\frac{h_{SML}}{n_{dim}} \operatorname{div} v \quad (8.14)$$

No se tiene en cuenta la contribución del termino C. el incremento de masa q_w se implementa en el código para que se calcule de forma posterior.

El incremento de la profundidad se calcula así:

$$\frac{dh^{(1)}}{dt} = -h \operatorname{div} v$$

$$\frac{h^* - h^n}{\Delta t} = -h^n \operatorname{div} v^n$$

Luego

$$\frac{dh^{(2)}}{dt} = q_w$$

$$\frac{h^{n+1} - h^*}{\Delta t} = -h^* \operatorname{div} v^n$$

8.3. Modelo reológico

Bagnold propone las siguientes expresiones como los componentes del tensor de tensiones en un fluido:

$$\sigma_{xz} = a_i \sin \alpha_i \rho_s \lambda^2 d_s^2 \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2$$

$$\sigma_{zz} = p + a_i \cos \alpha_i \rho_s \lambda^2 d_s^2 \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2$$

Donde:

- Se asume como la tensión de compresión son positivas.
- $u(z)$ es la velocidad en la altura z .
- a_i es un parámetro del modelo, que es tomado por algunos autores igual 0.01.
- d_s es el diámetro característico del grano que compone la mezcla de suelo.
- Bagnold utiliza la concentración lineal λ , definida con la siguiente expresión:

$$\frac{1}{\lambda} = \left(\frac{C_{\max}}{C} \right)^{\frac{1}{3}} - 1$$

Donde:

- C and C_{\max} son la concentración y el máximo posible de concentración, respectivamente, para esferas es $\frac{\pi}{3\sqrt{2}}=0.74$, Julián y León, por su parte proponen un valor de 0.615.
- Bagnold observa valores de concentración lineal λ de 17 y 14, para cortante general e inicio de fluidificación, respectivamente.

De forma más compacta, las ecuaciones de tensiones se escriben así:

$$\begin{aligned}\tau &= \mu_B \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 \\ \sigma_v &= p + \mu_B \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 \\ \sigma_h &= \sigma_v\end{aligned}$$

Luego, se introduce el siguiente coeficiente:

$$\mu_B = a_i \sin \alpha_i \rho_s \lambda^2 d_s^2$$

Según (Pastor, y otros, 2024, pendiente publicación), en pruebas realizadas por Bagnold, el utiliza partículas cuyas densidades son iguales a la densidad del fluido en el reómetro, esto provoca que la presión hidrostática p sea cero y el ángulo se estima en términos de fricción dinámica.

La tensión basal se estima a partir de conocer la velocidad integrada en profundidad:

$$\bar{u} = \frac{1}{h} \int_0^h u(z) dz$$

Tensión basal:

$$\tau_b = \frac{25}{4} \mu_B \frac{u^{-2}}{h^2}$$

Luego se incluye un término de fricción:

$$\tau_b = \rho' gh \cos \theta (1 - R_u) \tan \phi' + \frac{25}{4} \mu_B \frac{u^{-2}}{h^2}$$

(O'Brien & Julien, 1988), luego (Julien & Lan, 1991) proponen una clase general de modelos reológicos:

$$\tau = \tau_y + \eta \frac{du}{dy} + \xi \left(\frac{du}{dy} \right)^2$$

Autores como Ding y otros (2022), mencionan que los flujos de lodo se producen cuando las tensiones elásticas y viscosas son dominantes, mientras que los flujos de escombros corresponden a regímenes donde las tensiones dispersivas son dominantes.

Según (Ayotte & Hungr, 2000) es posible determinar la tensión basal de un suelo fluidificado utilizando el modelo de Voellmy's:

$$\tau_b = \rho' gh \cos \theta (1 - R_u) \tan \phi' + \rho g \frac{1}{\zeta} u^{-2}$$

Siendo ζ el coeficiente de Voellmy.

Una limitante de este modelo es que no permite que el coeficiente sea variable de acuerdo con el contenido de agua, aspecto fundamental en las modelizaciones de El Picacho, 1982.

Es posible relacionar el coeficiente de Voellmy con la concentración lineal λ del modelo Bagnold , así:

$$\rho g \frac{1}{\zeta} u^{-2} = \frac{25}{4} \mu_B \frac{u^{-2}}{h^2}$$

Donde

$$\mu_B = a_i \sin \alpha_i \rho_s \lambda^2 d_s^2$$

El coeficiente de Voellmy puede expresarse en los siguientes términos:

$$\zeta = \mu_V \frac{1}{h^2} \frac{1}{\lambda^2}$$

Se introduce:

$$\mu_V = \frac{4}{25} \frac{g}{a_i \sin \alpha_i \rho_s d_s^2}$$

(Pastor, y otros, 2023), proponen el siguiente modelo para flujos de detritos con altos contenidos de arenas.

$$\begin{aligned} \tau_b &= \rho' gh \cos \theta (1 - R_u) \tan \phi' + \frac{\rho g}{\zeta} u^{-2} \\ &= \rho' gh \cos \theta (1 - R_u) \tan \phi' + \frac{\rho g}{\mu_V} h^2 \lambda^2 \end{aligned}$$

La concentración lineal utilizando la porosidad es:

$$\left(\frac{1}{\lambda}\right) = \left\{ \left(\frac{n_{s\max}}{1-n}\right)^{1/3} - 1 \right\}$$

Donde $n_{s\max}$ es el valor máximo alcanzable de la fracción sólida, siendo igual a 0.615.

Utilizando un valor de $\lambda = 14$, (sugerido por Bagnold) se obtiene una porosidad de 0.5.

8.4. Propagación

Dado que se trata del deslizamiento relacionado en el capítulo anterior, se utilizan los insumos allí descritos.

Nuevamente se utilizó el código GeoFlow_SPH para modelar la propagación del flujo.

La estructura y la información que componen los archivos de entrada que se muestran a continuación, se tomaron de (Pastor, y otros, 2024, pendiente publicación).

8.5. Cálculo de la distribución espacial de la propagación con Inflow (incremento de agua en la masa movilizada)

Los ficheros de topografía .top y .pts, se generan luego de hacer el análisis espacial del DTM, de las zonas de: inicio, estudio y depositación, cuya representación gráfica es la de la Figura 80.

8.5.1. Fichero de control *nombre.MASTER.DAT* (caso general Mcarlo)

Este fichero de control emplea la información relevante, describiendo bloques en los que se estructura.

1	número de líneas de texto descriptivo
Picacho 1982, Inflow	texto descriptivo

if_sph	if_gfl	ic_Cases_Mat
1	0	0

En este bloque se activa el programa SPH, del que se emplea un módulo, no se activa la opción segunda (if_gfl), ni (ic_Cases_Mat), ya que se indica cuando el análisis es probabilista.

El siguiente bloque indica a la plataforma de que se trata de un análisis probabilista para la iniciación.

Tipo de problema	Tipo de análisis
1	4

Donde el tipo general de problema a especificar es 4, el 110 al nuevo método propuesto de deslizamiento infinito y corresponde el código 200 a un análisis probabilista de estabilidad.

Nombre del problema (para el fichero .dat)
<i>“nombre”</i>

Los cuatro siguientes bloques, que no eran relevantes para el análisis de iniciación se deben dar para la propagación.

dt	time_end	maxtimesteps
0.5	1000	1000000

print_step	save_step	plot_step
50	50	50

dt_sph	ic_adapt
0.1	1.

Numero de curvas de tiempo	max pts en ellas
0	6

En los casos que se contemplan esta tesis no se emplea, aunque hay que dar este bloque

ncases	ninfo
0	6

ventanas de análisis de amenaza	ic_cases_win
0 (no hay)	1 (existen)

8.5.2. Fichero de datos *nombre.dat*

Este archivo proporciona los datos de control necesarios para los módulos SPH y SPH_SW. Es importante destacar que el nombre del archivo se relaciona en el archivo MASTER.DAT.

1 (<i>número de líneas de texto explicativo</i>)
Picacho 1982 inflow

Tipo de problema SW
0

Nhist	rndm fact
0	0.0

Ndimn
2

ic_soil	ic_water	ic_vps	ic_abs
1	0	0	0

Método de definir los puntos iniciales de la avalancha: soil_unkno	h_inf_SW
7	0.01

Fichero de datos del deslizamiento
Picacho 1982 inflow

tipo de algoritmo SPH <i>sph_algorithm</i>	algoritmo de búsqueda de partículas vecinas <i>search_neighbours</i>	algoritmo de actualización del tamaño del kernel <i>h_update</i>	Tipo de kernel
2	4	2	1

Actualización de la profundidad del deslizamiento <i>sum_dens</i>	Promediar velocidades <i>av_vel</i>	sin uso	normalización de la altura <i>nor_dens</i>
T	T	F	F

P1.	P2 dens	P3 cmanning Voellmy	P4 Erosión	P5	P6 Tauy0	P7 Visco K
------------	----------------	----------------------------	-------------------	-----------	-----------------	-------------------

acel. de la gravedad				tipo de ley reológica		
9.8	2000.	30.	0.0	202	0	0

P8 Mu	P9 tan(fi_inf)	P10 h_frict0	P11	P12 tan(Fi_0)	P13 Bcons	P14
0	0.2	1.e-3	-.999	0.	0.001	1.0

P15 h_com p	P16iccosTh	P17dens s	P18dens w	20ifctdens*	...Pc34Ics at	Pc35ninf*
0,001	0.	2500	1000	1	1	0.3

tC101_TanFi Xi_Voellmy0 Exp_Xi a	tC101_TanFi Xi_Voellmy0 Exp_Xi a	tC101_TanFi Xi_Voellmy0 Exp_Xi a
0.3	16333	10.5

K0 activada?
0

Indicador de cálculo con presiones intersticiales <i>icpwp</i>
0

Utilidad para emplear mallas de salida más gruesas <i>coarse_mesh</i>
0

Filtro para las variables de salida (1 se usa, 0 n0) <i>output_filter</i>	1.hs	2.disp	3.v	4.Pw	5 eros	6..Z	
	1	1	1	0	0	1	

	7..hrel	8..hw	9..eta	10..hs+hw	11 dummy	12...dummy	
	1	0	0	1	0	0	

Tiempo de control final (usar este valor)
1.e+12

8.6. Modelización de propagación con Inflow, El Picacho, 1982.

Los resultados de la modelización de la propagación se presentan en la Figura 85, las zonas o pixeles “marcadas” correspondieron a las zonas de depósito de los nodos o partículas SPH.

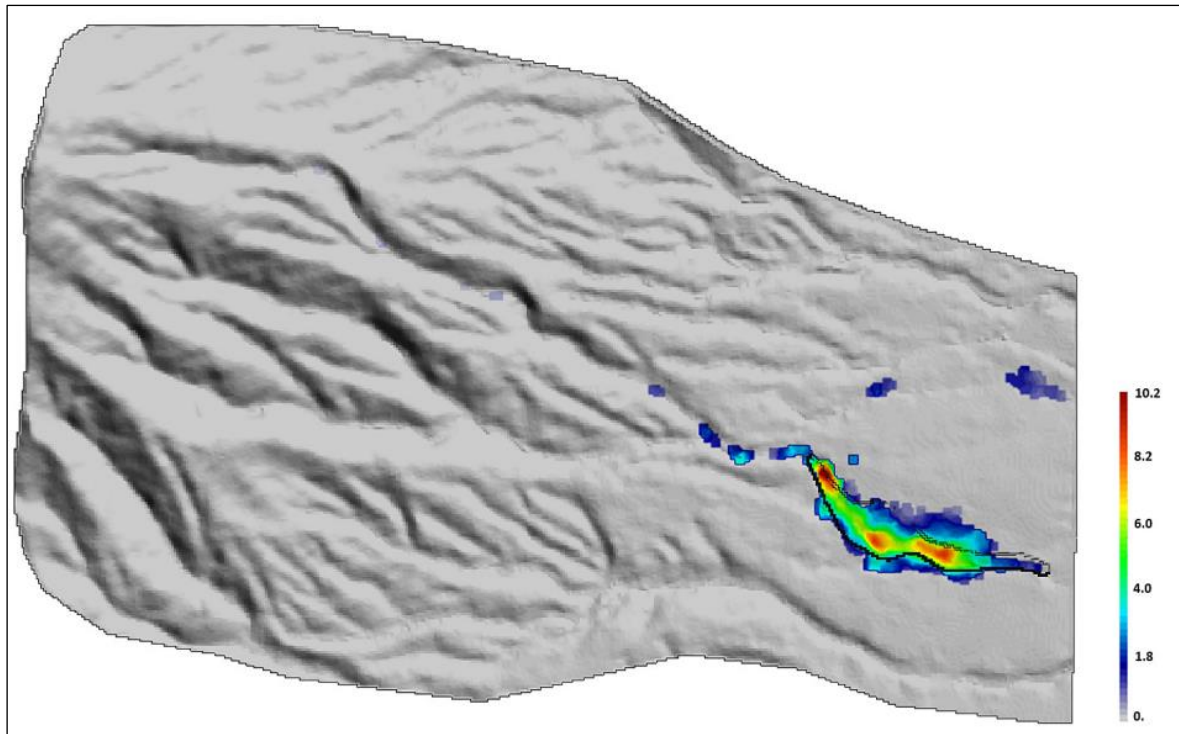


Figura 85. Depósito del flujo utilizando el modelo de Voellmy modificado y el modelo reológico, considerando los efectos del incremento del agua en la masa

Fuente: (Pastor, y otros, 2024, pendiente publicación).

9. Tegucigalpa, 2022, deslizamiento lento

Si bien es cierto que el enfoque de la presente investigación es la modelización numérica de deslizamientos que por sus tasas de movimiento (rápidos o superiores) son los causantes de mayores pérdidas dada la poca oportunidad de respuesta, en este capítulo se abordará el caso de un deslizamiento lento, mediante el cual se presenta la propuesta que realizan (Pastor, y otros, 2024, Pendiente de publicación) para el análisis numérico de la propagación utilizando el modelo SPH integrado en profundidad adaptado para análisis de propagación en movimientos de este tipo.

Según (Pastor, y otros, 2022, Sin publicar) en la colonia Guillen sector #2 de la ciudad de Tegucigalpa, Honduras, en 1998 se dispara por las intensas lluvias generadas por el huracán Mitch, un primer movimiento cuyo comportamiento es el de un flujo, luego en junio y julio de 2010, esta ciudad se ve afectada por lluvias que provocan la primera reactivación del movimiento en mención, pero esta vez en forma de un deslizamiento rotacional con estilo único y distribución creciente, retrogresivo y ensanchado que, afecta a por lo menos 70 casas; ya en septiembre 14 de 2022, nuevamente se reactiva el deslizamiento abandonado, presentándose como un deslizamiento ensanchado y traslacional, que averió 500 casas y dos mil personas resultaron damnificadas, (ver Figura 86).



Figura 86. Panorámica deslizamiento

Fuente: Alcaldía de Tegucigalpa modificada en (Pastor, y otros, 2022, Sin publicar)

A continuación, se presentan los esquemas y la tabla generados para el análisis de propagación: i). Perfil estratigráfico y representación de los procesos ocurridos, Figura 87, ii). Litología y geomorfología del área de estudio, Figura 88 y iii). Tabla resumen caracterización geotécnica, (ver Tabla 33):

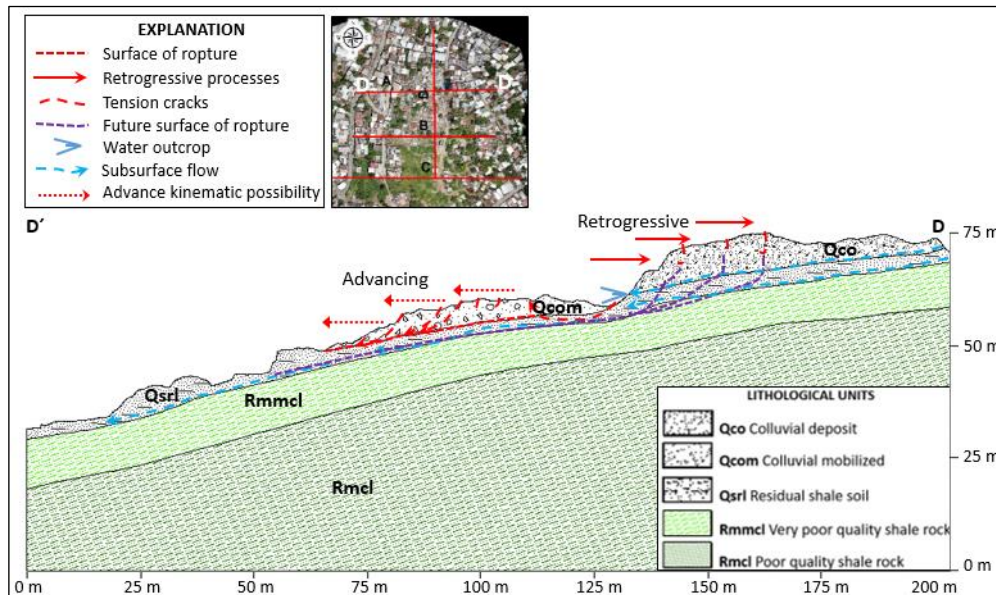


Figura 87. Perfil estratigráfico y representación de los procesos ocurridos,

Fuente: (Pastor, y otros, 2024, Pendeinte de publicación)

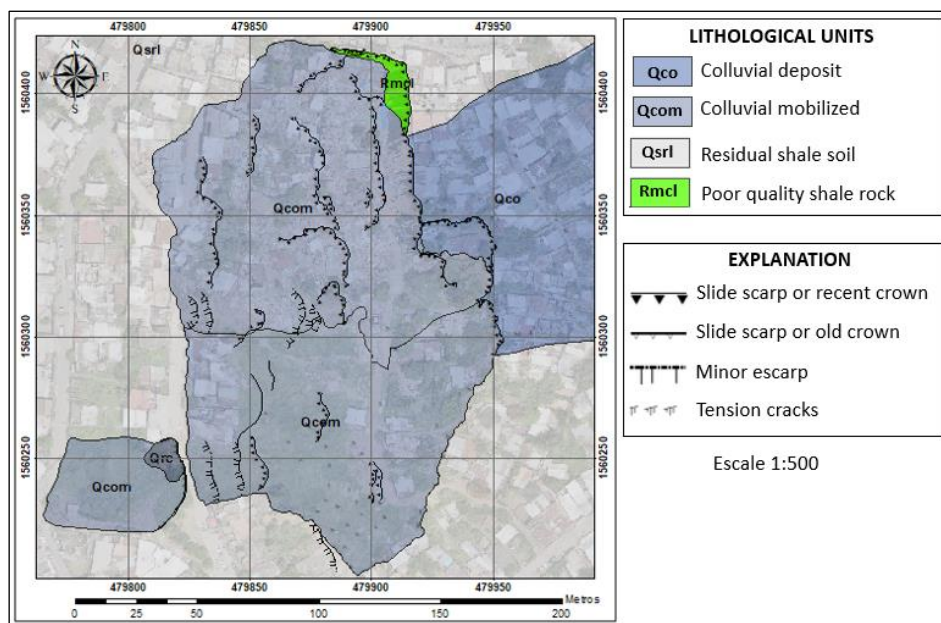


Figura 88. Mapa litológico y geomorfológico del área de estudio

Fuente: (Pastor, y otros, 2024, Pendeinte de publicación)

Tabla 33. Caracterización geotécnica

Propiedad		Media	Desviación Estándar
Angulo de fricción		23.88°	15.16°
Cohesión (Pa)		28500	2950
Densidad (Kg/m ³)	humedad	1628	280
Densidad (Kg/m ³)	saturada	1963	87

Fuente: (Suárez, 2022) adaptada en (Pastor, y otros, 2024, Pendeinte de publicación)

9.1. Hipótesis de falla

Se transcribe apartes del trabajo (Pastor, y otros, 2022, Sin publicar), como parte de la contextualización del problema físico:

De acuerdo, con el histórico de movimientos en masa ocurridos en la zona de estudio, la información disponible de imágenes de sensores remotos, geología, geotecnia y algunos relatos, se estableció que el mecanismo de falla es de tipo traslacional de tierras o detritos, la superficie de falla con profundidad inferida de 6 a 8 m y los espesores de los materiales movilizados alrededor de 8 metros, controlado en profundidad por el cambio de rigidez de los materiales, es decir, la capa de suelo – coluvión, se moviliza por sobre una capa de mayor rigidez como lo son las lutitas de muy mala calidad y muy alteradas.

Este escenario simula entonces un deslizamiento traslacional de tierras detonado por la pérdida de resistencia dadas las condiciones presentes de sobrecarga, saturación del suelo y desconfiamiento lateral del material por efecto de la reactivación del deslizamiento ocurrido en 2010...(Pastor, y otros, 2022, Sin publicar)

En la Figura 89 se muestra el modelo hidrogeológico conceptual.

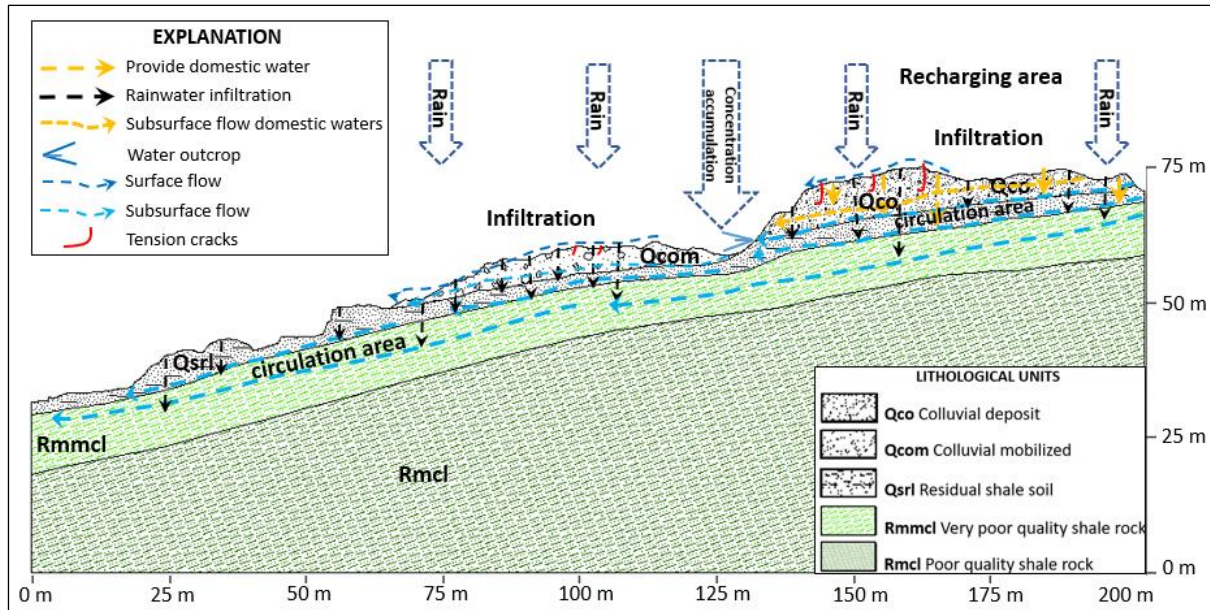


Figura 89. Modelo hidrogeológico conceptual

Fuente: (Pastor, y otros, 2024, Pendeinte de publicación)

Los modelos reológicos, matemáticos y numéricos que se describen a continuación, se toman de (Pastor, y otros, 2024, Pendeinte de publicación).

9.2. Modelo reológico

El modelo viscoplasticidad que se utiliza es el de (Perzyna, 1966), siguiendo los lineamientos del trabajo de (Vulliet & Hutter, 1988b).

(Perzyna, 1966) el material se describe con base en la relación:

$$\sigma' = D^e : (d - d^{vp}) \quad (9.1)$$

Donde D^e es el tensor constitutivo elástico, d es la tasa de velocidad de deformación del tensor y d^{vp} el componente elástico.

La parte viscoplástica de la velocidad de deformación es:

$$\mathbf{d}^{vp} = \gamma \mathbf{n}_g \langle \phi(F) \rangle \quad (9.2)$$

Donde:

γ : es la fluidez

\mathbf{n}_g : es el tensor normal unitario de la dirección del flujo plástico

$\phi(F)$: Una función que se define así:

$$\begin{aligned} (i) \quad \phi(F) &= \left(\frac{F - F_0}{F_0} \right)^N \\ (ii) \quad \phi(F) &= \left(\frac{F - F_0}{P_{atm}} \right)^N \\ (iii) \quad \phi(F) &= (F - F_0)^N \end{aligned} \quad (9.3)$$

Donde:

N : es un parámetro del modelo

P_{atm} : es la presión atmosférica

F : es la superficie convexa en el espacio de tensión

F_0 : es una similar a la medida de resistencia del material

La siguiente expresión reúne las alternativas (i) y (ii) antes relacionadas

$$\phi(F) = \frac{(F - F_0)^N}{P_{atm}^{n1} F_0^{n2}} \quad \text{con } n1 + n2 = N \quad (9.4)$$

Para el método de talud infinito, la anterior expresión se puede expresar, así:

$$\begin{aligned}
 (i) \quad \frac{\partial v}{\partial z} &= \gamma \left(\frac{\tau - s}{s} \right)^N \\
 (ii) \quad \frac{\partial v}{\partial z} &= \gamma \left(\frac{\tau - s}{p_{atm}} \right)^N \\
 (iii) \quad \frac{\partial v}{\partial z} &= \gamma (\tau - s)^N
 \end{aligned} \tag{9.5}$$

Donde:

τ es el esfuerzo cortante y τ_b es el esfuerzo cortante en la base.

$$\tau = \rho g (h - z) \sin \theta = \tau_b \left(1 - \frac{z}{h} \right) \tag{9.6}$$

s : es la resistencia del suelo en la base debida a la fricción.

$$s = \rho g (h - z) \cos \theta \tan \phi = s_b \left(1 - \frac{z}{h} \right) \tag{9.7}$$

A partir de las anteriores ecuaciones se obtiene la ley general para el método de talud infinito.

$$\frac{\partial v}{\partial z} = \gamma \frac{(\tau - s_b)^N}{p_{atm}^{n1} s_b^{n2}} \quad \text{con } n1+n2=N \tag{9.8}$$

Se tienen las siguientes consideraciones para el caso (i):

- El perfil de velocidad es lineal a lo largo de la profundidad h
- El esfuerzo cortante es basal y se formula, así:

$$\tau_b = s_b \left(1 + \left(\frac{2\mu\bar{v}}{h} \right)^{1/N} \right) \quad (9.9)$$

Se tiene a μ como el inverso de la fluidez $\mu=1/\gamma$, $[\mu]=T$ y a B como:

$$B = \frac{h}{2\mu} \quad [B] = LT^{-1} \quad (9.10)$$

El esfuerzo basal se puede definir como:

$$\tau_b = s_b \left(1 + \left(\frac{\bar{v}}{B} \right)^{1/N} \right) \quad (9.11)$$

Y la velocidad como:

$$\bar{v} = B \left(\frac{\tau_b - s_b}{s_b} \right)^N \quad (9.12)$$

Del modelo general (9.8), se tiene la siguiente ley:

$$\tau_b = s_b \left(1 + \left[\left(\frac{p_{atm}}{s_b} \right)^{n1} \frac{(m+2)\mu\bar{v}}{h} \right]^m \right) \quad (9.13)$$

Donde $m=1/N$, por lo que la ecuación 9,13 puede escribirse así:

$$\tau_b = s_b \left(1 + \left(\frac{\bar{v}}{B} \right)^m \right) \quad (9.14)$$

La velocidad se determina como

$$\bar{v} = B \left(\frac{\tau_b - s_b}{s_b} \right)^N \quad (9.15)$$

Y

$$B = \left(\frac{1}{n1+2} \right) \left(\frac{s_b}{p_{atm}} \right)^{n1} \frac{h}{\mu} \quad [B] = LT^{-1} \quad (9.16)$$

Ecuaciones para modelos 2D:

$$\tau_b = -\frac{\bar{v}}{|\bar{v}|} s_b \left(1 + \left(\frac{\bar{v}}{B} \right)^m \right)$$

and (9.17)

$$\tau_b = -\frac{\bar{v}}{|\bar{v}|} \left(\frac{s_b}{B} \right)^m$$

Retomando la alternativa (iii) (9.5), se observa que dicha expresión describe las leyes reológicas clásicas de tipo viscoso/cohesivos friccionales, donde para un fluido con viscosidad lineal es el modelo clásico de Bingham:

$$\tau = s + \left(\mu \frac{\partial v}{\partial z} \right)^m \quad \mu = \gamma^{-1} \quad (9.18)$$

Por su parte, para fluidos viscosos friccionales el cortante basal se determina con la siguiente expresión:

$$\tau_b = s_b + \left(\frac{\bar{v}}{B}\right)^m \quad (9.19)$$

$$\bar{v} = B(\tau_b - s_b)^{1/m}$$

Donde:

$$B = \frac{m}{2m+1} \frac{h}{\mu^{1/m}} \quad (9.20)$$

La velocidad y el esfuerzo cortante en la base, pueden expresarse según el caso, como:

$$\bar{v} = B \left(\frac{\tau_b - s_b}{s_b} \right)^{1/m}$$

O

$$\bar{v} = B(\tau_b - s_b)^{1/m}$$

Y

$$\tau_b = s_b \left(1 + \left(\frac{\bar{v}}{B} \right)^m \right)$$

O

$$\tau_b = s_b + \left(\frac{\bar{v}}{B} \right)^m$$

Donde se tiene un componente viscoso y otro no viscoso, dado por:

$$\tau_{b,V} = s_b \left(\frac{\bar{v}}{B} \right)^m \quad \tau_{b,NV} = s_b \quad (9.21)$$

y

$$\tau_{b,V} = \left(\frac{\bar{v}}{B} \right)^m \quad \tau_{b,NV} = s_b \quad (9.22)$$

Las expresiones que se relacionan parten de la premisa consistente en que, para cualquier punto dentro de la superficie de fluencia, la tasa de deformación viscoplástica es cero, como en todos los modelos clásicos de plasticidad.

Luego, en trabajos como los de superficie límite de (Dafalias & Popov, 1975) o de plasticidad generalizada de (Zienkiewicz & Shiomi, 1984) y (Pastor, Zienkiewicz, & Chan, 1990), se aplica principios más amplios donde la deformación plástica puede suceder dentro de la superficie de fluencia. Para que esto sea posible dentro de la viscoplasticidad, la deformación plástica está dada en 1D por:

$$\left(\frac{\tau_b}{s_b} \right)^N$$

Y la velocidad de tomarse como:

$$\bar{v} = B \left(\frac{\tau_b}{s_b} \right)^N \quad [B] = LT^{-1} \quad (9.23)$$

9.3. Modelo Matemático

9.3.1. Modelo integrado en profundidad

Como en los anteriores casos de estudio, en este se emplea el modelo integrado en profundidad desarrollado en el capítulo 3, el cual como se menciona, es el resultado de promediar las ecuaciones del modelo 3D, la profundidad se obtiene utilizando la expresión (3.100) y se utiliza la forma cuasi-lagrangiana de las ecuaciones integradas en profundidad donde se incluye una “derivada cuasimaterial” (ecuación 3.102).

En modelos de dos fases, se asume $\alpha_{sat} = 1$ para columnas de suelo saturadas, para columnas de suelo parcialmente saturadas (saturadas en la parte inferior y no saturadas en la parte superior, las densidades correspondientes se denotan, así:

$$\begin{aligned}\rho_1 &= (1 - \bar{n})\rho_s + \bar{n}\rho_w \\ \rho_2 &= (1 - \bar{n})\rho_s\end{aligned}\tag{9.24}$$

Y la densidad promedio de la columna es.

$$\bar{\rho} = (1 - \alpha_{sat})\rho_2 + \alpha_{sat}\rho_1\tag{9.25}$$

Las tensiones integradas en profundidad se estiman de la forma en la que se establece en ecuación (3.113), donde se supone que la \bar{P}_w se compone de dos términos, uno hidrostático y otro de exceso de presión de poros.

Los métodos integrados en profundidad de dos fases son capaces de considerar los cambios de volúmenes de las fases sólida y fluida.

Cuando las fuerzas de interacción debidas a la permeabilidad grande-pequeña, las derivadas materiales pueden considerarse iguales, por tanto, las ecuaciones de balance de masa y de momento lineal se pueden combinar sumándolas.

$$\frac{dh}{dt} + h \operatorname{div} \bar{\mathbf{v}} = e_R\tag{9.26}$$

Y

$$\bar{\rho} h \frac{d\bar{\mathbf{v}}}{dt} = -\operatorname{grad} P + S\tag{9.27}$$

Donde P es la presión de poros y equivale a:

$$P = \left\{ -\frac{1}{2} h^2 \bar{\rho}_p b_3 \right\}$$

Y

$$\bar{\rho}_P = (1 - \bar{n})\rho_s + \alpha_{sat}^2 \bar{n}\rho_w$$

Y el termino fuente S es:

$$S = \left\{ \boldsymbol{\tau}_b + \bar{\rho} b h - \bar{n} \bar{\rho} (\bar{\mathbf{v}} - \mathbf{v}^{(b)}) e_R \right\}$$

Se puede mencionar de las ecuaciones anteriores, que:

e_R : es la tasa de erosión y despositación, definida como el incremento de altura de la columna de suelo en movimiento por unidad de tiempo.

b_3 : es la fuerza de cuerpo a lo largo de x_3 (se debe tener en cuenta que si la base es horizontal $b_3 = -g$, siendo g la aceleración de la gravedad).

Se utiliza la derivada material para las partículas sólidas, dadas por $\frac{d\bar{\mathbf{v}}}{dt} = \frac{d^{(s)}\bar{\mathbf{v}}}{dt}$, se asume que las derivadas materiales de las partículas sólidas y fluidas son iguales donde la relación entre estas es del tipo: $\frac{d^{(w)}}{dt} = \frac{d^{(s)}}{dt} + (\mathbf{v}_w - \mathbf{v}_s)^T \cdot \text{grad}$.

τ_b : son los esfuerzos de corte en la superficie basal de la mezcla de suelo y $\mathbf{v}^{(b)}$ las velocidades de desplazamiento en la base.

9.3.2. Evolución de la presión de poros

La evolución del exceso de presión de poros para problemas de dos capas y dos fases, al igual que en el capítulo 8 de esta tesis, se toma de (Pastor, y otros, 2023), donde se asume que la porosidad no cambia.

$$\frac{d^{(s)}\Delta p_w}{dt} = -\bar{\rho}' b_3 \frac{d^{(s)}h}{dt} \left(1 - \frac{x_3}{h}\right) + \frac{\partial}{\partial x_3} \left(C_v \frac{\partial \Delta p_w}{\partial x_3} \right) \quad (9.28)$$

$$\text{Con } 0 \leq x_3 \leq h_{sat}(t)$$

C_v , $\bar{\rho}'$ y Δp_w se describen en el numeral 8.1.2

Si reemplaza en la PDE (9.28), para $X_3=0$, se obtiene.

$$\frac{d\Delta p_{w0}}{dt} = -\bar{\rho}' b_3 \frac{dh}{dt} - \frac{\pi^2 C_v}{4\alpha_{sat}^2} \Delta p_{w0} \quad (9.29)$$

9.3.3. Caso de deslizamientos lentos

En modelos numéricos explícitos se requiere de introducir incrementos de tiempo entre cada análisis, menores que los valores críticos, que para este caso son:

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{\sqrt{gh}} \quad (9.30)$$

Donde \sqrt{gh} es la velocidad de propagación de las ondas de superficie. Si se considera un Δx de 1 metro, que equivale a la separación entre nodos y una profundidad de la masa a movilizarse de $h=3m$, el incremento de tiempo mínimo es 0,18s.

Al considerar la aceleración como 0, se obtiene una aproximación donde no se tiene en cuenta la erosión, así las cosas, las ecuaciones de balance de masa y momento lineal se escriben de la siguiente forma:

$$\frac{dh}{dt} + h \operatorname{div} \bar{\mathbf{v}} = 0 \quad (9.31)$$

Y

$$\bar{\rho} h \frac{d\bar{\mathbf{v}}}{dt} = -\operatorname{grad} P + \mathbf{S}_{NV} + \mathbf{S}_V = 0 \quad (9.32)$$

Donde se tiene dos términos fuente, \mathbf{S}_{NV} describe los componentes no viscosos – independientes de la velocidad y \mathbf{S}_V las viscosas.

$$\mathbf{S}_{NV} = \{ \bar{\rho} \mathbf{b} h + \boldsymbol{\tau}_{b,NV} \} \quad (9.33)$$

Donde el modulo $\boldsymbol{\tau}_{b,NV}$ es la resistencia al cortante en la base s_b

$$s_b = \left| \tau_{b,NV} \right| \quad (9.34)$$

Y

$$S_V = \tau_{b,V} \quad (9.35)$$

De la ecuación del esfuerzo cortante relacionado en el numeral 9.1 Modelo reológico, se tienen los siguientes términos viscosos:

$$S_V = -n_v s_b \left(\frac{|\bar{v}|}{B} \right)^m \quad (9.36)$$

O

$$S_V = -n_v \left(\frac{|\bar{v}|}{B} \right)^m$$

Donde:

$$n_v = \frac{\nu}{|\bar{v}|} \quad (9.37)$$

Las ecuaciones de balance de momento lineal son:

$$\bar{\rho}h \frac{d\bar{v}}{dt} = -\text{grad } P + \bar{\rho}bh - n_v s_b \begin{cases} \left(\frac{|\bar{v}|}{B} \right)^m \\ \left(\frac{|\bar{v}|}{B} \right)^m \end{cases} = 0 \quad (9.38)$$

De la anterior se obtiene la velocidad en el tiempo (n+1) para el primer caso, así:

$$n_v s_b \left(\frac{|\bar{v}|}{B} \right)^m = -\text{grad } P + \bar{\rho}bh - n_v s_b \quad (9.39)$$

El término $-\text{grad} P + \bar{\rho} \mathbf{b} h - \mathbf{n}_v s_b$ se consideran como las fuerzas que desequilibran el balance, dicho desbalance se compensa con el termino viscoso que se observa en la parte izquierda de la ecuación anterior.

La siguiente ecuación resuelve el problema si se obtiene la velocidad en el tiempo (n+1):

$$\left[\mathbf{n}_v s_b \left(\frac{|\bar{\mathbf{v}}|}{B} \right)^m \right]^{n+1} = \left[-\text{grad} P + \bar{\rho} \mathbf{b} h - \frac{\mathbf{v}}{|\bar{\mathbf{v}}|} s_b \right]^n \quad (9.40)$$

La profundidad del suelo en el tiempo (n+1) se obtiene de resolver la ecuación de balance de masas (9.31).

9.4. Modelo numérico: Modelo SPH integrado en profundidad para deslizamientos lentos

Este y los otros modelos, se explican a lo largo del documento, razón por la cual solo se incluye en este aparte, las definiciones particulares desarrolladas para análisis de la propagación de deslizamientos lentos, propuesta por (Pastor, y otros, 2024, Pendeinte de publicación).

Ecuaciones de balance de momento lineal

$$0 = -\sum_J m_J \frac{P_I + P_J}{h_I h_J} \text{grad} W_{IJ} + \mathbf{S}_{NV,I} + \mathbf{S}_{V,I} \quad (a)$$

$$0 = -\sum_J m_J \left(\frac{P_I}{h_I^2} + \frac{P_J}{h_J^2} \right) \text{grad} W_{IJ} + \mathbf{S}_{NV,I} + \mathbf{S}_{V,I} \quad (b)$$

(9.41)

Teniendo en cuenta el término de las anteriores ecuaciones se tiene:

$$\mathbf{n}_v s_b \left(\frac{|\bar{\mathbf{v}}|}{B} \right)^m = -\sum_J m_J \frac{P_I + P_J}{h_I h_J} \text{grad} W_{IJ} + \mathbf{S}_{NV,I} + \mathbf{S}_{V,I} \quad (a)$$

$$\mathbf{n}_v s_b \left(\frac{|\bar{\mathbf{v}}|}{B} \right)^m = -\sum_J m_J \left(\frac{P_I}{h_I^2} + \frac{P_J}{h_J^2} \right) \text{grad} W_{IJ} + \mathbf{S}_{NV,I} + \mathbf{S}_{V,I} \quad (b)$$

(9.42)

Conocida la velocidad y actualizadas las posiciones de los nodos SPH, se obtiene la altura h del flujo, de la siguiente expresión:

$$h_i = \sum_j m_j W_{ij} \quad (9.43)$$

9.4.1. Estabilidad del modelo

Se retoma y amplía la propuesta de (Van der Veen, 1999) sobre los modelos eulerianos para glaciares, cuya principal característica es la de poder resolver sistemas con incrementos de tiempo grandes, que superan la limitación CFL de los sistemas hiperbólicos.

Se parte de considerar un problema 1D cuyas ecuaciones de balance de masa y momento lineal se relacionan en las ecuaciones (9.31 y 9.40), respectivamente.

$$\frac{dh}{dt} + h \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} = 0 \quad (9.44)$$

Y

$$s_b \left(\frac{\bar{v}}{B} \right)^m = -\frac{\partial P}{\partial x} + \bar{\rho} g_x h - s_b \quad (9.45)$$

Donde $g_x = g \sin \theta$, siendo θ el ángulo de inclinación de la ladera respecto del eje X; se supone $m=1$, se tiene que:

$$\bar{v} = -\frac{B}{s_b} \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{B}{s_b} + \bar{\rho} g_x h - 1 \quad (9.46)$$

La presión es igual a:

$$P = \frac{1}{2} h^2 \bar{\rho}_p g_z \quad (9.47)$$

Para un suelo friccional, la resistencia al cortante en la base es:

$$s_b = \bar{\rho}' g_z \cos \theta h \tan \phi$$

Con

$$\bar{\rho}' = \bar{\rho} - \alpha_{sat} \rho_w \quad (9.48)$$

$$g_z = g \cos \theta$$

Se sustituye en la ecuación (9.46)

$$\frac{\partial \bar{v}}{\partial x} = -\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{B}{s_b} \frac{\partial P}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{B}{s_b} \bar{\rho} g_x h \right) \quad (9.49)$$

El término $\frac{\partial P}{\partial x}$ corresponde a:

$$\begin{aligned} \frac{\partial P}{\partial x} &= \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{1}{2} h^2 \right) \bar{\rho}_p g_z + \frac{1}{2} h^2 \frac{\partial}{\partial x} (\bar{\rho}_p g_z) \\ &= \bar{\rho}_p g_z h \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{1}{2} h^2 \frac{\partial}{\partial x} (\bar{\rho}_p g_z) \end{aligned} \quad (9.50)$$

Luego, se sustituye en la ecuación (9.49):

$$\frac{\partial \bar{v}}{\partial x} = -\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\bar{\rho}_p g_z h}{s_b} B \frac{\partial h}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{1}{2} \frac{B}{s_b} h^2 \frac{\partial}{\partial x} (\bar{\rho}_p g_z) \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\bar{\rho} g_x h}{s_b} B \right) \quad (9.51)$$

Se introduce los términos A y B, así:

$$\begin{aligned} A &= \frac{\bar{\rho}_p g_z h}{s_b} B \quad [A] = LT^{-1} \\ C &= -\frac{1}{2} \frac{B}{s_b} h^2 \frac{\partial}{\partial x} (\bar{\rho}_p g_z) + \frac{\bar{\rho} g_x h}{s_b} B \quad [C] = LT^{-1} \end{aligned} \quad (9.52)$$

La velocidad se expresa de forma más compacta con la siguiente expresión:

$$\frac{\partial \bar{v}}{\partial x} = -\frac{\partial}{\partial x} \left(A \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial x} C \quad (9.53)$$

Se sustituye en la ecuación de balance de masas.

$$\frac{dh}{dt} = h \frac{\partial}{\partial x} \left(A \frac{\partial h}{\partial x} \right) - h \frac{\partial C}{\partial x} \quad (9.54)$$

Se observa que los problemas de modelización de deslizamientos lentos con el método SPH, se resuelve mediante una ecuación parabólica no lineal, con un coeficiente de difusión D .

$$D = \frac{\bar{\rho}_p g_s h^2}{s_b} B \quad [D] = L^2 T^{-1} \quad (9.55)$$

Se tiene la distancia entre nodos, por tanto, la condición de estabilidad es:

$$\Delta t \leq \frac{1}{2} \frac{\Delta x^2}{D} \quad (9.56)$$

Para establecer un orden de magnitud, el termino D puede tomar el valor hB , lo que demuestra que cuanto más alto los términos viscosos, mayores son los incrementos de tiempo a emplear.

$$D \approx hB \quad (9.57)$$

9.5. Modelación numérica propagación Tegucigalpa, 2022.

Se toma como referencia los desplazamientos medidos por (JICA, 2022), los cuales se presentan de forma esquemática en la Figura 90.

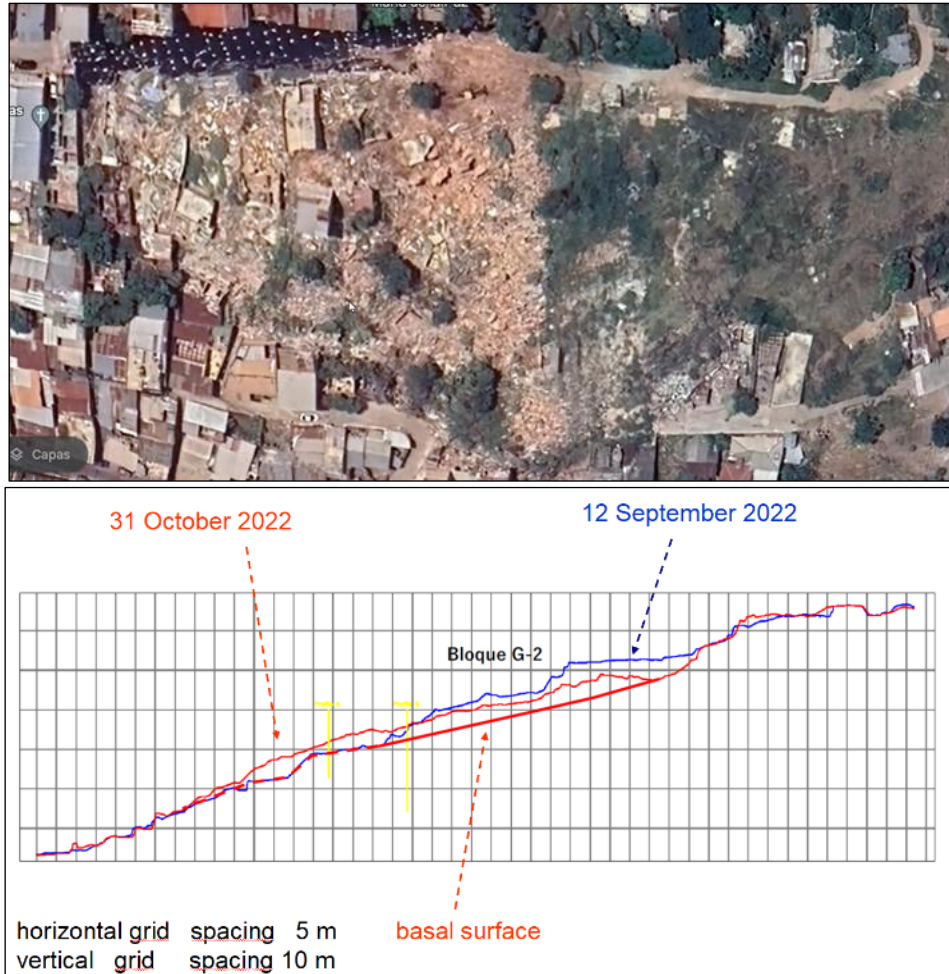


Figura 90. Perfil topográfico y desplazamientos

Fuente: (JICA, 2022)

Las simulaciones se realizan utilizando un incremento de tiempo de 1 hora, con una duración de 840h, ya que, si se toma el tiempo estándar, la modelación constaría de 70.000 pasos más de tiempo, lo que indica que el costo computacional de hacerlo lo volvería inviable.

En la Tabla 34, se presentan los parámetros que se utilizan en la modelización numérica

Tabla 34. Caracterización geotécnica propagación

Parámetro	Valor	Unidades
$\tan \phi$	0.3	n-d (non-dimensional)

c	Cohesión	0	Pa
B	Reológico	1.9e-2	m/h
n	Exponente de la ley reológica	1.0	n-d
$\bar{\rho}$	Densidad saturada	1963	Kg/m ³
ρ_s	Densidad de las partículas del suelo	2359	Kg/m ³

Fuente: (Suárez, 2022) adaptada en (Pastor, y otros, 2024, Pendiente de publicación)

Los resultados de la modelización numérica se observan en la Figura 91.

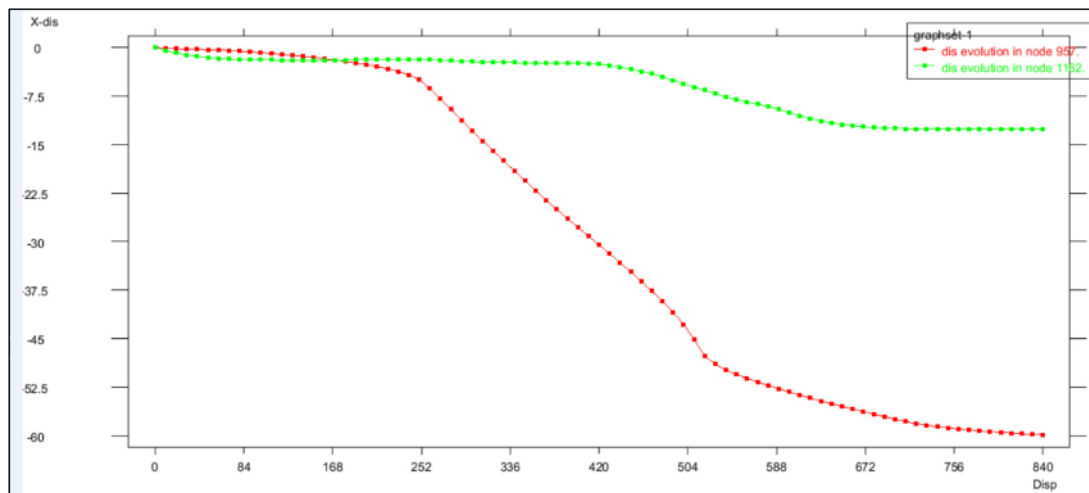


Figura 91. Evolución de desplazamiento, pie del deslizamiento (rojo) y corona (verde)

10. Discusión

La caracterización de la amenaza por deslizamientos rápidos en términos de la cuantificación de sus magnitudes características: distancia de viaje, volumen movilizado o la intensidad de la propagación, entre otros, usualmente se han estimado de forma determinística mediante el uso de métodos empíricos o analíticos, como los propuestos por autores como (Hsü, 1975), (Domaas, 1994), (Hungr, 1995), (Hungr et al., 2005), (AGS, 2007b) y (Yue, 2014), entre otros. No obstante, considerando la gran incertidumbre que significa en la modelización de la propagación de geomateriales fluidificados, la variabilidad propia, entre otras, de: (i) las caracterizaciones geotécnicas, (ii) extensión y localización de las zonas de inicio, (iii) espesor de los materiales movilizados y (iv) de las condiciones geomorfológicas y topográficas de las zonas de inicio, tránsito y depósito; se ha propuesto una alternativa numérica que permite caracterizar la intensidad de los deslizamientos a partir de simulaciones de propagación con los métodos SPH y Montecarlo, utilizando el código GeoFlow_SPH.

No obstante, lo mencionado en la Tabla 15, para materiales cohesivos y/o que se propagan sobre superficies relativamente uniformes con altas pendientes, se observa en las modelizaciones que su compartimiento puede describirse mejor a partir de definir tramos, en el primer tramo se comporta como un bloque flexible hasta que pierde su estructura por un cambio fuerte de la pendiente, incremento de fuerzas resistente al desplazamiento o por entrar en contacto con obstáculos, en un segundo momento o tramo, con la desestructuración se inicia la disipación de la presión de poros y se desplaza como un flujo turbulento; para la modelización de propagación de la primera etapa se utiliza un modelo de una fase de tipo friccional con pwp y una “viscosidad” asociada a la interface bloque – ladera, en forma de coeficiente de turbulencia de Voellmy alto, que produce poca resistencia al movimiento. Por su parte, en el segundo tramo, el bloque pasa a ser una mezcla de suelo y agua que se propaga en forma de un fluido altamente turbulento, donde el modelo a utilizar, depende del tiempo de consolidación $\cong C_v$, respecto del tiempo de viaje del material hasta su depositación, pudiendo ser apropiado implementar un modelo friccional de una o dos fases, con componentes viscosos turbulento, liberación de pwp y desaturación, según sea el caso.

Una técnica similar fue introducida por (Aaron & Hungr, 2016), cuyo fundamento numérico es:

- i) Obtención las fuerzas externas.
- ii) Se desprecian las fuerzas internas debidas al exceso de presión de poros.

El movimiento del bloque se obtiene:

- i) En cualquier tiempo de propagación, al cuantificar:
 - La posición del centro de masa (x_G, y_G) ,
 - La masa total M_G y el momento de inercia relativo a un eje x_3 que pasa por el centro de masa I_G
 - La resultante de fuerzas externas F_{ext} y el impulso resultante en el centro de masas T_G
- ii) Calcular la aceleración a_G y la aceleración angular en el centro de masa, como:

$$\begin{aligned} a_G &= \frac{F}{M_G} \\ \alpha_G &= \frac{T_G}{M_G} \end{aligned} \tag{10.1}$$

En la partícula I, la aceleración viene dada por:

$$a_1 = a_G + M_G \times r_{GI} \tag{10.2}$$

Donde

T_G es el vector momento, dirigido a lo largo de x_3 .

r_{GI} es el vector de posición de I con respecto a G.

$T_G \times r_{GI}$ es el producto vectorial de ambos.

Ahora bien, como factor diferenciador se tiene en el presente trabajo, el estimar de forma probabilista la propagación considerando un incremento de presión de poros desde el disparo hasta la desestructuración del geomaterial en un tiempo dado de desplazamiento, así como, la posibilidad de incluir coeficientes de turbulencia diferenciados de acuerdo con las características de la etapa de propagación.

Un aspecto poco tenido en cuenta en las zonificaciones de amenaza por deslizamientos debido al desconocimiento del comportamiento de la masa movilizada, es el de la estimación de la probabilidad de propagación para cada sitio dentro de la zona de tránsito y depositación del flujo. En estudios de análisis (cálculo, categorización y zonificación) de amenaza por deslizamientos, es común que para toda una unidad de ladera o en el mejor de los casos, para una posible zona de afectación determinada según criterio experto, se le asigne a la posible zona de propagación el mismo valor de la probabilidad de iniciación, lo que puede inducir a sobreestimar la amenaza, dado que, si bien es cierto que la propagación está condicionada a la ocurrencia de la iniciación, las posibles trayectorias de viaje de una masa de suelo que se propaga por un ambiente no canalizado, dependen principalmente de la velocidad, la cual a su vez, depende de la variabilidad de los parámetros que intervienen en la estabilidad de la ladera, es decir, la posibilidad de alcanzar una zona objetivo puede ser bastante menor que la de que se active un deslizamiento rápido o flujo.

Considerando lo expuesto, a partir de las modelizaciones con SPH, se ha propuesto en el presente trabajo, caracterizar la intensidad de un deslizamiento o flujo, aplicando el método de Montecarlo, mediante la generación de conjuntos de magnitudes de las variables características de los geomateriales que se movilizan; de ahí se obtiene, para cualquier zona dentro del dominio, los valores estadísticos medios y la desviación estándar de la intensidad de la peligrosidad por propagación, en términos de: i) altura de la masa movilizada, ii) velocidad de la masa movilizada, iii) caudal de suelo y iv) presión. A partir de los de valores de intensidad del deslizamiento obtenidos, se integra el concepto de probabilidad de propagación mediante el análisis de la distribución de probabilidad de la intensidad, probabilidad de propagación se obtiene como la probabilidad de exceder un valor de intensidad en una zona determinada del dominio, luego, también es

posible, calcular la fragilidad y vulnerabilidad de los elementos expuestos en función de la probabilidad de excedencia de umbrales daño de los elementos expuestos, de forma similar a como se propone para la estimación de vulnerabilidad física por sismos, (ver Figura 92).

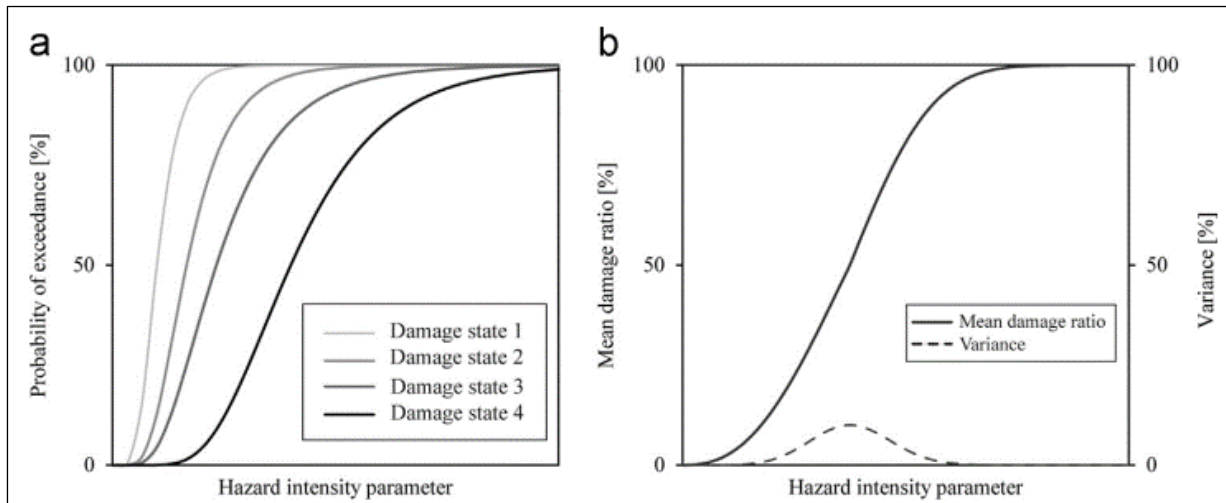


Figura 92. Representación típica de las formulaciones de (a) fragilidad y (b) vulnerabilidad

Fuente: (Luis E. Yamin, 2014)

11. Conclusiones y futuras investigaciones

11.1. Aspectos generales

Esta Tesis Doctoral se elabora con el propósito de implementar un código de modelización numérica que permita representar el comportamiento de la propagación de deslizamientos rápidos a extremadamente rápidos y flujos no canalizados de ladera rápidos o superiores, como herramienta para el análisis de amenaza por deslizamientos.

El presente trabajo aborda de forma preferente los cuatro tópicos que se relacionan a continuación:

- Implementar un modelo numérico basado en la técnica SPH, que permita predecir el comportamiento de masas de suelo que son susceptibles a moverse de forma rápida o extremadamente rápida sobre una ladera sin restricciones topográficas que encaucen el flujo.
- Aplicación del modelo matemático – numérico en la modelización de la propagación de casos de estudio, considerando las características de los materiales y las del territorio, para el momento en que ocurre el movimiento en masa.
- Desarrollo de una propuesta para el análisis probabilista de amenaza por deslizamientos rápidos y flujos no canalizados de ladera, donde se integra la probabilidad de disparo del movimiento, con la caracterización de la intensidad con la que se moviliza la masa sobre la ladera y la posibilidad de que la masa afecte una zona dada del dominio.
- Desarrollo de una metodología para la caracterización probabilista de las magnitudes características de la intensidad del deslizamiento para cualquier zona de dominio, como insumo para el análisis cuantitativo de la vulnerabilidad y riesgo por deslizamientos rápidos y flujos no canalizados de ladera.

11.2. Conclusiones finales

El código GeoFlow_SPH, el cual se basa en la técnica SPH, se utiliza en la investigación para modelar los casos de estudio, demuestra la capacidad de representar de manera acertada el comportamiento de los deslizamientos: (i) Rosas, Cauca, el 21 de abril de 2019, (ii) y (iii) El Picacho, 1982, así como, (iv) del deslizamiento lento de Tegucigalpa, 2022. Esto indica que, con el suficiente criterio experto para seleccionar los datos de entrada, los modelos reológicos y matemáticos a emplear, puede ser utilizado para el análisis (cálculo, categorización y zonificación) de amenaza por deslizamientos, en especial, en los de tipo rápido a extremadamente rápidos y flujos no canalizados de ladera, rápidos o superiores.

Las diferentes simulaciones deterministas de propagación de los casos de estudio, se realizan utilizando el método Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) de una o dos fases, con una o dos capas, Según sea el caso, lo anterior implica utilizar sistema único de partículas o un juego dos sistemas de partículas que representen por separado las fases fluida y sólida de la masa movilizada, dichas partículas describen o representan el movimiento de la masa inestable; dentro de este método (SPH), se resuelve el modelo matemático conocido como integrado en profundidad, el cual es una variación de la propuesta realizada por (Pitman & Le, 2005). Los principales cambios en los presupuestos iniciales introducidos en las simulaciones de prueba, radican en la escogencia de la ley reológica a aplicar y la consideración o no de incrementos de presión intersticial - pwp.

Ahora bien, ante la poca exactitud de las primeras simulaciones respecto de lo ocurrido en campo en el caso de estudio (i) Rosas, se ajusta el modelo numérico del código GeoFlow_SPH, tomando como referencia la técnica propuesta (Aaron & Hungr, 2016), de tal forma que la propagación se analiza por tramos, donde la masa de suelo inestable se comporta como un bloque flexible que se ajusta a las condiciones de la superficie del terreno y luego, como flujo turbulento; tanto las leyes reológicas como las de pwp, pueden cambiar conforme varían las características geomorfológicas de la ladera a medida que se presentan los desplazamientos de la masa de suelo.

Una vez el comportamiento de la masa movilizada en las modelizaciones determinísticas es similar a la ocurrida en campo, se toman: (i) el valor de t_{end} (tiempo final [s] de la etapa como bloque flexible e inicio de liberación de la presión

intersticial), (ii) el tipo de modelo matemático, (iii) la ley reológica y (iv) los valores de las constantes, como base de las simulaciones probabilísticas.

De las modelizaciones probabilistas se obtienen los valores medios y la desviación típica de las magnitudes características de la intensidad del deslizamiento (altura h , velocidad v y caudal q), para cada zona (pixel) del dominio que puede resultar afectado por la propagación. A partir de las distribuciones de probabilidad generadas para cada una de las magnitudes, se obtiene la probabilidad de propagación para cualquier sitio de la zona afectada por el alcance de la masa de suelo dentro del dominio, como la probabilidad de exceder un valor crítico de intensidad que iguale o supere un umbral de daño o pérdidas dado en las curvas de fragilidad de cada tipo de elemento expuesto.

Los valores de probabilidad de propagación se integran con la probabilidad de falla total anual obteniendo como producto la amenaza por deslizamientos rápidos y flujos no canalizados de ladera, luego, se categorizan estos valores en amenaza baja, media y/o alta, según los criterios propios de cada región o país, por último, se elabora el mapa de zonificación de amenaza, que sirve como insumo para el ordenamiento territorial y la toma de decisiones para la gestión del riesgo por movimientos en masa.

La metodología propuesta, descrita en el capítulo 6 del presente trabajo, se constituye en una herramienta para el análisis de la amenaza por deslizamientos rápidos y flujos no canalizados de ladera, donde, como aporte novedoso, toma gran relevancia la modelización numérica para el estudio de la distribución espacial de la propagación en términos probabilistas y la caracterización de la intensidad del deslizamiento, la cual se puede utilizar para obtener la vulnerabilidad y el riesgo físico por movimientos en masa de forma cuantitativa y estocástica, similar a como en algunas propuestas aceptadas internacionalmente, se obtiene en la actualidad para amenaza sísmica. Una ventaja de aplicar esta metodología basada en la modelización numérica de la propagación, es que permite el estudio y zonificación de amenaza por deslizamientos de grandes áreas de estudio, a partir de disponer de caracterización de las zonas de inicio y la probabilidad de falla total anual de cada una de ellas.

Por otra parte, se avanza en la caracterización y resolución espacial de la intensidad del deslizamiento respecto de los métodos analíticos o geométricos, ya

que el resolver el modelo numérico específicamente para cada incremento de tiempo o distancia de viaje que se requiera, permite discretizar los resultados en cada zona del dominio.

Respecto de los casos de estudio de El Picacho, 1982, estos tratan de la distribución espacial dentro del dominio del tránsito y depósito de la masa de suelo, bien sea en forma determinística o probabilista, esto se debe a que no se cuenta con información característica del depósito y flujo, por lo que no es posible comparar los resultados de la modelización con lo ocurrido “insitu”. Sin embargo, ante los datos que se tienen de la distancia de viaje y zonas afectadas, en el caso de estudio (iii) nuevamente, se ajustan los modelos matemáticos (integrado en profundidad) y numérico (SPH), con el fin de considerar el incremento de agua en la masa de suelo movilizadora debido a su tránsito sobre superficies encharcadas, lo que condiciona fuertemente el comportamiento de la propagación de los deslizamientos, permitiendo esto, considerar de una forma más realista dentro del análisis, los parámetros geomecánicos de los materiales respecto de los que se utilizan en la modelización del caso de estudio (ii), sin embargo, se concluye que en ambos casos el programa GeoFlow_SPH, es capaz de modelizar este tipo de deslizamientos y flujos de ladera que son controlados topográficamente por estructuras naturales de drenaje.

Del caso de estudio (iv) se concluye que el programa GeoFlow_SPH, permite la modelización de deslizamientos lentos.

11.3. Futuras investigaciones

El trabajo en desarrollo está directamente relacionado con diferentes áreas del conocimiento: mecánica de suelos, mecánica de fluidos, ingeniería geotécnica, métodos computacionales, métodos numéricos, entre otros: En este sentido se sugiere profundizar en los temas que se relacionan a continuación, con el objetivo de complementar, mejorar y avanzar en el análisis de la propagación de deslizamientos, para la zonificación de amenaza por movimientos como parte de la cuantificación del riesgo físico por deslizamientos rápidos y flujos no canalizados de ladera:

11.3.1. En lo referente a la mecánica de suelos y fluidos

Como es evidente a lo largo del presente trabajo, la caracterización de los geomateriales fluidificados aplicada a deslizamientos, presenta grandes retos a la ingeniería geotécnica y a la mecánica de fluidos, ya que, por la complejidad que significa realizarla o proyectarla, de acuerdo a las condiciones que se presentan en terreno, no es posible satisfacer de forma apropiada las necesidades de información de entrada del programa computacional. Por esta razón, se requiere avanzar en la obtención de los parámetros mecánicos y físicos de la masa de suelo requeridos en el modelo numérico, de tal forma que se puedan generar modelizaciones que describan o prevean de forma ajustada a las condiciones “in situ”, el comportamiento del geomaterial durante la propagación hasta su depositación.

Las magnitudes características de la masa de suelo que se propaga por ambientes no canalizados, esenciales en la modelización con el método SPH, son entre otros, los valores de: viscosidad, coeficiente de Manning, número de Voellmy, ángulo de rozamiento, cohesión, presión intersticial, grado de saturación, permeabilidad, densidad y contenido de agua.

11.3.2. Respecto de los métodos computacionales

El adecuado costo computacional que conlleva realizar el modelado numérico con el método SPH, a partir del modelo matemático conocido como integrado en profundidad (2D, condición de deformación plana), de una o dos fases, de problemas de geomateriales fluidificados aplicado a deslizamientos, ha hecho que sea viable su utilización en consultoría o su explotación comercial, ya que las aproximaciones obtenidas son adecuadas respecto del comportamiento observado en eventos ocurridos; sin embargo, para la predicción de tipo probabilista del alcance e intensidad de los deslizamientos rápidos y flujos, utilizando modelos de SPH 2D o 3D, implica un coste computacional mucho mayor, esto tendría solución si se implementan en los códigos, modelos subrogados y herramientas de paralelización que permitan realizar modelizaciones en diferentes ordenadores de un sistema integrado.

11.3.3. Métodos numéricos

Para obtener análisis de propagación (alcance e intensidad del deslizamiento) acordes a las condiciones del territorio, es necesario avanzar en el complemento de los códigos de modelación numérica de deslizamientos como el GeoFlow_SPH, en lo que respecta a considerar en las modelizaciones, el comportamiento del flujo en interacción con elementos expuestos como: edificaciones, obras de infraestructura, obstáculos naturales o de origen antrópico, controles topográficos y/o estructuras de retención, es decir, modelización del flujo en medio de elementos rígidos (estructuras).

12. Bibliografía

- Aaron, J., & Hungr, O. (2016). Dynamic simulation of the motion of partially coherent landslides. *Engineering Geology*(205), 1-11.
- ADACHI, T., & OKA, F. (1982). Constitutive equations for normally consolidated clay based on elasto-viscoplasticity. *SOILS Found*(22), 57–70.
- AGS, A. G. (2007b). Commentary on guideline for landslides. *Aust Geomech*, 42(1), 37-62.
- Alonso, E., Gens, A., & Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40(3), 405-430.
- Anderson, T. B., & Jackson, R. (1967). A fluid mechanical description of fluidized beds: equations of motion. *Ind. Eng. Chem. Fundam.* 6, 527–539.
- Antoci, C., Gallati, M., & Sibilla, S. (2007). Numerical simulation of fluid–structure interaction by SPH. *Computers & structures*, 85(11), 879-890.
- Astarita, G., & Marucci, G. (1974). *Principles of Non-newtonian Fluid Mechanics*. New York: McGraw-Hill.
- Ata, R., & Soulaïmani, A. (2005). A stabilized SPH method for inviscid shallow water flows. *International journal for numerical methods in fluids*, 47(2), 139-159.
- Ayotte, D., & Hungr, O. (2000). Calibration of a runout prediction model for debris-flows and avalanche. (N. Wieczorek G, Ed.) *Debris-flows hazards mitigation: mechanics, prediction, and assessment. Proc 2nd Int Conf on Debris Flows, Taipei*. Balke, 505-514.
- Babuska, I., & Melenk, J. (1995). The partition of unity element method. *Tech.Rep. BN-1185, Inst.Phys.science and Techn.*
- Baecher, G., & Christian, J. (2005). Baecher GB, Christian JT (2005) Reliability and statistics in geotechnical engineering. Wiley. *Reliability and statistics in geotechnical engineering*.
- Bagnold, R. A. (1954). Experiments on a gravity-free dispersion of large solid spheres in a Newtonian fluid under shear. *Proc. R. Soc Ser. A. Math. Phys.*(225).
- Baum, R., Savage, W., & Godt, J. (2002). *U.S. Geological Survey*. Obtenido de <http://pubs.usgs.gov/of/2002/ofr-02-424>
- Baum, R., Savage, W., & Godt, J. (2008). *U.S. Geological Survey*. Obtenido de <http://pubs.usgs.gov/of/2008/>
- Baxter, S. (1984). *Léxico estratigráfico de El Salvador*. (CEL, Ed.) San Salvador.
- Belytschko, T., Lu, Y., & Gu, L. (1994). Element-free Galerkin methods. *Int.J.Num.Meth.Eng.* 37, 229-256.

- Benz, W. (1990). *Smooth particle hydrodynamics: a review*. *The Numerical Modelling of Nonlinear Stellar Pulsations*. (J. Buchler, Ed.) Kluwer Academic Publishers.
- Bingham, E. (1992). *Fluidity and Plasticity*. New York: McGraw-Hill.
- Biot, M. (1941). General theory of three-dimensional consolidation. *J.Appl.Phys.* 12, 155-164.
- Biot, M. (1955). Theory of elasticity and consolidation for a porous anisotropic solid. *J.Appl.Phys.* 26, 182-185.
- Bishop, A. (1955). The use of slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique*,5(1), 7-17.
- Blanc, T. (2008). Numerical simulation of debris flows with the 2D SPH depth-integrated model. Vienna, Austria: Institute for Mountain Risk Engineering University of Natural Resources and Applied Life Sciences.
- Blanc, T., & Pastor, M. (2012). A stabilized Fractional Step, Runge–Kutta Taylor SPH algorithm for coupled problems in geomechanics. *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.*, 41–53, 221–222.
- Blanc, T., & Pastor, M. (2012a). A stabilized Fractional Step, Runge Kutta Taylor SPH algorithm for coupled problems in Geomechanics. *Comput. Methods Appl. Mech. Engineering*, 221–222, 41–53.
- Blanc, T., & Pastor, M. (2012b). A stabilized Runge Kutta, Taylor Smoothed Particle Hydrodynamics algorithm for large deformation problems in dynamics. *Int.J.Num.Meth.Engineering*, 91, Issue (13), 1427–1458.
- Blanc, T., & Pastor, M. (2013). A stabilized Smoothed Particle Hydrodynamics Taylor-Galerkin algorithm for soil dynamics problems. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*(37), 1–30.
- Bolzon, G., Schrefler, B., & Zienkiewicz, O. (1996). Elasto-plastic constitutive laws generalised to partially saturated states. *Géotechnique*, Vol 46 (2), 279-289.
- Bonet, J., & Kulasegaram, S. (2000). Correction and stabilization of smooth particle hydrodynamics methods with applications in metal forming simulations. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* , 1189-1214.
- Bonet, J., Kulasegaram, S., Rodriguez-Paz, M. X., & Profit, M. (2004). Variational formulation for the smooth particle hydrodynamics (SPH) simulation of fluid and solid problems. *Comput. Methods Appl. Mech. Eng*(193), 1245–56.
- Bosse, R., Lorenz, W., Merino, A., Minhm, A., Rode, K., SchmitdThomé, M., . . . Wiesemann, G. (1978). *Mapa Geológico de la República de El Salvador, escala 1:100.000*. Misión Geológica Alemana, Hannover, , República Federal de Alemania.
- Bowen, R. M. (1976). AC Eringen. Theory of mixtures. *continuum physics*, 3.
- Bregoli, F., Medina, V., & Bateman, A. (2018). A Debris Flow Regional Fast Hazard Assessment Toolbox. En B. T.-F. Kyoji Sassa, *Landslide Dynamics: ISDR-*

- ICL Landslide Interactive Teaching Tools* (Vols. 2, Testing, Risk Management and Country Practices). Cham, Switzerland: Springer International Publishing AG 2018. Obtenido de //doi.org/10.1007/978-3-319-57777-7
- Bregoli, F., Medina, V., Chevalier, G., Hürlimann, M., & Bateman, A. (2015). Debris-flow susceptibility assessment at regional scale: validation on an alpine environment. *Landslides*, *12*(3), 437–454.
- Brooks, R. ..., & Corey, A. T. (1966). Properties of porous media affecting fluid flow. *Irrigation and Drainage Division of the American Society of Civil Engineers*, *92*(2), 61-88.
- Brutsaert, N. (1968). The permeability of a porous medium determined from certain. *Water Resources Research*, *4*, 432-452.
- Brzakala, W., & Pula. (1996). A probabilistic analysis of foundation settlements. *Comput Geotech*((1996)1;18(4)), 291–309.
- Bui, H. H., Fukagawa, R., Sako, K., & Ohno, S. (2008). Lagrangian meshfree particles method (SPH) for large deformation and failure flows of geomaterial using elastic-plastic soil constitutive model. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1537-1570.
- Bui, H. H., Sako, K., & R., F. (2007). Numerical simulation of soil-water interaction using smoothed particle hydrodynamics (SPH) method. *Journal of Terramechanics*, 339-346.
- Bui, H., & Nguyen, G. (2017). A coupled fluid-solid SPH approach to modelling flow through deformable porous media. *International Journal of Solids and Structures*, vol. *125*, 244-264. Obtenido de <https://doi.org/10.1016/j.ijstr.2017.06.022>
- Bui, H., & Nguyen, G. (2020). Smoothed particle hydrodynamics (SPH) and its applications in geomechanics. En W. Wu, & M. Pastor (Ed.), *Point based numerical methods in geomechanics Lectures notes of ALERT 2020 graduate school Sept. 2020*, (págs. 3-68). Obtenido de <http://alertgeomaterials.eu/publications/>
- C.Baklin., & H.Finnson. (1984). *Landslide Hazard in San Salvador vulcano*. Royal Institute of Technology, Division of Soil Mechanics, EStockholmm.
- Cambou, B., & Lanier, J. (1988). Induced anisotropy in cohesionless soil: experiments y modelling. *Computers y Geotechnics* *6*, 291-311.
- Casas, J., Cruz, J., Rodríguez, E., Medina, E., Hoyos, D., García, K., . . . Chaparro, J. (2021). *Zonificación de la Amenaza por Movimientos en Masa del Municipio de Rosas (Cauca) a Escala 1:5.000*. Universidad del Cauca y Servicio Geológico Colombiano, Bogotá.
- Cascini L, C. S. (2016). SPH-FDM propagation and pore water pressure modelling for debris flows in flume tests. *Eng. Geol.*(213), 74–83.

- Cepeda, J., Chávez, J., & Martínez, C. (2010). 2010. Procedure for the selection of runout model parameters from landslide back-analyses: application to the Metropolitan Area of San Salvador, El Salvador. *Landslides*, 7, 105–116. doi:10.1007/s10346-010-0197-9.
- Chae, B. G., Park, H. J., Catani, F., Simoni, A., & Berti, M. (2017). Landslide prediction, monitoring and early warning: a concise review of state-of-the-art. *Geosciences Journal*, 21(6), 1033-1070.
- Chan, A., pastor, M., Schrefler, Shiomi, T., & Zienkiewicz, O. (2022). *Computational Geomechanics*. Wiley.
- Chatfield, C. (1975). *The Analysis of Time Series: An Introduction*. London, New York: Chapman and Hall.
- Chen, C. (1988). Generalized viscoplastic modeling of debris flows. *J. Hyd. Eng. ASCE* 114, 3, 237-258 .
- Chen, J. K., Beraun, J. E., & Carney, T. C. (1999). A corrective smoothed particle method for boundary value problems in heat conduction. *Int. J. Numer. Methods Eng.*(46), 231–52.
- Chorin, A. (1997). A numerical method for solving incompressible viscous flow problems. *J. Comput Phys.*135(2):118–25.
- Chowdhury, R., Flentje, P., & Bhattacharya, G. (2010). Geotechnical Slope Analysis. *CRC*, 738.
- Christian, J., & Baecher, G. (1999). Point-estimate method as numerical quadrature. *J Geotech Geoenviron Eng*, 125(9):779–86.
- Coetzee, C. J., Vermeer, P. A., & Basson, A. H. (2005). The modelling of anchors using the material point method. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 29(9), 879-895.
- Córdoba, G., Sheridan, M. F., & Pitman, E. B. (2015). TITAN2F: a pseudo-3-D model of 2-phase debris flows. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci. Discuss.*, 3, 3789–3822. Obtenido de www.nat-hazards-earth-syst-sci-discuss.net/3/3789/2015/ doi:10.5194/nhessd-3-3789-2015
- Corominas, J., Moya, J., Ledesma, A., Lloret, A., & Gili, J. (2005). Prediction of ground 579 displacements y velocities from groundwater level changes at the Vallcebre lyslide (Eastern Pyrenees, Spain). *Lyslides* 2, 83-96.
- Coulomb, C. (1773). Mem.Math. et Phys. 7. 343.
- Coussot, P. (1994). Steady, laminar, flow of concentrated mud dispersions in open channel. *J. Hydraul. Res.* 32, 535–559.
- Coussot, P. (1997). *Mudflow Rheology and Dynamics*. Rotterdam: Balkema.
- Coussot, P. (2005). *Rheometry of pastes, suspensions and granular matter*. Hoboken, New Jersey: John Wiley and Sons Inc.
- Crawford, C. B. (1968). Quick clays of Eastern Canada. *Engineering Geology*, 2, 239-265.

- CRED, C. f. (20 de 02 de 2023). *EM-DAT website*. (U. c. Louvain, Editor) Obtenido de emdat_public_2023_02_14_query_uid-AJtVn9: <https://www.emdat.be/>
- Cruden, D. M. (1991). A simple definition of a landslide. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, 43, 27-29.
- Cruden, D. M., & Varnes, D. J. (1996). Landslide Types and Processes. (A. K. Turner, Ed.) *In Special Report 247 Landslides Investigation and Mitigation*(47), 36 - 75.
- Cuéllar V., Z. R. (1977). Densification y hysteresis of sy under cyclic shear. *J.Geotech.Engr.Div., ASCE*, 103,, 918.
- Dafalias, Y., & Herrmann, L. (1982). Bounding Surface Formulation of Soil Plasticity. *in Soil Mechanics - Transient y Cyclic Loads* (págs. 253-282, Ch.10). G.N.Pye y O.C.Zienkiewicz (Eds).
- Dafalias, Y., & Popov, E. (1975). A model of non-linearly hardening materials for complex loadings. *Acta Mechanica*, 21, 173-192.
- Darcy, N. (1856). *Les fontaines publiques de la ville de Dijon- Les principes à suivre et les formules à employer dans les distribution d'eau*. Paris.
- Darve, F., & Laouafa, F. (2001). Modelling of slope failure by a material instability mechanism . *Computers and Geotechnics* 29, 301-325.
- Davis, R., & Selvadurai, P. (August de 2005). *Plasticity and Geomechanics* . UK: Cambridge University Press, Cambridge. doi:10.1017/CBO9780511614958
- De Leffe, L. T., & Alessandrini, D. B. (2008). Coastal flow simulations using an sph formulation modelling the non-linear shallow water equations. *Proc. 3th ERCOFTAC SPHERIC workshop on SPH applications*, (págs. 48-54). Lausanne, Switzerland.
- Dent, J., & Lang, T. (1983). A biviscous modified Bingham model of snow avalanche motion . *Ann. Glaciol.* 4, 42-46.
- Desai, C. S., & Zhang, D. (1987). Viscoplastic model for geologic materials with generalized flow rule. *Int. J. Numer. Anal. methods Geomech*(11), 603-20.
- di Prisco, C., & Pisanò, F. (2011). An exercise on slope stability and perfect elastoplasticity. *Geotechnique* 61, No. 11, 923-934.
- Di Prisco, C., Matiotti, R., & Nova, R. (1995). Theoretical investigation of the undrained stability of shallow submerged slopes. *Géotechnique* 45, No.3, 479-496.
- di Prisco, C., Nova, R., & Lanier, J. (1993). A mixed isotropic kinematic hardening constitutive law for sy. (Balkema, Ed.) *Modern approaches to plasticity*, 83-124.
- di Prisco, C., Pastor, M., & Pisanò, F. (2011). Shear wave propagation along infinite slopes: a theoretically based numerical study. *Int. J. Anal. Num. Meth. Geomech*, 1002-1020. doi:10

- Dikau, R., Brunsden, D., Schrott, L., & Ibsen, M. L. (1996). *Landslide Recognition. Identification Movement and Causes*. Chichester: Wiley & Sons.
- Ding, M., Shnyparkov, A., Grebennikov, P., Khismatullin, T., & Sokratov, S. (2022). Formation Conditions And Debris Flow Regime In Jiangjia Ravine, Yunnan, China – Applicability Of Russian Methodology. *GEOGRAPHY, ENVIRONMENT, SUSTAINABILITY*, 15(1), 26-34. ht.
- Donea, J. (1984). A Taylor–Galerkin method for convective transport problems. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 20, 101–109.
- Donea, J., Giuliani, S., Laval, H., & Quartapelle, L. (1984). Time-accurate solution of advection-diffusion problems by finite elements. *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, 45, 123–45.
- Drucker, D., & Prager, W. (1952a). Soil Mechanics y Plastic Analysis or Limit Design. *Quart.Appl.Math.* 10, 157-165.
- Duarte, C., & Oden, J. (1996). An h-p adaptive method using clouds. *Comp.Meth.Appl.Mech.Eng.* 139, 237-262.
- Duncan, J. (2000). Factors of safety and reliability in geotechnical engineering. *J Geotech Geoenviron Eng*, 126(4):307–16.
- Duvant, J., & Lion, J. L. (1972). Les inéquations en mécanique et en physique. 7–19.
- Dyka, C. T., & Ingel, R. P. (1995). An approach for tension instability in smoothed particle hydrodynamics (SPH). *Comput. Struct.*(57), 573–80.
- DYKA, C. T., RANGLES, P. W., & INGEL, R. P. (1997). STRESS POINTS FOR TENSION INSTABILITY IN SPH. *Int. J. Numer. Methods Eng.*, 40, 2325–41.
- El-Ramly, H., Morgerstern, N., & Cruden, D. (2006). Lodalen slide: a probabilistic assesment. *Can Geotech J*, 956–68.
- El-Ramly, H., Morgerstern, N., & Cruden, D. (2006). Lodalen slide: a probabilistic assesment. *Can Geotech J*, 43(9):956–68.
- Escario, J., & Saez, J. (1986). The shear strength of partially saturated soils. *Géotechnique*, 36(3), 453-456.
- Evans, S. G., & Buchanan, R. (1975). Some aspect of natural slope stability in silt deposit near kamloop. *BC 29. IV-1*.
- Evans, S. G., & Hungr, O. (1993). The assessment of rockfall hazard at the base of talus slopes. . *Canadian Geotechnical Journal*, 30(4), , 620–636. doi:10.1139/t93-054
- Federal Emergency Management Agency FEMA. (2020). HAZUS Earthquake Model technical Manual, version Hazus 4.2 SP3. *Manual*. Washington, D.C., United States of America: Federal Emergency Management Agency and National Institute of Building Science. Obtenido de

- https://www.fema.gov/sites/default/files/2020-10/fema_hazus_earthquake_technical_manual_4-2.pdf
- Feinberg, S. (1948). El principio de la carga límite, . *Prikl.Mat.Mekh.*, 12, 63 (en ruso).
- Feldman, J., & Bonet, J. (2007). Dynamic refinement and boundary contact forces in SPH with applications in fluid flow problems. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 72(3), 295-324.
- Fellenius, W. (1927). Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohasion.
- Fenton, G. (1999). Random field modelling of CPT data. *J Geotech Geoenviron Eng*(125(6)), 86-498.
- Fenton, G., & Griffiths, D. (2008). Risk assessment in geotechnical engineering. (N. John Wiley & Sons: Hoboken, Ed.)
- Fernández Merodo, J., Pastor, M. M., Tonni, L., Herreros, I., González, E., & Tamagnini, R. (2004). Modelling of diffuse failure mechanisms of catastrophic lyslides. *Comp.Methods Appl. Mech.Engrg.*, 193, 2911-2939.
- Fernández Merodo, J., Tamagnini, R., Pastor, M., & Mira, P. (2005). Modelling damage with generalized plasticity. *Rivista Italiana di Geotecnica* , Vol. 4, 32-42.
- Fernández-Merodo, J. A., García-Davalillo, J. C., Herrera, G., Mira, P., & Pastor, M. (2014). 2D viscoplastic finite element modelling of slow landslides: the Portalet case study (Spain). *Landslides*(11), 29–42.
- Forterre, Y., & Pouliquen, O. (2008). Flow of dense granular media. *Ann. Rev. Fluid Mech.* 40, 1–24.
- Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R., & Widger, A. (1978). Shear strength of unsaturated soils. *Can. Geotech. J.* 15(3), 313-321.
- Gallipoli, D., Gens, A., Sharma, R., & Vaunat, J. (2003a). An elastoplastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction y degree of sturation on mechanical behaviour. *Géotechnique*, Vol. 53, 123-135.
- Gamma, P. (2000). Dfwalk – Murgang-Simulationsmodell zur Gefahrenzonierung. *Geographica Bernensia*(ISBN 3-906151-53-0), G66, 144. Bern, Switzerland: University of Bern, Switzerland.
- Gardner, W. (1958). Some steady state solution of the unsaturated moisture flow equations with application to evaporation from a water table. *Soil Sci.*, 85(4), 228-232.
- Ghaboussi, J., & Momen, H. (1892). Modelling y analysis of cyclic behaviour of sys. *Soil Mechanics-Transient y Cyclic Loads* (págs. 313 - 342). Wiley: G.N. Pye y O.C.Zienkiewicz (Eds).
- Gingold, R. A., & Monaghan, J. J. (1997). Smoothed Particle Hydrodynamics - Theory and Application to Non-Spherical Stars . *Monthly Notices of the Royal Astronomical Society*, 375-389.

- Gonda, Y. (2009). Function of a debris-flow brake. *Int. J.Eros. Ing. de control* 2, 15–21.
- Gray J P, M. J. (2001). SPH elastic dynamics. *Comput Methods Appl. Mech. Eng*(190), 6641–62.
- Gray, J. M., & Ancey, C. (2009). Segregation, recirculation and deposition of coarse particles near two-dimensional avalanche fronts. *Journal of Fluid Mechanics*(629(1)), 387-423.
- Gray, J. M., & Ancey, C. (2011). Multi-component particle-size segregation in shallow granular avalanches. *Journal of Fluid Mechanics*, 678, 535.
- Gray, J. M., Wieland, M., & Hutter, K. (1999). Gravity-driven free surface flow of granular avalanches over complex basal terrain. *Proc. R. Soc. A* 455, 1841–1874. doi:10.1098/rspa.1999.0383
- Gray, J. P., Monaghan, J. J., & P., S. R. (2001). SPH elastic dynamics. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 6641-6662.
- Gray, J., & Thornton, A. (2005). A theory for particle size segregation in shallow granular free-surface flows. *Proc. R. Soc. A* 8 May 2005 vol. 461 no. 2057 , 1447-1473.
- Griffiths, D., & Fenton, G. (2004). Probabilistic slope stability analysis by finite elements. *J Geotechn Geoenviron Eng*(130(5)), 507–18.
- Griffiths, D., Fenton, G., & Tveten, D. (2002). Probabilistic geotechnical analysis: how difficult does it need to be? En K. H. In: Pottler R (Ed.), *Proceedings of the international conference on probabilistics in geotechnics: technical and economic risk estimation*. Graz, Austria: New York: United Engineering Foundation.
- Griffiths, D., Jinsong, H., & Gordon, A. F. (2011). Probabilistic infinite slope analysis. *Computers and Geotechnics*, Volume 38, Issue 4, 577-584. doi: ISSN 0266-352X
- Gruber, F. E., & Mergili, M. (2013). Regional-scale analysis of highmountain multi-hazard and risk indicators in the Pamir (Tajikistan) with GRASS GIS. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*(13), 2779–2796. doi:10.5194/nhess-13-2779-2013
- Haddad, B. (2007). MODELIZACIÓN NUMÉRICA MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS Y SHP DE LOS GEOMATERIALES FLUIDIFICADOS: APLICACIÓN A LOS DESLIZAMIENTOS RÁPIDOS DE LADERA. Madrid, España.
- Hammond, C., Hall, D., Miller, S., & Swetik, P. (1992). Level I Stability Analysis (LISA) Documentation for Version 2.0: General Technical. *U.S. Forest Service Intermountain Research Station, Ogden, UT*,(Report INT-285), 70 - 74 y 190.
- Haneberg, W. (2004). A rational probabilistic method for spatially distributed landslide hazard assessment. *Environ. Eng. Geosci.* 10 (1) , 27-43.

- Haneberg, W. (2007). PISA-m Map-based Probabilistic Infinite Slope Analysis. *Version 1.0.1 User Manual*. Haneberg Geosciences. Seattle, Washington, USA.
- Harr, M. (1987). Reliability-based Design in Civil Engineering. En *Reliability-based Design in Civil Engineering* (pág. 291). New York, : McGraw- Hill.
- Hashiguchi, K., & Ueno, M. (1977). Elastoplastic Constitutive laws of granular materials. En JSSMFE (Ed.), *Constitutive Equations of Soils, 9th. Int. Congr. Soil Mech. Found. Engng.* (págs. 73-82). S.Murayama y A.N.Schofield (Eds).
- Heeres O M, S. A. (2002). A comparison between the Perzyna viscoplastic model and the Consistency viscoplastic model. *Eur. J Mech. - A/Solids, 21*, 1-12.
- Hernández, A., & Trejos, G. (2019). *Visita de Emergencia, vereda Portachuelo, Municipio de Rosas, departamento del Cauca*. Servicio Geológico Colombiano, Bogotá D.C.
- Herrera, G., Fernández-Merodo, J., Mulas, J., Pastor, M., Luzi, G., & Monserrat, O. (2009). Use of ground based SAR data in lyslide forecasting models: The Portalet case study Engng.Geology. doi:10.1016/j.enggeo.2009.02.009
- Hicks, M. A., & Onisiphorou, C. (2005). Stochastic evaluation of static liquefaction in a predominantly dilative sand fill. *Géotechnique*(55(2)), 123–133. doi:10.1680/geot.2005.55.2.123
- Hirai, H. (1987). An elastoplastic constitutive model for cyclic behaviour of sys. *Int.J.Num.Anal.Meth.Geomech. 11*, 503-520.
- Hirsch, C. (1988). Numerical Computation of Internal & External Flows: Fundamentals of Numerical Discretization . New York, NY, USA: C Hirsch (John Wiley & Sons, Inc.).
- Hohenemser, K., & Prager, W. (1932). Über die Ansätze der Mechanik der isotroperKontinua. *Z. Angew. Math. Mech. 12*, 216–226.
- Horton, P., Jaboyedoff, M., Rudaz, B., & Zimmermann, M. (2013). Flow-R, a model for susceptibility mapping of debris flows and othergravitational hazards at a regional scale. *Nat. Hazards Earth Syst.Sci.*(13), 869–885. doi:10.5194/nhess-13-869-2013,
- Hovland, H. J. (1977). Three-dimensional slope stability analysis method. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 971–986.
- Hungr, O. (1987). An extension of Bishop's simplified method of slope stability analysis to three dimensions . *Giotechnique 37, No. 1*, 113-117.
- Hungr, O. (1995). A model for the runout analysis of rapid flow slides, debris flows, and avalanches. *Canadian Geotechnical Journal, 32*, 610-623.
- Hungr, O., Evans, S. G., Bovis, M., & Hutchinson, J. N. (2001). Review of the classification of landslides of the flow type. *Environmental and Engineering Geoscience, 7*, 221-238.

- Hungr, O., McDougall, S., & Bovis, M. (2005). Entrainment of material by debris flows. Debris flow hazard and related phenomena. (H. O. Jakob M, Ed.) *Springer and Praxis, chapter 7*, 135–158.
- Hutchinson, J. (1986). A sliding-consolidation model for flow slides. *Can.Geotech.J.*, *23*, 115-126.
- Hutter, K., & Koch, T. (1991). Motion of a granular avalanche in an exponentially curved chute: experiments and theoretical predictions. *Phil. Trans. R. Soc.London, A 334*, 93-138.
- Hutter, K., Siegel, M., Savage, S. B., & Nohguchi, Y. (1993). Two dimensional spreading of a granular avalanche down an inclined plane. *Part 1. Theory. Acta Mech. 100*, 37–68.
- IDEAM. (29 de Abril de 2019). Precipitación media multianual estación PARRAGA. *Obtenido de CONSULTA - DESCARGA DE DATOS HIDROMETEREOLÓGICOS*. Bogotá. Recuperado el 29 de Abril de 2019, de <http://dhime.ideam.gov.co/atencionciudadano/>
- Igwe, O., Sassa, K., & Fukuoka, H. (2006). Excess pore water pressure: A major factor for catastrophic landslides. *10th IAEG International Congress*. Nottingham; United Kingom.
- Issler, D., & Jóhannesson, T. (2010). Dynamically consistent entrainment and deposition rates in depth-averaged gravity mass flow models.
- Iverson, R. (2000). Landslide triggering by rain infiltration. *Water Resources Research*, *36*, 1897–1910.
- Iverson, R. M. (1997). The physics of debris flows. *Rev. Geophys.* *35*, 245–296.
- Iverson, R. M. (2005). Regulation of landslide motion by dilatancy and pore pressure feedback,. *J. Geophys. Res.*, *110*, F02015. doi:10.1029/2004JF000268.
- Iverson, R., & Denlinger, R. (2001). Flow of variably fluidized granular masses across three dimensional terrain. 1. Coulomb mixture theory. *J.Geophys.Res.* *106*, NO.B1, 537-552.
- Janbu, N. (1968). Slope stability computations. *Soil Mech. y Found. Engrg., A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlys*, *3*, 409-416.
- Jassim, I., Stolle, D., & Vermeer, P. (2021). Two-phase dynamic analysis by material point method. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* doi:10.1002/nag.2146
- Johnson, C. G., Kokelaar, B. P., Iverson, R. M., Logan, M., LaHusen, R. G., & T., G. J. (2012). Grain-size segregation and levee formation in geophysical mass flows. *J. Geophys. Res.*, *117*, F01032. doi:10.1029/2011JF002185
- Jop, P., Forterre, Y., & Pouliquen, O. (2006). A constitutive law for dense granular flows. *Nature* *441*, 727–730.
- Julien, P. Y., & Lan, Y. Q. (1991). On the rheology of hyperconcentrations. *J. Hydr. Engng.,ASCE*, *117*(3), 346-353.

- Kamai, T. (1991). Slope stability assessment by using GIS. *Research Report, Science and Technology Agency of Japan*.
- Krieg, R. (1975). A practical two-surface plasticity theory . *J.Appl.Mech., Trans.ASME E42*, 641-646.
- Laigle, D., & Coussot, P. (1997). Numerical modelling of mudflows. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 123 (7), 617-623.
- Laloui, L., & Nuth, M. (2005). An introduction to the constitutive modelling of unsaturated soils. *Rev. eur. génie civ., Vol. 9, Nos 5-6*, 651-670.
- Lastiwka, M., Quinland, N., & Basa, M. (2005). Adaptive particle distribution for smoothed particle hydrodynamics. *Int J Numer Methods Fluids*, 47(10-11):1403-9.
- Lawrence, E. M. (1969). *Introduction to the Mechanics of a Continuous Medium*. Prentice Hall.
- Ledesma, A., & Olivella, S. (2002). Creep of slopes controlled by rainfall: coupling viscoplasticity and unsaturated soil behaviour. *NEW FRONTIERS IN COMPUTATIONAL GEOTECHNICS*, 91-8.
- Lewis, R., & Schrefler, B. (1998). *The Finite Element Method in the Static and Dynamic Deformation and Consolidation of Porous Media*. J.Wiley and Sons.
- Li, S., & Liu, W. (2004). *Meshfree particle method*. Springer Verlag.
- Libersky, L., Petschek, A., Carney, T., Hipp, J., Allahdadi, & High, F. (1993). Strain Lagrangian Hydrodynamics: A Three-Dimensional SPH Code for Dynamic Material Response. *J. Comp. Phys*, 109, 67-75.
- Lin, C., Pastor, M., Yague, A., Tayyebi, S. M., Stickle, M. M., Manzanal, D., . . . Liu, X. (2019). A depth-integrated SPH model for debris floods: application to Lo Wai (Hong Kong) debris flood of August 2005. *Géotechnique*, 1-21.
- Liu, G. R., & Liu, M. B. (2003). Smoothed Particle Hydrodynamics: A Meshfree Particle Method. *WORLD SCIENTIFIC*. doi:10.1142/5340
- Liu, M. B., & Liu, G. R. (2010). Smoothed particle hydrodynamics (SPH): an overview and recent developments. *Archives of computational methods in engineering*, 17(1), 25-76.
- Locat, J. (1997). Normalized rheological behaviour of fine muds and their flow properties in a pseudoplastic regime. En C. Chen (Ed.), *1st International Conference on Debris-Flow Hazard Mitigation: Prediction and Assessment* (págs. 260-269). New-York: American Society of Civil Engineers.
- Longo, A., Pastor, M., Sanavia, L., Manzanal, D., Martin Stickle, M., Lin, C., . . . Tayyebi, S. M. (2019). A depth average SPH model including μ (I) rheology and crushing for rock avalanches . *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech*(43), 822-57.

- López-Querol, S., & Blázquez, R. (2006). Liquefaction y cyclic mobility model for saturated granular media. *Internacional Journal for Numerical y Analytical Methods in Geomechanics* 30(5), 413-439.
- Loret, B., & Khalili, N. (2000). A three phase model for unsaturated soils. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech*, Vol. 24(11), 893-927.
- Lu, P., & Rosenbaum, M. S. (2003). Artificial neural networks and grey systems for the prediction of slope stability. *Natural Hazards*, 30, 383–398.
- Lucy, L. B. (1977). Numerical Approach to Testing of Fission Hypothesis . *Astronomical Journal*, 1013-1024.
- Luis E. Yamin, A. I. (2014). Seismic and wind vulnerability assessment for the GAR-13. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 2 - 4.
- Mabssout, M., & Pastor, M. (2003). A Taylor–Galerkin algorithm for shock wave propagation and strain localization failure of viscoplastic continua. *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*(192), 955–71.
- Mabssout, M., & Pastor, M. (2003). A two step Taylor-Galerkin algorithm for shock wave propagation in soils . *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.* 27 , 685-704.
- Maity, R. (2022). Statistical Methods in Hydrology and Hydroclimatology. *Springer*.
- Major, J., & Iverson, R. (1999). Debris-flow deposition: Effects of pore-fluid pressure and friction concentrated at flow margins. *GSA Bulletin* 111, n0. 10, 1424-1434.
- Malvern, L. (1969). Introduction to the Mechanics of a continuous medium. *Prentice-Hall*.
- Manzanal, D., M.M.Stickle, Pastor, M., Navas, P., Mira, P., & Fernandez-Merodo. (2022). Fundamentos de plasticidad en geomateriales. *Presentación curso M.sc Universitario Ingeniería De Estructuras, Cimentaciones y Materiales, ETSICCP -UPM*. Madrid.
- Manzanal, D., Pastor, M., & Merodo, J. A. (2011). Generalized plasticity state parameter-based model for saturated and unsaturated soils. *Part II: Unsaturated soil modeling. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*(35).
- McDougall, S., & Hungr, O. (2004). A model for the analysis of rapid landslide motion across three-dimensional terrain." . *Canadian Geotechnical Journal* 41.6 (2004), 1084-1097.
- Mergili, M., Fellin, W., Moreiras, S. M., & Stötter, J. (2012a). Simulation of debris flows in the Central Andes based on Open Source GIS: Possibilities, limitations, and parameter sensitivity. *Nat. Hazards*, 61, 1051–1081.
- Mergili, M., Krenn, J., & Chu, H.-J. (2015). r.randomwalk v1, a multi-functional conceptual tool for mass movement routing Geosci. *Model Dev.*, 1(8), 4027–4043. doi:10.5194/gmd-8-4027-2015

- Mergili, M., MArchesini, I. A., Metz, M., Schneider-Muntau, B., Rossi, M., & Guzzetti. (2014). A strategy for GIS-based 3-D slope stability modelling over large areas. *F, Geosci. Model Dev.*, 2969–2982. doi:10.5194/gmd-7-2969-2014
- Min, D., & Yoon, H. (23 de marzo de 2021). *Suggestion for a new deterministic model coupled with machine learning techniques for landslide susceptibility mapping*. Obtenido de Scientific Reports: 6594. <https://doi.org/10.1038/s41598-021-86137-x>
- Mira, P., Pastor, M., Li, T., & Liu, X. (2003). A new stabilized enhanced strain element with equal order of interpolation for soil consolidation problems. *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 192, 4257-4277.
- Monaghan, J. (1992). Smoothed particle hydrodynamics . *Ann.Rev. Astron. Astrophys.*, 30, 543 – 574.
- Monaghan, J. J. (1989). On the problem of penetration in particle methods. *J. Comput. Phys.*(82), 1-15.
- Monaghan, J. J. (1994). Simulating Free Surface Flows with SPH. *J. Comput. Phys*(110), 399–406.
- Monaghan, J. J. (2000). SPH without a Tensile Instability. *J. Comput. Phys*, 159, 290–311.
- Monaghan, J. J., & Kocharyan, A. (1995). Sph Simulation of Multiphase Flow . *Computer Physics Communications*, 225-235.
- Monaghan, J. J., & Lattanzio, J. C. (1985). A refined particle method for astrophysical problems. *Astron. Astrophys*, 149, 135–43.
- Monaghan, J. J., Kos, A., & Issa, N. (2003). Fluid Motion Generated by Impact. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering ASCE* 129 , 250–259.
- Monaghan, J., & Gingold, R. (1983). Shock simulation by the particle method SPH. *J. Comput. Phys*(52), 374–89.
- Monaghan, J., & Kos, A. (1999). Solitary waves on a Cretan beach. *J. Waterways., Port, Coastal, Ocean Eng. ASCE*, 125., 145–154 .
- Monaghan, J., & Lattanzio, J. (1985). A refined particle method for astrophysical problems. *Astronomy and Astrophysics* 149, 135 – 143.
- Montgomery, D., & Dietrich, W. (1994). A physically-based model for the topographic control on shallow landsliding. *Water Resour Res*, 30(4), 1153–1171.
- Morgenstern, N., & Price, V. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique, London*, 15(1), 79-93.
- Morris, J. P. (1996). Analysis of Smoothed Particle Hydrodynamics with Applications. (Monash University).
- Mroz, Z. (1967). On the description of anisotropic work-hardening. *J.Mech. Phys. Solids*, 15, 163-175.

- Mroz, Z., Norris, V., & Zienkiewicz, O. (1978). An anisotropic hardening model for soils y its application to cyclic loading. *Int.J.Num.Anal.Meth.Geomech.*,2, 203-221.
- Naciones Unidas UNISDR. (2009). *Terminología Reducción del Riesgo de Desastres en español*. (E. I. (UNISDR), Ed.) Ginebra, Suiza. Obtenido de https://www.unisdr.org/files/7817_UNISDRTerminologySpanish.pdf
- Nayroles, B., Touzot, G., & Villon, P. (1992). Generalizing the finite element method: diffuse approximation and diffuse elements. *Comp. Mech.* 10, 307-318.
- Newland, D. (1975). *An introduction to random vibrations and spectral analysis*. Longman.
- Nova, R. (1977). On the hardening of soils. *Arch.Mech.Stos.*29, 3, 445-458.
- O'Brien, J. S., & Julien, P. Y. (1988). Laboratory analysis of mudflow properties. *114*(8), 877 - 887.
- Okada, Y., Sassa, K., & Fukuoka, H. (2004). Excess pore pressure and grain crushing of sands by means of undrained and naturally drained ring-shear tests. En *Engineering geology*, 75 (3) (págs. 325-343).
- Oldroyd, J. (1947). A rational formulation of the equations of plastic flow for a Bingham solid. *Proc. Camb. Phil. Soc.* 43, 100–105.
- Oñate, E., & Idelsohn, S. (1998). A mesh free finite point method for advective-diffusive transport and fluid flow problems. *Comp.Mech.* 21, 283-292.
- Osher, S., & Sethian, J. (1988). Fronts propagating with curvature-dependent speed: algorithms based on Hamilton {Jacobi formulation. *Journal of Computational Physics* 79:12, 49.
- Pailha, M., & Pouliquen, O. (2009). A two-phase flow description of the initiation of underwater granular avalanches. *Journal of Fluid Mechanics*(633), 115. doi:10.1017/S0022112009007460
- Pailha, M., Nicolas, M., & Pouliquen, O. (2008). Initiation of underwater granular avalanches: influence of the initial volume fraction. *Phys. Fluids* 20(111701).
- Park, H., & West, T. (2001). Development of a probabilistic approach for rock wedge failure . *Engineering Geology*, 59, 233–251.
- Parry, R. H. (1960). Triaxial Compression and Extension Tests on Remoulded Saturated Clay. *Géotechnique*, 10, 166–80.
- Pastor, M., & Zienkiewicz, O. (1986). A generalized plasticity hierarchical model for sy under monotonic y cyclic loading. En G. y. Impe (Ed.), *Proc.2nd.Int.Conf. Numerical Models in Geomechanics 31st March-4 April* (págs. 131-150). Ghent (Belgium): M.Jackson y Son Publ.
- Pastor, M., Blanc, T., & Pastor, M. (2009). A depth-integrated viscoplastic model for dilatant saturated cohesive-frictional fluidized mixtures: Application to fast catastrophic landslides. *J. Non-Newtonian Fluid Mech*, 142–153.

- Pastor, M., Haddad, B., Sorbino, G., Cuomo, S., & Drempevic, V. (2009a). A depth - integrated, coupled SPH model for flow-like landslides and related phenomena. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*(33), 143–72.
- Pastor, M., Hernández, A., Tayyebi, S., Trejos, G., Suárez, G., & Zheng, J. (2024, Pendiente de publicación). A depth integrated SPH framework for slow landslides.
- Pastor, M., Li, T., Liu, X., Zienkiewicz, O., & Quecedo, M. (2000). A fractional step algorithm allowing equal order of interpolation for coupled analysis of saturated soil problems *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*. 511-534. doi:10.1002/1099-1484(200010)5:7<511::aid-cfm87>3.0.co;2-s
- Pastor, M., Martin Stickle, M., Dutto, P., Fernández Merodo, J. A., Blanc, T., Sancho, S., & Benítez, A. S. (2015). A viscoplastic approach to the behaviour of fluidized geomaterials with application to fast landslides. *Continuum Mech. Thermodyn.* 27(27), 21–47. Obtenido de <https://doi.org/10.1007/s00161-013-0326-5>
- Pastor, M., Moussavi, T. S., Stickle, M., Yagüe, Á., Molinos, P., Miguel, N., & Pedro, M. D. (2021). A depth integrated, coupled, two-phase model for debris flow propagation. *Acta Geotechnica*. 1-25. doi:10.1007/s11440-02
- Pastor, M., Quecedo, M., Fernández Merodo, J., Herreros, M., González, E., & Mira, P. (2002). Modelling Tailing Dams and mine waste dumps failures. *Geotechnique, Vol.LII, N.8*, 579-592.
- Pastor, M., Quecedo, M., Gonzá, E., Herreros, M. I., Merodo, J. A., & P., M. (feb de 2004). Simple Approximation to Bottom Friction for Bingham Fluid Depth Integrated Models. *J. Hydraul. Eng.*, 130(2), 149–155.
- Pastor, M., Tayyebi, S., & Hernández, A. (2023, sin publicar). MODELACIÓN DE LA PROPAGACIÓN Y ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD PARA EL CASO PILOTO EN UN SECTOR DE LA PARTE ESTE DEL PICACHO EN SAN SALVADOR, SAN SALVADOR.
- Pastor, M., Tayyebi, S., Gao, L., Trejos, G., Hernández, A., & Hernández, A. (2022, Sin publicar). INFORME DESLIZAMIENTO COLONIA GUILLEN, Proceso BID HO-T1321-P004.
- Pastor, M., Tayyebi, S., Hernandez, A., Gao, L., Stickle, M., & Lin, C. (2023). A new two-layer two-phase depth-integrated SPH model implementing dewatering: Application to debris flows. *Comput. Geotech.*, 153.
- Pastor, M., Tayyebi, S., Hernández, A., Zheng, J., Suárez, G., & Reyes, M. E. (2024, pendiente publicación). Modeling fast flows with variable water content: a depth-integrated SPH approach. *Computers and Geotechnics*.
- Pastor, M., Tayyebi, S., Stickle, M., Molinos, M., Yagüe, A., Manzanal, D., & Navas, P. (2022). An Arbitrary Lagrangian Eulerian (ALE) finite difference (FD)-SPH depth integrated model for pore pressure evolution on landslides over erodible terrains. *Int.J.Num.Anal.Meth.Geomech.* doi:<https://doi.org/10.1002/nag.3339>

- Pastor, M., Yague, A., Stickle, M., Manzanal, D., Mira, P., & Mira, P. (2018). A two-phase SPH model for debris flow propagation. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 42(3), 418-448.
- Pastor, M., Zienkiewicz, O. C., & Leung, K. H. (1985). Simple model for transient soil loading in earthquake analysis. *Non-associative models for sands Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., II*(9), 477–98.
- Pastor, M., Zienkiewicz, O., & Chan, A. (1990). Generalized Plasticity y the modelling of soil behaviour. *Int.j.numer.anal.methods geomech.* 14, 151-190.
- Pearson, K. (1905). The Problem of the Random Walk. *Nature* , 72, 294,318, 342.
- Peraire, J. (1986). A Finite Element Method for Convection Dominated Flows. *PhD thesis*. Swansea: University of Wales.
- Peraire, J., Zienkiewicz, O., & Morgan, K. (1986). Shallow water problems. A general explicit formulation. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 22, 547–574.
- Perzyna, P. (1963). THE CONSTITUTIVE EQUATIONS FOR RATE SENSITIVE PLASTIC MATERIALS Q. *Appl. Math*, 20, 321–32.
- Perzyna, P. (1966). *Fundamental Problems in Viscoplasticity*.
- Petschek, A., & Libersky, L. (1990). Smooth particle hydrodynamics with strength of materials. *Advances in the Free Lagrange Method, Lecture Notes in Physics*, 395, 248-257.
- Pisanò, F., & Pastor, M. (2011). 1D wave propagation in saturated viscous geomaterials: Improvement and validation of a fractional step Taylor–Galerkin finite element algorithm. *Comput. Methods Appl. Mech. Eng*, 3341–3357.
- Pitman, E. B., & Le, L. (2005). A two-fluid model for avalanche and debris flows. *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 363(1832), 1573-1601.
- Prévost, J. (1977). Mathematical modelling of monotonic y cyclic undrained clay behaviour. *Int.J.Num.Anal.Meth.Geomech.,1*, 195-216.
- Pudasaini, S. P. (2012). A general two-phase debris flow model. . *Journal of Geophysical Research*, 117(F3), F03010.
- Pudasaini, S. P., & Hutter, K. (2007). *Avalanche Dynamics: Dynamics of rapid flows of dense granular avalanches*. Berlin, Heidelberg, Germany: Springer.
- Quecedo, M., & Pastor, M. (2001). Application of the level-set method to the finite element solution of two-phase flows. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*(50), 645–663.
- Quecedo, M., Pastor, M., & Herreros, M. (2004). Numerical modelling of impulse wave generated by fast landslides. *Int J Numer Methods Eng*(59(12):1633–56).

- Quecedo, M., Pastor, M., Herreros, M., & Fernández Merodo, J. (2003). Numerical modelling of the propagation of fast landslides using the finite element method. *Int. J. Numer. Meth. Engng*; 59, 755–794. doi:10.1002/nme.841
- Randles, P. W., & Libersky, L. D. (1996). Smoothed Particle Hydrodynamics: Some recent improvements and applications. *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*(139), 375–408.
- Randles, P. W., & Libersky, L. D. (2000). Normalized SPH with stress points. *Int. J. Numer. Methods Eng.*(48), 1445–62.
- Randles, P., & Libersky, L. (2000). Normalized SPH with stress points. *Int. J. Numer. Meth. Engng.*, 48, 1445-1462.
- Rhoda, H., & Little, M. (2015). *Understanding Mathematical and Statistical Techniques in Hydrology*. Wiley Blackwell.
- Rodríguez Paz, M., & Bonet, J. (2005). A corrected smooth particle hydrodynamics formulation of the shallow-water equations. *Computers and Structures* 83, 1396 – 1410.
- Roscoe, K., Schofield, A., & Thurairajah, A. (1963). Yielding of Clays in States Wetter than Critical. *Géotechnique* 13, 211-240.
- Rosso, R., Rulli, M., & Vannucchi, G. (2006). A physically based model for the hydrologic control on shallow landsliding. *Water Resources Research*(42).
- Roux, S., & Radjai, F. (1998). Texture-Dependent Rigid-Plastic Behavior Physics of Dry Granular Media. *Dordrecht: Springer Netherlands*, 229–36.
- Ruiz, G., Pérez, R., Chaparro, J., García, D. H., Tabares, S. M., Quintero, O. C., . . . Olivera, M. (2020). *Zonificación de amenaza por movimientos en masa en Rosas Cauca*. Servicio Geológico Colombiano, Bogotá.
- Saichev, A. I., & Woyczynski, W. (1997). *Distributions in the Physical and Engineering Sciences* (Vol. 1). Cham: Springer International Publishing.
- Salazar, F., Oñate, E., & Morán, R. (2012). Numerical modelling of landslides in reservoirs via the Particle Finite Element Method (PFEM). *Rev. int. métodos numér. cálc. diseño ing.* 28(23), 112.
- Santagiuliana, R., & Schrefler, B. (2006). Enhancing the Bolzon-Schrefler-Zienkiewicz constitutive model for partially saturated soil. *Transport in Porous Media*. Vol. 65, 1-30.
- Savage, S. B., & Hutter, K. (1989). The motion of a finite mass of granular material down a rough incline. *J. Fluid Mech.* 199, 177–215.
- Savage, S., & Hutter, K. (1991). The dynamics of avalanches of granular materials from initiation to runout. *Part I: Analysis", Acta Mechanica* 86, 201-223.
- Savage, W., Godt, J., & Baum, R. (2003). A model for spatially and temporally distributed shallow landslide initiation by rainfall infiltration. *Proceedings of the 3rd International Conference on Debris-flow Hazards Mitigation: Mechanics, Predictio*.

- Savage, W., Godt, J., & Baum, R. (2004). Modeling time dependent areal slope stability. *Proceedings of the 9th International Symposium on Landslides*, (págs. 23–36). Rio de Janeiro, Jun. 28-Jul. 2.
- Schweiger, H., & Peschl, G. (2005). Reliability analysis in geotechnics with a random set finite element method . *Comput Geotech*, 32:422–35.
- SGC. (2021). Amenaza Sísmica de Colombia. Bogotá. Obtenido de <https://amenazasismica.sgc.gov.co/>
- SGC, S. G. (2017). GUÍA METODOLÓGICA PARA LA ZONIFICACIÓN DE AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA ESCALA 1: 25.000. En E. A. Rodríguez Castiblanco, J. H. Sandoval Ramírez, J. L. Chaparro Cordón, G. A. Trejos González, E. Medina Bello, K. C. Ramírez Hernández, . . . Ruiz. Bogotá: Servicio Geológico Colombiano.
- SGC, S. G. (20 de Febrero de 2023). *Sistema de información de Movimientos en Masa - SIMMA*. Recuperado el 2023 de Febrero de 2023, de <https://simma.sgc.gov.co/#/public/basic/>
- SGC, S. G., & UNAL, U. N. (2016). *GUÍA METODOLÓGICA PARA ESTUDIOS DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA ESCALA DETALLADA*. Bogotá: Servicio Geológico Colombiano.
- Sharpe, C. F. (1938). Landslide and Related Phenomena. *Columbia University Press*, 137p.
- Simo, J., & Rifai, M. (1990). A Class of Mixed Assumed Strain Methods and The Method of Incompatible Modes. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 29, 1595-1638.
- Skempton, A. W., & Hutchinson, J. N. (1969). Stability of natural slopes and embankment foundations. *State of the Art Report. 7th Int. Conf. Soil mechanics and Foundation Eng*, (págs. 291-340). Mexico State.
- Sluys, L. J., & Borst, d. R. (1993). Wave propagation in strain-softening plasticity Modern approaches to plasticity. (págs. 411–47). proceedings of a workshop held in Horton, Greece, 12-16 June 1992: D Kolymbas (Netherlands: Elsevier).
- Suchomel, R., & Masin, D. (2010). Comparison of different probabilistic methods for predicting Stability of a slope in spatially variable c - F_i soil. *Computers and Geotechnics*, 37, Issues 1–2, 132-140. doi:ISSN 0266-352X
- Suchomel, R., & Masin, D. (s.f.). Comparison of different probabilistic methods for predicting stability of a slope in spatially variable c - F_i soil. *Computers and Geotechnics*, 37(Issues 1–2), 132-140. Obtenido de <https://doi.org/10.1016/j.com>
- Sulem, J., & Vardoulakis, I. (1995). *Bifurcation analysis in geomechanics*. London and New York: Taylor y Francisco.
- Sussman, M., Smereka, P., & Osher, S. (1994). A level set approach for computing solutions to incompressible two-phase flow. *Journal of Computational Physics*, 114:146 {159.

- Takeda, H., Miyama, S. M., & Sekiya, M. (1994). Numerical-Simulation of Viscous-Flow by Smoothed Particle Hydrodynamics. *Progress of Theoretical Physics*, 939-960.
- Tamagnini, R. (2004). An extended Cam-Clay model for unsaturated soils with hydraulic hysteresis. *Géotechnique*, Vol. 54, 223-228.
- Tamagnini, R., & Pastor, M. (2004). A thermodynamically based model for unsaturated soils: a new framework for generalized plasticity. *2nd International Workshop on Unsaturated Soils* (págs. 1-14). Mancuso Ed.
- Tayyebi, S. (2019). Un modelo integrado de profundidad SPH de dos fases para la propagación del flujo de detritos considerando la evolución de la presión del agua intersticial. Madrid. doi:10.20868/UPM.tesis.57431
- Tayyebi, S., Pastor, M., & Stickle, M. (2021). Two-phase SPH numerical study of pore-water pressure effect on debris flows mobility: Yu Tung debris flow. *Comput. Geotech.* 132: 103973. doi:10.1016/j.compgeo.2020.103973
- Toro, E. (1999). *Riemann Solvers and Numerical Methods for Fluid Dynamics, A Practical Introduction* (2nd edn ed.). Berlin: Springer-Verlag.
- Torrecilla Macho, C., & Ramírez Lucendo, I. (2002). *Diagnosis e inventario de la susceptibilidad a las inestabilidades en las áreas afectadas por los terremotos del 2001 en el volcán de Usulután*. Departament de Governació i Relacions Institucionals, Direcció General de Relacions Exteriors, Àrea de Cooperació Internacional, Generalitat de Catalunya - Servicio Nacional de Estudios Territoriales, San Salvador.
- Tresca, H. (1864). Mémoire sur l'écoulement des corps solides soumis à de fortes pressions. Paris: Gauthier-Villars.
- UNDRR. (01 de 06 de 2023). *DesInventar Sendai*. Obtenido de <https://www.desinventar.net/DesInventar/main.jsp>
- Vacondio, R., Mignosa, P., & Pagani, S. (2013b). Shallow water SPH for flooding with dynamic particle coalescing and splitting. *Adv. Water res*, 58, 10-23.
- Vacondio, R., Rogers, B. D., Stansby, P. K., & Mignosa, P. (2011). SPH modeling of shallow flow with open boundaries for practical flood simulation. *Journal of Hydraulic Engineering*, 138(6), 530-541.
- Vacondio, R., Rogers, B. D., Stansby, P. K., Mignosa, P., & Feldman, J. (2013a). Variable resolution for SPH: A dynamic particle coalescing and splitting scheme. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 256, 132-148.
- Van der Veen, C. (1999). *Fundamentals of Glacier Dynamics*. A. A. Balkema.
- Van Genuchten, M. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic. *Soil Science Society of America Journal*, 44, 892-898.
- van Westen, C., Seijmonsbergen, A. C., & Mantovani, F. (1999). Comparing landslide hazard maps. *Natural Hazards*, 20, 137-158.

- Vanmarcke, E. (1983). Random fields: analysis and synthesis. *Cambridge (MA): MIT press*.
- Vardoulakis, I., & Sulem, J. (1995). Bifurcation analysis in geomechanics. *Blackie Academic and Professional, Chapman & Hall*.
- Varnes, D. (1978). Slope movement types and processes. (R. a. Schuster, Ed.) *Landslides, Analysis and Control, Special Report 176: Transportation Research Board, National Academy of Sciences*, 11-28.
- Vila, J. (1999). On particle weighted methods and Smooth Particle Hydrodynamics. *Mathematical models and Methods in Applied Sciences 1999;9(2)*, 161–209.
- Voellmy, A. (1955). Über die Zerstörungskraft von Lawinen. *Schweizerische Bauzeitung, 73*, 212-285.
- Von Mises, R., & Huber. (1913). Gottinger Nachrichten. *math. -phis. Klasse*, 582.
- Vulliet, L., & Hutter, K. (1988). Continuum model for natural slopes in slow movement. *Géotechnique(38)*, 199–217.
- Vulliet, L., & Hutter, K. (1988b). Set of constitutive model for soils under slow movement. *J. of Geot. Eng. Div. ASCE, CXIV(9)*, 1022- 1041.
- Walter, H., & Brian, J. (2019). *Múltiple colapso sectorial del volcán de San Salvador*. Universidad Tecnológica de El Salvador, San Salvador.
- Wang, Y., & K., H. (1999). A constitutive theory of fluid-saturated granular materials and its application in gravitational flows. *Rheol. Acta 38* , 214–223.
- Wichmann, V., & Becht, M. (2003). Modelling of Geomorphic Processes in an Alpine Catchment. *Proceedings of the 7th International Conference on Geo Computation*. Southampton 8–10 September : University of Southampton, UKl. Obtenido de <http://www.geocomputation.org/2003/Papers/Wi>
- Wieckowski, Z. (2004). The material point method in large strain engineering problems. *Computer methods in applied mechanics and engineering, 193(39)*, 4417-4438.
- Wilde, P. (1997). Two-invariants dependent model of granular media. *Arch.Mech.Stos.29*, 799-809.
- Wilson, F. M. (2005). Report on the debris flow at Sham Tseng San Tsuen of 23 august 1999.
- Winnicki, A., Pearce, C. J., & Bićanić, N. (2001). Viscoplastic Hoffman consistency model for concrete. *Comput. Struct(79)*, 7–19.
- WMO, W. M. (2022). *Provisional State of the Global Climate 2022*. United Nations, World Meteorological Organization, Ginebra, Suiza. Obtenido de <https://www.un.org/es/climatechange/reports>
- Xia, X., Liang, Q., Pastor, M., Zou, W., & Zhuang, Y. (2013). Balancing the source terms in a SPH model for solving the shallow water equations. *Advances in Water Resources(59)*, 25–38. doi:10.1016/j.advwatres.2013.05.004

- Yue, Z. Q. (2014). Dynamics of large and rapid landslides with long travel distance under dense gas expanding power. *Landslide Science for a Safer Geoenvironment*(3), 233-240.
- Zabala, F., & Alonso, E. E. (2011). Progressive failure of Aznalcóllar dam using the material point method. *Géotechnique*, 61(9), 795-808.
- Zhu, Y., Fox, P. J., & Morris, J. F. (1997). Smoothed particle hydrodynamics model for flow through porous media. En *Computer Methods and Advances in Geomechanics* (Vol. 2, págs. 1041-1046).
- Zienkiewicz, O. C., & Cormeau, I. C. (1974). Visco-plasticity-plasticity and creep in elastic solids-a unified numerical solution approach. *Int. J. Numer. Methods Eng*(8), 821-45.
- Zienkiewicz, O., & Mroz, Z. (1985). Generalized Plasticity formulation y application to Geomechanics. (C. y. R.H.Gallaher, Ed.) *Mechanics of Engineering Materials*.
- Zienkiewicz, O., & Shiomi, T. (1984). Dynamic behaviour of saturated porous media; The generalized Biot formulation and its numerical solution. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* 8, 71-96.
- Zienkiewicz, O., Chan, A., Pastor, M., Paul, D., & Shiomi. (1990a). T. Static and dynamic behaviour of soils: a rational approach to quantitative solutions. I. . *Fully saturated problems Proc.R.Soc.Lond. A 429*, 285-309.
- Zienkiewicz, O., Chan, A., Pastor, M., Shrefler, B., & Shiomi, T. (1999). Computational Geomechanics, . *J.Wiley y Sons*.
- Zienkiewicz, O., Chang, C., & Bettess, P. (1980). Drained, undrained, consolidating dynamic behaviour assumptions in soils . *Geotechnique 30*, 385-395.
- Zienkiewicz, O., Xie, Y., Schrefler, B., & Ledesma, A. B. (1990b). Static and dynamic behaviour of soils: a rational approach to quantitative solutions. 311-321.