



FACULTAD DE INGENIERIA
Maestría en Ingeniería Civil

Trabajo de Grado

Análisis de la influencia de la Probabilidad de Falla
en diseño sobre los costos de mantenimiento de
taludes en vías

Presentado por:

Hernán Augusto Rojas Silva

Director de Trabajo

Ing. Ph.D. MsC. Carlos Eduardo Rodríguez Pineda

Bogotá D.C.

Diciembre de 2013

APROBACIÓN

El Trabajo de grado con título “Análisis de la influencia de la Probabilidad de Falla en diseño sobre los costos de mantenimiento de taludes en vías”, desarrollado por el estudiante Hernán Augusto Rojas Silva, en cumplimiento de uno de los requisitos dispuestos por la Pontificia Universidad Javeriana, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería civil, para optar el Título de Magister en ingeniería Civil, fue aprobado por:

Ing. PhD. MsC. Carlos Eduardo Rodríguez Pineda
Director de trabajo de grado

Ing. PhD. Oscar Javier Reyes Ortiz
Jurado 1

Ing. MsC. Carlos Ernesto Vargas Aragón
Jurado 2

Análisis de la influencia de la Probabilidad de Falla
en diseño sobre los costos de mantenimiento
de taludes en vías.

Hernán Augusto Rojas Silva

La Pontificia Universidad Javeriana, no es responsable por los conceptos emitidos por los autores-investigadores del presente trabajo, por lo cual son responsabilidad absoluta de sus autores y no comprometen la idoneidad de la institución ni de sus valores.

DEDICATORIA

*A mi madre,
Quien ya no está físicamente
para compartir conmigo
la satisfacción de esta realización.*

*A mi hijo,
quien en proceso de aprendizaje,
podrá entender el valor de las realizaciones.*

AGRADECIMIENTOS

*A mi Dios,
Por regalarme el tiempo y las condiciones para lograrlo,
A Jesús y a la Virgen María,
Por fortalecer mi existencia a cada momento,
A los seres de luz que iluminaron mi camino,
ese que me llevó al logro de esta meta.*

Análisis de la influencia de la Probabilidad de Falla en diseño sobre los costos de mantenimiento de taludes en vías

Resumen

Las prácticas usuales en Colombia para efectuar gestión vial de taludes, se enfocan fundamentalmente hacia la atención de emergencias, las acciones están encaminadas a la remoción del material deslizado para permitir la movilidad. Sin embargo, la gestión de taludes es reducida por limitaciones presupuestales y por falta de criterios básicos para planificar y desarrollar dicha gestión. Por ello, se buscaron criterios y directrices que ayudaran a la planificación y ejecución de la gestión a través del análisis de la relación entre los costos de ejecución de obras en taludes y las probabilidades de falla calculadas para diferentes tipos de intervención. Para el análisis de estabilidad de un talud de referencia, se utilizó un método de simulación por Equilibrio Límite, aplicando el Método de Morgenstern-Price y usando el programa de computador SLIDE 6.0 ®. Para los análisis por confiabilidad se aplicó el método de Estimativos Puntuales para obtener los factores de seguridad y las probabilidades de falla para cada uno de los escenarios analizados. De los resultados obtenidos en las diferentes simulaciones se concluye que la mayor probabilidad de falla total (PFT) por sismo se presenta para un periodo de retorno de sismo de 100 años, independiente de la intervención considerada, por lo que debería diseñarse para dicho periodo. Para el caso de PFT de sismo más lluvia se obtuvo que los mayores se presentaron para los periodos de lluvia menores. Finalmente, debe tenerse presente que diseñar para bajas PFT involucra altos costos de intervención y que esta debe definirse con base en el efecto primordial a atender (lluvia, sismo o lluvia –sismo).

Palabras claves: Confiabilidad, Ciclo de vida, Mantenimiento, taludes, Probabilidad de falla.

Abstract

The usual practices in Colombia to make road slopes administration, are focused fundamentally toward the attention of emergencies, the actions are guided to the removal of the material slipped to allow the mobility. However, the administration of slopes is reduced by limitations budget and for lack of basic approaches to plan and to develop this administration. For it, approaches and guidelines were looked for that helped to the planning and execution of the administration through the analysis of the relationship among the costs of execution of works in slopes and the failure probabilities calculated for different intervention types. For the analysis of stability of a reference slope, a Limit Equilibrium simulation method was used, applying the Method of Morgenstern-Price and using the computer program SLIDE 6.0 ®. For the reliability analyses the Point Estimates Method was applied to obtain the factors of security and the failure probabilities for each one of the analyzed scenarios. From the results obtained in the different simulations it can be concluded that the biggest probability of total failure (PTF) for earthquake it is presented for an earthquake of 100 of return period, independent of the considered intervention, for what should be designed for this period. For the case of earthquake and rain fall it was obtained that the biggest failure probabilities was presented for the smallest periods of rain. Finally, it should be had it presents to design for low PTF it involves high intervention costs and that this should be defined with base in the primordial effect to assist (rain, earthquake or rain - earthquake).

Keywords: Reliability, Cycle of life, Maintenance, Slopes, Probability of failure.

Tabla de contenido

1. INTRODUCCIÓN	15
1.1 Planteamiento del problema y justificación	15
1.2 Objetivos.....	21
1.2.1 Objetivo general.....	21
1.2.2 Objetivos específicos.....	21
2. MARCO TEÓRICO	22
2.1 Análisis de estabilidad de masas de suelo, mecanismos de falla y métodos de cálculo de estabilidad de taludes.	23
2.2 Teoría de la probabilidad y análisis de probabilidad de falla.	26
3. MATERIALES Y MÉTODOS	34
3.1 Descripción.	34
3.2 Fases de desarrollo de la metodología.	36
4. PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS	67
4.1 Análisis por confiabilidad para condición lluvia.....	67
4.1.1 Análisis por confiabilidad para la condición actual más lluvia.	68
4.1.2 Análisis por confiabilidad para la condición intervenciones más lluvia.	69
4.2 Análisis por confiabilidad para condición sismo.	70
4.2.1 Análisis por confiabilidad para la condición actual más sismo.....	70
4.2.2 Análisis por confiabilidad para la condición intervenciones más sismo.	71
4.3 Análisis por confiabilidad para condición lluvia más sismo.	72
4.4 Costos estimados por tipo de intervención.	84
4.5 Análisis de relación entre probabilidades de falla y costos estimados por tipo de intervención.....	87
4.5.1 Probabilidad de falla total – Costos estimados de intervención para condición lluvia.	87
4.5.2 Probabilidad de falla total – Costos estimados de intervención para condición sismo.....	90
4.5.3 Probabilidad de falla total – Costos estimados de intervención para condición lluvia más sismo.	92
4.6 Análisis de valores máximos y mínimos de resultados de la evaluación por confiabilidad.	93
4.6.1 Condición lluvia.	93
4.6.2 Condición sismo.	95
4.6.3 Condición lluvia más sismo.	97

5.	CONCLUSIONES.....	101
6.	REFLEXIONES SOBRE LOS RESULTADOS DEL TRABAJO Y SU APLICACIÓN PRÁCTICA EN GESTIÓN VIAL PARA TALUDES.	106
7.	RECOMENDACIONES.....	109
8.	BIBLIOGRAFÍA	110
9.	ANEXOS	112
9.1	Tablas	112
9.2	Figuras	117

Índice de Tablas

<i>Tabla 1 Sitios de ejecución de exploraciones de campo.</i>	37
<i>Tabla 2 Caracterización de materiales – Parámetros técnicos básicos.</i>	37
<i>Tabla 3 Cálculo del ángulo de resistencia interna y cohesión para Qcd a partir del ensayo SPT.</i>	38
<i>Tabla 4 Cálculo del ángulo de resistencia interna y cohesión para Qc</i>	39
<i>Tabla 5 Parámetros geo mecánicos de los materiales.</i>	39
<i>Tabla 6 Cálculo de parámetros probabilísticos del material Qcd a partir del ensayo SPT.</i>	41
<i>Tabla 7 Cálculo de parámetros probabilísticos del material Qc a partir del ensayo SPT.</i>	41
<i>Tabla 8 Parámetros probabilísticos de los materiales</i>	42
<i>Tabla 9 Factores de seguridad en función del N.F.</i>	44
<i>Tabla 10 Valores de probabilidad de excedencia de sismo por periodos de retorno de sismo T(S).</i>	48
<i>Tabla 11 Factores de seguridad básicos mínimos directos.</i>	49
<i>Tabla 12. Factores de seguridad para condición estática y pseudoestática - Drenes de penetración.</i>	51
<i>Tabla 13 Altura y grado de inclinación cortes en función de F.S.</i>	54
<i>Tabla 14 Factores de seguridad para condición estática y pseudoestática. Terracéo</i>	55
<i>Tabla 15 Factores de seguridad para condición estática y pseudoestática. Anclajes pasivos.</i>	58
<i>Tabla 16 . Anclaje Inferior – cálculos estructurales</i>	61
<i>Tabla 17 Anclaje medio</i>	61
<i>Tabla 18 Anclaje superior - cálculos estructurales</i>	62
<i>Tabla 19 Factores de seguridad para condición estática y pseudoestática. Anclajes activos.</i>	63
<i>Tabla 20 Factores de seguridad para condición estática y pseudoestática Caissons.</i>	64
<i>Tabla 21 Análisis por confiabilidad de condición actual + lluvia y condición Intervenciones + lluvia.</i>	68
<i>Tabla 22 Análisis por confiabilidad de Condición actual + sismo y condición intervenciones + sismo.</i>	70
<i>Tabla 23 Análisis por confiabilidad de Condición actual + lluvia + sismo.</i>	73
<i>Tabla 24 Análisis por confiabilidad de condición intervención + lluvia + sismo (drenes horizontales).</i>	76
<i>Tabla 25 Análisis por confiabilidad de condición intervención + lluvia + sismo (Terracéo).</i>	77
<i>Tabla 26 Análisis por confiabilidad de condición intervención + lluvia + sismo (anclajes pasivos).</i>	78
<i>Tabla 27 Análisis por confiabilidad de condición intervención + lluvia + sismo (anclajes activos).</i>	78

<i>Tabla 28 Análisis por confiabilidad - condición intervención + lluvia+ sismo (Caissons)</i>	79
<i>Tabla 29 Costos estimados por tipo de intervención</i>	86
<i>Tabla 30 Costos totales estimados por tipo de intervención –</i>	87
<i>Tabla 31 Costos estimados (Construcción) por tipo de intervención. Probabilidad de falla total para condición lluvia</i>	89
<i>Tabla 32 Valores máximos y mínimos de PFT lluvia</i>	93
<i>Tabla 33 Valores máximos y mínimos de PFT sismo</i>	95
<i>Tabla 34 Valores máximos y mínimos de PFT – lluvia + sismo</i>	97
<i>Tabla 35. Costos estimados (Mantenimiento) por tipo de intervención - Probabilidad de falla total para condición lluvia</i>	112
<i>Tabla 36. Costos totales estimados por tipo de intervención - Probabilidad de falla total para condición sismo</i>	112
<i>Tabla 37. Costos estimados (Construcción) por tipo de intervención - Probabilidad de falla total para condición sismo</i>	113
<i>Tabla 38. Costos estimados (Mantenimiento) por tipo de intervención - Probabilidad de falla total para condición sismo</i>	114
<i>Tabla 39. Valores de probabilidad de excedencia de lluvia por periodos de retorno de lluvia T(LL)</i>	114
<i>Tabla 40. Unidades geológicas consideradas en la zona de estudio</i>	115
<i>Tabla 41. Cálculo del Ncampo corregido</i>	116

Índice de Figuras

<i>Figura 1 Esquema básico de la hipótesis inicial de trabajo.</i>	20
<i>Figura 2 Esquema básico de representación de un análisis de estabilidad de un talud por el método de las fajas o dovelas.</i>	25
<i>Figura 3 Gráfico de Distribución Normal o campana de Gauss y Distribución Log Normal para representar comportamiento de parámetros de un material térreo - ("Ø" y "c").</i>	27
<i>Figura 4 Factor de Seguridad – Probabilidad de Falla</i>	28
<i>Figura 5 Niveles de riesgo de acuerdo con el tipo de conservación.</i>	33
<i>Figura 6 Diagrama de flujo metodología de trabajo.</i>	35
<i>Figura 7 Perfil topográfico y geotécnico del sitio de análisis. Fuente: Elaboración propia.</i>	42
<i>Figura 8 Imagen simulación análisis N.F.</i>	44
<i>Figura 9 . Mapa de epicentros históricos y zonas sísmo génicas del sur de Colombia.</i>	46
<i>Figura 10 . Resultados de amenaza sísmica – Aceleraciones máximas probables.</i>	47
<i>Figura 11 Esquema básico para intervención con drenes de penetración</i>	51
<i>Figura 12 Imagen simulación análisis para drenes horizontales sin sismo</i>	52
<i>Figura 13 Imagen simulación análisis para drenes horizontales con sismo</i>	52
<i>Figura 14 Carta de estabilidad del material a terracear.</i>	53
<i>Figura 15 . Imagen simulación análisis para carta de estabilidad terracéo</i>	54
<i>Figura 16 Esquema básico para intervención con terracéo</i>	55
<i>Figura 17 Imagen simulación análisis para terracéo sin sismo</i>	56
<i>Figura 18 Esquema básico para intervención con anclajes pasivos</i>	57
<i>Figura 19 . Imagen esquema para análisis anclajes pasivos</i>	57
<i>Figura 20 . Imagen simulación análisis para anclajes pasivos sin sismo</i>	58
<i>Figura 21 Imagen esquema para análisis anclajes activos</i>	60
<i>Figura 22 Imagen esquema funcionamiento anclajes activos</i>	60
<i>Figura 23 Esquema básico para intervención con anclajes activos</i>	62
<i>Figura 24 . Imagen esquema para análisis anclajes activos</i>	63
<i>Figura 25 Esquema básico para intervención con caissons.</i>	64
<i>Figura 26 Esquema detalles geometría elemento caisson.</i>	65
<i>Figura 27. Análisis por confiabilidad Efecto Lluvia Para condición sin obras y condición intervenciones.</i>	69
<i>Figura 28. Análisis por confiabilidad Efecto Lluvia para diferentes T(LL)</i>	69
<i>Figura 29 Análisis por confiabilidad Efecto Sismo Para condición sin obras y condición intervenciones.</i>	71
<i>Figura 30 Análisis por confiabilidad Efecto Sismo para diferentes T(S).</i>	72
<i>Figura 31 Análisis por confiabilidad Efecto Sismo + Lluvia para diferentes T(S). Para (CSO).</i>	73
<i>Figura 32 Análisis por confiabilidad Efecto Sismo + Lluvia para diferentes T(LL). Para (CSO)</i>	74

<i>Figura 33. Curvas de (PF) para condición lluvia más sismo sin obras</i>	74
<i>Figura 34. Curvas de PEXC. para condición lluvia más sismo sin obras</i>	75
<i>Figura 35 Curvas de PFT para condición lluvia más sismo sin obras</i>	75
<i>Figura 36 Curvas de comportamiento de (PFT) por sismo más lluvia, para diferentes T(S) para Drenes Horizontales.</i>	81
<i>Figura 37 Curvas de comportamiento de (PFT) por sismo más lluvia, para diferentes T(S) para Terraceó</i>	82
<i>Figura 38 Curvas de comportamiento de (PFT) por sismo más lluvia, para diferentes T(S) para Anclajes Pasivos</i>	82
<i>Figura 39 Curvas de comportamiento de (PFT) por sismo más lluvia, para diferentes T(S) para Anclajes Activos.</i>	82
<i>Figura 40 Curvas de comportamiento de (PFT) por sismo más lluvia, para diferentes T(S) para Caissons.</i>	83
<i>Figura 41 Análisis por confiabilidad para efectos Sismo más Lluvia, para diferentes T(S). (CCO).</i>	84
<i>Figura 42 Curvas de comportamiento de (PFT) por lluvia, respecto a los costos totales de intervención para diferentes T(LL).</i>	88
<i>Figura 43 Curvas de comportamiento de (PFT) por lluvia, respecto a los costos de intervención (Construcción) para diferentes T(LL).</i>	90
<i>Figura 44 Curvas de comportamiento de PTF por sismo, respecto a los costos totales de intervención para diferentes T(S).</i>	91
<i>Figura 45 Curvas de comportamiento de (PF) por sismo, respecto a los costos totales de intervención para diferentes T(S).</i>	92
<i>Figura 46 Valores máximos y mínimos de PFT - por tipo de intervención – Lluvia.</i>	94
<i>Figura 47 IPI para condición lluvia.</i>	95
<i>Figura 48. Valores máximos y mínimos de PFT por tipo de intervención – Sismo.</i>	96
<i>Figura 49. IPI para condición sismo.</i>	97
<i>Figura 50. Valores máximos y mínimos de PFT por tipo de intervención (Lluvia + sismo).</i>	98
<i>Figura 51. IPI para condición lluvia + sismo.</i>	99
<i>Figura 52 Curvas de comportamiento de PFT(LL+S) Vs T(S)</i>	117
<i>Figura 53. Curvas de comportamiento de PFT(LL+S) Vs T(S).</i>	117
<i>Figura 54. Curvas de comportamiento de PFT(LL+S) Vs T(S).</i>	118
<i>Figura 55 Curvas de comportamiento de PFT(LL+S) Vs T(S).</i>	118
<i>Figura 56. Curvas de comportamiento de PFT(LL+S) Vs T(S).</i>	119
<i>Figura 57 Curvas de comportamiento de PFT(LL) Vs Costos de Intervención (Mantenimiento) a C.D. (En millones de \$), para diferentes periodos de retorno T (LL).</i>	119
<i>Figura 58. Topografía del sitio de estudio.</i>	120
<i>Figura 59 Curvas de comportamiento de PTF(LL+S) Vs Costos Totales de Intervención a C.D. (En millones de \$). (Para T(S)= 31 años).</i>	121
<i>Figura 60. Curvas de comportamiento de PTF(LL+S) Vs Costos Totales de Intervención.</i>	121

<i>Figura 61. Curvas de comportamiento de PTF (LL+S) Vs Costos Totales de Intervención a C.D. (En millones de \$). (Para T(S)= 225 años)</i>	122
<i>Figura 62. Curvas de comportamiento de PTF (LL+S) Vs Costos Totales de Intervención. a C.D. (En millones de \$). (Para T(S)= 475 años)</i>	122
<i>Figura 63 Análisis por confiabilidad para LI, S, y LL+S.</i>	123
<i>Figura 64. Áreas de deslizamiento por tipo de intervención, para efectos LL, S y LL+S.....</i>	123
<i>Figura 65. Imagen con simulación para infiltración – Esquema básico.....</i>	123
<i>Figura 66. Imagen con simulación para infiltración- Inicio.....</i>	124
<i>Figura 67. Imagen con simulación para infiltración – 10 horas.</i>	124
<i>Figura 68. Imagen con simulación para infiltración. Flujo – inicio.</i>	125
<i>Figura 69. Imagen con simulación para infiltración – Flujo – 1 hora</i>	125
<i>Figura 70. Imagen con simulación para infiltración – Flujo – 48 horas.....</i>	126

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Planteamiento del problema y justificación

¿Cuáles son las prácticas que se aplican de manera predominante en Colombia cuando de mantenimiento vial de taludes se trata?, y ¿Cuáles son los factores o condiciones que generan el predominio de estas prácticas? Estos dos interrogantes se plantean como aristas básicas definidoras del problema que se aborda en el presente trabajo y que se convierte en justificante de los objetivos que se esbozan y desarrollan en detalle a lo largo del documento, en procura de plantear un enfoque que conlleve a aportar a la concepción tradicional de ejecución del mantenimiento de taludes en vías terrestres.

Para responder de manera consistente y específica a ellos, bien vale hacer una exposición sencilla y clara sobre temas que resultan de aporte al entorno y a las condiciones bajo las cuales se desarrolló el tema de estudio.

En primera instancia, debe mencionarse que la Red Carretera de Colombia, de acuerdo con la Ley 105 de 1993, por la cual se dictan disposiciones básicas sobre el transporte, en su Título II – Infraestructura de transporte, Artículo 13º - Especificaciones de la Red Nacional de Carreteras especifica anchos de carril y de berma, entre otros parámetros técnicos, haciendo referencia específica en su párrafo 1º a la necesidad de para nuevas carreteras, reservar franjas de terrenos a ser utilizados para recreación y prácticas deportivas de sus habitantes y en su párrafo 2º a que las zonas de terreno aledañas a las carreteras nacionales adquiridos y conocidas como de reserva servirán para el mantenimiento y ensanchamiento de la red vial, consideración que resulta útil desde el punto de vista normativo cuando de ejecución de obras de mantenimiento vial en zonas laterales se trata, cual es el caso de estabilidad de taludes, más aún cuando en Artículo 20º hace mención directa a la planeación de la infraestructura de transporte y de las prioridades para su conservación y construcción, sin plantear directrices específicas al respecto.

De la longitud total de 164.183 kilómetros de vías existentes en Colombia (CAF, 2010), el Instituto Nacional de Vías – INVÍAS tiene a cargo, según datos de su portal www.invias.gov.co a fecha 10 de enero de 2013, una longitud total de 10.989 kilómetros, de los cuales 8.346 kilómetros

corresponden a vías pavimentados y de 2.643 kilómetros a vías no pavimentadas, pudiéndose evidenciar que la clasificación anterior obedece fundamentalmente a criterios técnicos asociados a estado de la superficie de rodamiento. Con base en estos criterios califican el estado de las vías en muy bueno, bueno, regular, malo y muy malo, sin tener en cuenta en la evaluación, el estado de las zonas laterales, entiéndase para el caso, los taludes y laderas de estas vías.

No obstante que la evaluación de estado de las vías de esta red se efectúa a partir de su estado superficial, llama la atención que los informes generados por el mismo Instituto y denominados “Reporte Cierres” disponibles igualmente en la página web de la entidad, reportan estos para sitios específicas por tipos de cierre, que aunque responden a condiciones de orden público, cierre programado y falla técnica, hacen referencia muy clara a eventos tales como paros de la construcción de puentes y redes de servicios públicos, baches, crecientes de ríos y de manera predominante a derrumbes y caída de rocas, asentamientos de banca, deslizamiento sobre banca, pérdida de banca, fallas geológicas, todos estos últimos relacionados de manera directa con estabilidad de masas de suelo y generación de deslizamientos y movimientos en masa de suelos aledañas a las vías, lo que permite evidenciar la importancia de este proceso en el comportamiento de la red vial, lo que debería traducirse en su mayor consideración al momento de gestionar el mantenimiento vial para atender exigencias de movilidad y productividad entre otros aspectos.

Todo lo anterior, en conjunto, permite evidenciar que el mantenimiento vial en lo referente a estabilidad de taludes se desarrolla de manera marginal, por múltiples razones, tales como falta de directrices claras para su gestión, limitaciones presupuestales importantes y los altos costos de intervenir en zonas inestables, lo que conlleva a plantearse otra inquietud, ¿Cómo lograr que la Gestión del Mantenimiento Vial resulte menos costosa de hacer, dadas las limitaciones de tipo presupuestal que la labor involucra? La respuesta para ella debe ser concreta y aplicable, buscando aportar al proceso continuo de mejoramiento de los procesos de planeación y ejecución de los Programas de mantenimiento Vial que deben desarrollar las entidades del estado - ya sea del orden nacional (INVIAS), regional (Departamentos) y local (Municipios) a través de sus Secretarías de obras o infraestructura - con funciones de administración, gestión y mantenimiento de las redes viales a su cargo.

En cuanto a esas redes, resulta procedente recordar que para la sola red nacional de vías a cargo del INVIAS, con una longitud total aproximada de 11.000 km, la magnitud de procesos asociados a inestabilidad de taludes resulta casi inimaginable, dado el alto porcentaje de estas vías que se encuentran localizadas en zonas con terrenos entre escarpados y montañosos, especialmente en la zona andina, lo que se traduce en esfuerzos financieros monumentales, los que por aspectos económicos fundamentalmente, deben centrarse en sitios inestables específicos y con inversiones muy limitadas, dada la disponibilidad de recursos programados por vigencia fiscal y a la necesidad imperiosa de atender deterioros más fácilmente observables, estimables y justificables en términos de inversión y de entes de control, como son los relativos a estado de puentes y superficie de rodadura o estructura de pavimento.

Para de alguna manera dar una idea en costos de lo que puede significar la atención de deslizamientos en lo que atañe a sólo remoción de derrumbes, estimando un costo del orden de los \$5.000/m³ y un costo de transporte promedio hasta su sitio de disposición final (2 km del sitio de origen) de \$1.000 m³-km, puede estarse hablando del orden de los \$8.000 m³ (Costo Directo), es decir que para un derrumbe pequeño, de común ocurrencia, del orden de los 1.000 m³ se cuantifica su monto a costo total, en un valor cercano a los \$10 millones, sin incluir costos por adecuación de botaderos o conformación final de estos.

Con lo anteriormente planteado, que refleja la importancia del tema en cuestión, se considera necesario resaltar varias premisas que han sido tenidas en cuenta en el enfoque y desarrollo del tema, así:

- La función principal de una red vial es permitir la comunicación entre diferentes puntos geográficos, siendo el mayor reto para las entidades y funcionarios encargados de su administración, garantizar la movilidad permanente sobre esta, como respuesta directa a una necesidad básica de los usuarios de la misma.
- La adecuada movilidad sobre una vía se logra al garantizar condiciones de operación permanentes, si esas condiciones involucran conceptos de seguridad, comodidad, rapidez y economía.
- El mantenimiento vial se debería planificar y desarrollar bajo diferentes puntos de vista, algunos asociados a la intervención de la superficie de rodadura, otros enfocados a la protección o

estabilización de las zonas laterales, entre ellas, las definidas por laderas y taludes, que en términos de movilidad resultan determinantes y que deben planificarse, programarse y desarrollarse de manera específica, puntual, técnica y sistemática, para poder priorizar de manera razonada y coherente las intervenciones físicas y las inversiones presupuestales que ameritan.

- El comportamiento de las zonas laterales de una vía, entiéndase taludes y laderas para el caso, está definido fundamentalmente por las características físicas de la vía, las condiciones de operación a las que está sometida por el entorno y el mantenimiento que se garantice para la vía.
- Cuando una obra específica se diseña bajo criterios conservadores, es de esperarse que la estructura u obra debidamente construida se comporte de manera eficiente. Sin embargo, estos criterios normalmente conllevan a inversiones mayores durante su construcción, subestimando en parte una realidad sentida, cual es la de severas restricciones de tipo presupuestal que limitan una mayor y mejor cobertura en cuanto a inversión pública en infraestructura.
- Si una obra se diseña bien y se construye bien, su respuesta funcional en el tiempo debería ser buena, tal y como se espera y desea, con lo cual, sus requerimientos de mantenimiento deberían ser menores, por lo menos en teoría.
- Para unas mismas condiciones de operación, las necesidades de mantenimiento deben ser función de la calidad de los diseños efectuados y de la construcción del producto de tales diseños, siendo el factor determinante para la estimación del costo de la obra, el grado de seguridad que se aplique en el diseño, es decir el método de diseño que se seleccione para dicho proceso y los parámetros de diseño que se seleccionen o definan para ello.
- En condiciones normales, un buen diseño desde el punto de vista de la seguridad, aunado a una buena construcción, debería demandar menores exigencias de mantenimiento y consecuentemente menores inversiones en el tiempo (periodo de explotación u operación). Sin embargo, la pregunta adicional que surge es, ¿se podría construir una obra con menores costos iniciales, sin que ello castigue posteriormente el proyecto en términos de comportamiento y de costos por mantenimiento requerido?

Estas premisas y la pregunta anterior, conllevan a entender por qué la búsqueda permanente de oportunidades de mejora en el estado del arte ingenieril, que ha venido explorando posibilidades de nuevos materiales, de nuevos procesos constructivos y de manera muy especial, de nuevos métodos de diseño.

Pensar que se puede ser más racional en las inversiones por diseño, construcción y mantenimiento, si se utilizan métodos de diseño más eficientes y, si en ellos se involucran criterios de aplicación variables en función de la importancia del proyecto, del umbral de riesgo que puede aceptarse para él, de los criterios de selección de los parámetros de diseño a emplear y de los objetivos beneficio – costo que se espera lograr con el proyecto, resulta realmente atractivo y provechoso en términos técnicos, económicos y sociales.

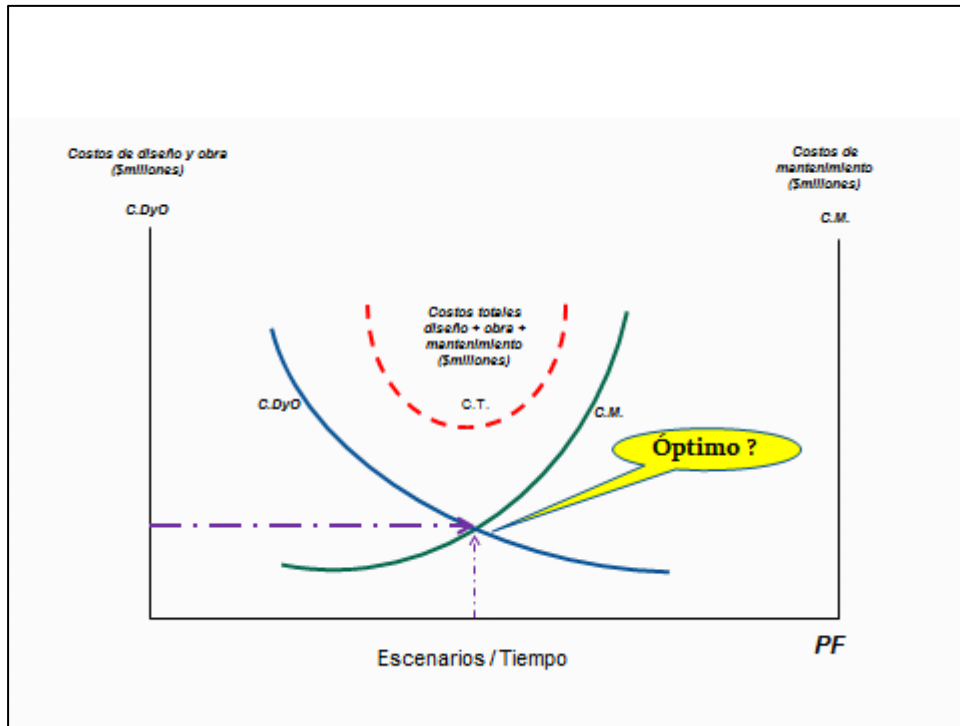
Como desarrollo lógico de lo planteado, se llegó al punto fundamental del tema de trabajo, cuál fue el de evaluar la incidencia de la aplicación de métodos de diseño existentes - bajo enfoques alternativos de tipo probabilístico - en los costos de mantenimiento de taludes.

La idea del trabajo, se centró entonces en la evaluación del comportamiento de la estabilidad de un talud bajo el efecto de lluvia y sismo, los factores de seguridad generados con tales efectos y las probabilidades de falla resultado de los diferentes análisis efectuados. Igualmente, en la relación de estos datos con los costos de una obra (entendiéndose como la conformación de un talud) en su concepción inicial (diseño y construcción), proyectada con base en la aplicación de métodos de Equilibrio Límite bajo diferentes tipos de intervención, hasta la estimación de costos de mantenimiento en el tiempo, para establecer luego un análisis comparativo de estos costos estimados, con los que se generarían al aplicar criterios de Probabilidad de Falla (PF) para diferentes condiciones de operación o para diferentes parámetros de diseño.

A partir de los resultados obtenidos, se buscó mediante un análisis técnico - económico, asociar este comportamiento con los costos a invertir por concepto de mantenimiento, en busca de verificar si es posible encontrar un punto óptimo en las curvas de comportamiento, es decir, valor de (PF) para la cual se presenten los menores costos de diseño con construcción, de mantenimiento y totales.

Los conceptos que sintetizan la hipótesis inicial de trabajo se muestran en la Figura 1.1.

Figura 1 Esquema básico de la hipótesis inicial de trabajo.



Fuente: Elaboración propia.

Para el enfoque definido, debe aclararse que se supone que lo diseñado inicialmente se construye, ya que de no ser así, se perdería la consistencia en el planteamiento, cual es lograr consistencias entre lo real y lo que se busca analizar.

Estos planteamientos resultan acordes al momento de correlacionarlos de manera intuitiva y cotidiana con conceptos tales como los conocidos como desde la cuna hasta la tumba o desde el inicio hasta el final, cuando se plantea el concepto fundamental conocido como Ciclo de Vida de un producto, de un servicio y hasta de una estructura ingenieril, como es el caso que interesa.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Evaluar la incidencia del nivel de confiabilidad en el diseño de taludes, en los costos de obra de las actividades de mantenimiento.

1.2.2 Objetivos específicos.

- Establecer la probabilidad de falla del talud de análisis para diferentes condiciones de diseño.
- Definir las actividades de mantenimiento requeridas para cada condición de diseño propuesta.
- Determinar el nivel de confiabilidad óptimo de diseño con base en costos de obra y mantenimiento.

2. MARCO TEÓRICO.

Definido por el autor a partir de la complejidad del comportamiento de los diferentes tipos de materiales térreos, sean suelos o rocas, de sus propiedades geo-mecánicas, como de las condiciones de operación bajo las cuales se desempeñan, es decir, a efectos externos naturales como viento, agua, al igual que del comportamiento definido en parte por la intervención del hombre.

Por ello, es importante tener en cuenta conceptos tales como:

- Tipos de materiales térreos, sus parámetros geo-mecánicos y su comportamiento.
- Teoría de empuje de tierras y criterios de falla de masas de suelo.

En relación con la importancia de tener en cuenta conceptos de empuje de tierras, debe resaltarse que si bien es cierto, el trabajo se centra en la evaluación de condiciones de estabilidad de masas de suelo que conforman taludes en vías terrestres, es importante considerar la teoría básica de empuje de tierras (Rico y Del Castillo, 1982) dado que no sólo aportan a la conceptualización del comportamiento de masas de suelo en su estado luego de haber sufrido cortes para conformar taludes, sino que son de aplicación directa en la modelación de alternativas de solución por estabilidad de taludes utilizando obras de protección y contención, para las que se generan costos que ameritan análisis comparativos.

Resulta claro que el abordaje de temas asociados con estabilidad de taludes debe conllevar necesariamente a la revisión y aplicación de conceptos fundamentales dentro del campo de la Mecánica de Suelos, específicamente en lo relacionado con el comportamiento de los suelos, quienes por sus disímiles composiciones, responden de manera diferente a los diversos mecanismos de sollicitación que los exigen.

Buscando establecer alguna relación sistemática entre el comportamiento de las masas de suelo y sus propiedades intrínsecas, diversos investigadores a través de los últimos tres siglos, han venido realizando aportes en relación con parámetros que permitan incorporar las condiciones propias de un suelo al análisis del comportamiento de estos en términos de resistencia y estabilidad.

Para ello, se pueden mencionar trabajos asociados a conceptos de resistencia del suelo (Badillo y Rico, 1981), dentro de los cuales bien vale resaltarse los correspondientes a Coulomb, quien planteó que la resistencia al corte de los suelos se debía a la fricción entre partículas del material, generando el concepto de Coeficiente de Fricción. Posteriormente, planteó la Ley de Resistencia al Esfuerzo Cortante, cuya expresión básica es:

$$\tau = \sigma \tan \varphi \quad (1)$$

Dónde:

σ = Esfuerzo normal

φ = Ángulo de resistencia interna del suelo.

T = Resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

Esta expresión básica aplicable para suelos friccionantes (1), presenta algunas variantes al considerar si el tipo de suelo es puramente cohesivo (2) o si resulta ser cohesivo – friccionante, dependiendo del tipo de suelo, con lo que se llega a una expresión más amplia, como es (3).

$$\tau = c \quad (2)$$

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (3)$$

Estos dos parámetros del material, la Cohesión “c” y el ángulo de resistencia interna del material “ φ ”, resultan indispensables al momento de efectuar análisis de estabilidad de masas de suelo, por corresponder a las propiedades básicas intrínsecas del material, asociadas igualmente al concepto de peso unitario “ γ ” del material.

2.1 Análisis de estabilidad de masas de suelo, mecanismos de falla y métodos de cálculo de estabilidad de taludes.

Dentro del ámbito propiamente dicho de estabilidad de taludes, debe hacerse referencia a los diferentes mecanismos de falla que normalmente se presentan en las masas de suelo, debido a sus condiciones intrínsecas, a su morfología y sus condiciones de operación (agua y cargas), siendo relevantes dentro de ellos, los siguientes:

- Falla rotacional.
- Falla traslacional.
- Deslizamiento lento y superficial (creep).

Obviamente, los procesos de deslizamiento son generalmente muy complejos y ameritan la simplificación de sus condiciones reales al momento de entrar a simular o a analizar sus condiciones de estabilidad, por lo que los mecanismos de falla pueden ser múltiples y mucho más complejos que los citados, sin que ello permita desestimar, que para efectos de análisis, estos presentan algún grado de utilidad, siendo por ello, comúnmente utilizados desde hace varias décadas.

Los métodos de análisis están enfocados principalmente a los tipos de fallas más comunes en taludes proyectados o construidos en vías terrestres, al igual que a los factores que determinan el comportamiento de los mismos en lo referente a estabilidad de sus masas de suelo. De manera muy especial, enfocado a tipos de fallas corrientemente desarrolladas en masas de suelo con taludes producto de la intervención antrópica.

Dentro de dichos mecanismos de falla, de manera especial se deben considerar la falla rotacional y la falla traslacional.

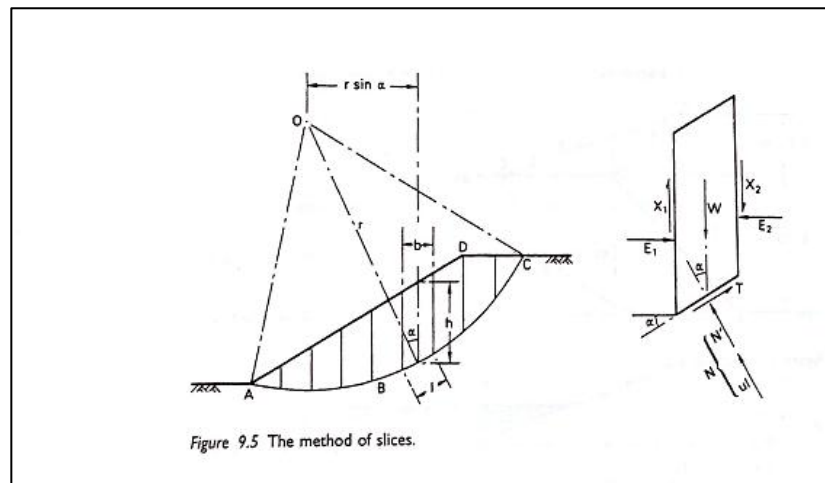
En términos básicos, se parte del concepto de Factor de Seguridad (F.S), definido como la relación entre las Fuerzas Resistentes y las Fuerzas Actuantes.

Como expresión matemática del mismo concepto, se tiene la expresión (4).

$$F.S. = F.S. = \frac{\sum(c' + \sigma' \tan \phi')}{\sum W \sin \alpha} \quad (4)$$

Nota: para análisis con esfuerzos efectivos.

Figura 2 Esquema básico de representación de un análisis de estabilidad de un talud por el método de las fajas o dovelas.



Fuente (Craig, 2004)

Con base en lo planteado de manera breve en numerales anteriores, debe entonces hacerse referencia a algunos los métodos de cálculo de estabilidad de taludes normalmente aplicados en el ejercicio de la ingeniería geotécnica.

En primera instancia debe decirse que en obras lineales, tales como carreteras, ferrocarriles, oleoductos y gasoductos, la construcción de taludes es preponderante y el análisis y la evaluación de la estabilidad de los mismos resultan vitales para la buena concepción del proyecto, su materialización en campo y su posterior mantenimiento, tanto por aspectos de tipo técnico, operativo como económico.

Para la evaluación de taludes se dispone de múltiples métodos, modelos y sistemas, desarrollados desde hace mucho tiempo y que soportan el ejercicio ingenieril en términos de estabilidad de taludes. Estos modelos, como representaciones simplificadas de realidades de campo, parten de diversas hipótesis, lo que conlleva a entender claramente que sean imprecisos.

Por ello, hay diferentes tipos de métodos, basados algunos en el concepto fundamental del Equilibrio Límite, otros conocidos más como de cálculo variacional y tridimensional.

Para efectos prácticos, dentro del desarrollo del trabajo, serán utilizados métodos basados en el concepto de Equilibrio Límite, los que responden a las siguientes características:

Están basados exclusivamente en las Leyes de la Estática, las que son aplicadas para determinar el estado de equilibrio de una masa de suelo.

No consideran dentro de sus hipótesis, las deformaciones que experimenta el terreno ante las sollicitaciones.

Suponen que la resistencia al corte del suelo se moviliza de manera total y simultánea a lo largo de toda la superficie de corte.

Dentro de los métodos de Equilibrio Límite, bien vale mencionar que estos pueden clasificarse como exactos e inexactos y que dentro de ellos, igualmente pueden hacerse subdivisiones que conlleven a tener claro que existen dentro de dichos métodos algunos que serán motivo de uso o aplicación específica dentro del trabajo, por resultar eficientes en términos de sencillez en su aplicación como de resultados arrojados.

Para el trabajo, se utilizó básicamente el Método de Morgenstern – Price (1967), método que siendo de fajas, se considera como un método preciso o completo, dado que cumple con todas las ecuaciones de la estática.

2.2 Teoría de la probabilidad y análisis de probabilidad de falla.

Enfocada fundamentalmente a conceptos básicos propios de la Probabilidad, con el fin de disponer el soporte conceptual que permita llegar a la estimación de Índice de Confiabilidad (β) y Probabilidad de Falla, como datos fundamentales, producto de la correlación entre diseño por Factor de Seguridad y diseño con análisis de dicho Factor de Seguridad a partir de conceptos de Probabilidad de Falla para taludes en vías terrestres.

Para el efecto, se accede a expresiones propias del campo de la probabilidad, correlacionándolas con algunas expresiones propias del campo del análisis de estabilidad de taludes, en procura de lograr la aplicación de métodos de diseño probabilísticos en la proyección y posterior construcción de taludes al igual que en su futuro mantenimiento. La aplicación de conceptos de confiabilidad y probabilidad de falla al análisis de estabilidad de taludes, conlleva directamente a la necesidad de revisar otros conceptos, que siendo básicos, generan el marco teórico inicial y las herramientas de cálculo al momento de hacer modelaciones, ya

sea con base en modelos de Estimativos Puntuales, Monte Carlo o Series de Taylor, tales como:

Media muestral:
$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \quad (5)$$

Varianza muestral:
$$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} (\sum_{i=1}^n X_i^2 - n\bar{X}^2) \quad (6)$$

Desviación estándar muestral:
$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} (\sum_{i=1}^n X_i^2 - n\bar{X}^2)} \quad (7)$$

Adicionalmente y considerando que se trata de analizar variables aleatorias en los análisis de estabilidad, se aplican modelos de distribución probabilística, tales como el de Distribución Normal o de Gauss y el de Distribución Log Normal, teniendo en cuenta que dentro de los modelos sencillos, son estos los que se ajustan en mejor medida al comportamiento de los parámetros ϕ y c del terreno respectivamente.

Distribución Normal:
$$f_x(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right] \quad (8)$$

Distribución Log Normal:

$$f_x(x) = \begin{cases} \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}x} \exp\left[-\frac{1}{2\sigma^2}(\ln x - \mu)^2\right] & \text{si } x > 0 \\ 0 & \text{si } x \leq 0 \end{cases} \quad (9)$$

$$f_x(x) = 0 \text{ si } x \leq 0 \quad (10)$$

Figura 3 Gráfico de Distribución Normal o campana de Gauss y Distribución Log Normal para representar comportamiento de parámetros de un material térreo - (" ϕ " y " c ").

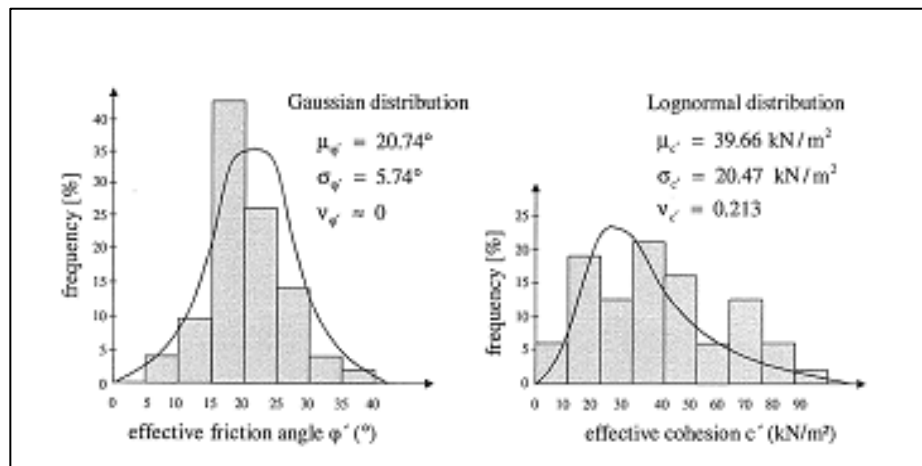


Figura 3. Fuente (Low, 2003)

En cuanto a los Métodos Probabilísticos que normalmente se emplean para efectuar diseños geotécnicos por confiabilidad se tienen los siguientes:

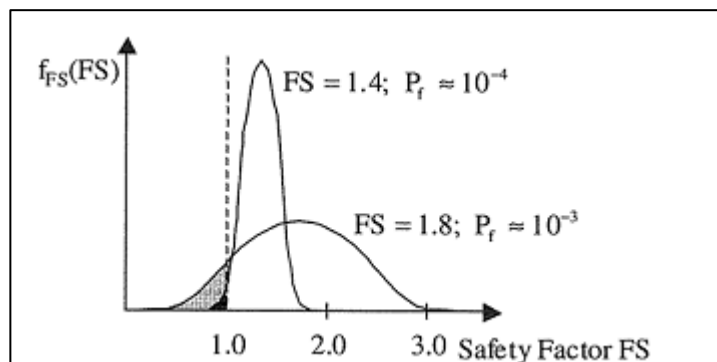
- Método de los Estimativos Puntuales (MEP).
- Método de Primer Orden Segundo Momento (FOSM).
- Método de simulación de Montecarlo (MCS).

Estos métodos se aplican para obtener valores aproximados del Índice de Confiabilidad y la Probabilidad de Falla, cuando se analizan problemas de ingeniería y de manera muy especial, en el área de geotécnica.

Ahora bien, dado que en ingeniería de diseño de estructuras, normalmente se trabaja con estimación de Factores de Seguridad que ofrecen cierto grado de incertidumbre, de manera más reciente se ha venido incrementando el uso de métodos de análisis por confiabilidad, con el fin de disminuir la incertidumbre en los diferentes parámetros que intervienen en los diseños, haciendo más racional el cálculo y abriendo por ello, posibilidades de gestionar de una manera más eficiente los recursos, con base en la selección de niveles de riesgo, en función de la importancia de las obras diseñadas y de las consideraciones propias de estas en cuanto a construcción, riesgo y mantenimiento.

Sobre las ventajas de utilizar métodos probabilísticos en el diseño de estructuras del campo de la ingeniería civil, bien vale destacar que no siempre se presenta como hecho real el que para un Factor de Seguridad alto de una estructura se presente una probabilidad de Falla baja, como podría pensarse a priori, conclusión que puede observarse en Figura 4, en la que de manera específica puede verse lo planteado.

Figura 4 Factor de Seguridad – Probabilidad de Falla



Fuente. (Duncan, 2000)

En resumen, lo que puede inferirse de lo anteriormente planteado, es que los métodos de cálculo por Factor de Seguridad exclusivamente son motivo de serios cuestionamientos a la hora de evaluar el comportamiento de las estructuras en el tiempo, en contraposición de lo encontrado dentro del proceso de avance en el estado del arte, que ha conllevado a beneficios al aplicar conceptos de confiabilidad en Ingeniería geotécnica, beneficios que motivan el desarrollo del trabajo, en procura de lograr evaluaciones que ofrezcan datos que permitan ampliar su aplicación al campo de la gestión del mantenimiento vial, componente estabilidad de taludes.

De manera específica debe hacerse mención de las expresiones básicas a utilizar en cuanto a probabilidad de falla e índice de confiabilidad, siendo estas:

- Probabilidad de Falla e Índice de Confiabilidad:

$$PF = P(FS \leq 1.0) \quad (11)$$

Nota: En función de F.S.

Cuando el comportamiento de la información analizada sigue un comportamiento Log Normal, la probabilidad de falla se calcula en función del Índice de Confiabilidad utilizando la expresión 12 (Kamien y Engineer, 1997; Baecher y Christian, 2003; Alghaffar y Dymiotis – Wellington, 2007):

$$P(f) = 1 - \Phi(\beta) \quad (12)$$

Siendo:

$$\beta = \left[\frac{[\ln \mu_{FS}] - 0.5 \Delta(FS)^2}{\Delta(FS)} \right] \quad (13)$$

y:

$$FS = \frac{\sigma_{FS}}{\mu_{FS}} \quad (14)$$

$$\beta = \frac{E(FS) - 1}{F. S.} \quad (15)$$

El marco teórico básico presentado, se amplía dentro del desarrollo propio del documento.

Ya en el campo del estado del arte asociado al tema objeto de presentación, debe afirmarse que al igual que en mantenimiento de equipos eléctricos y electrónicos, sistemas digitales e infraestructura en general, necesariamente se llega a comprobar que el mantenimiento en el tiempo está definido con base en lo que se conoce como el Ciclo de Vida del producto o de la estructura, según el cual, se inician operaciones con un nivel de servicio o de condición óptima en su estado de origen, condición que se va deteriorando en el tiempo por efecto del uso, de las condiciones de operación, de las condiciones climáticas, de las cargas soportadas, según el caso, hasta llegar a un punto en el cual el nivel de servicio se hace casi inaceptable, razón por la cual debe ser motivo de actividades de recuperación o mantenimiento para subir su nivel de servicio, de percepción del cliente o de confiabilidad de una estructura específica, lo que hace necesariamente que se deba con la debida oportunidad planificar y gestionar tanto las actividades como los recursos para efectuarlas.

En términos de infraestructura bien vale mencionar modelos probabilísticos desarrollados para la ejecución de mantenimiento por ciclo de vida de infraestructura vial deteriorada, tales como los conocidos como Modelo de Frangopol y Modelo de Rijswaterstaad (Frangopol et al., 2004), cuyo objetivo fundamental es el de lograr un balance entre confiabilidad estructural y costos por mantenimiento a lo largo de su ciclo de vida.

Los modelos planteados por los dos autores mencionados en sus artículos “Two probabilistic life – cycle maintenance models for deteriorating civil infrastructures” y “Probabilistic models for life-cycle performance of deteriorating structures: Review and future directions” (2004).

El modelo mencionado en primera instancia, es básicamente una metodología para la gerencia del mantenimiento en puentes, que ha encontrado aplicación en la agencia de carreteras del Reino Unido para determinar la mejor estrategia de mantenimiento de infraestructura que pueda seleccionarse, buscando minimizar los costos de mantenimiento para un adecuado nivel de confiabilidad. Sobre este método, bien vale resaltar que está basado en análisis por confiabilidad.

El método mencionado en segundo lugar, se basa fundamentalmente en condición de estado, siendo un método analítico. Se utiliza para justificar y optimizar las medidas de mantenimiento a la infraestructura y es aplicado por el Ministerio de Transporte de Holanda.

En estos modelos, se tratan diferentes tipos de mantenimiento, conocidos como mantenimiento preventivo y mantenimiento esencial.

El primero, corresponde a las actividades de mantenimiento que de no efectuarse a tiempo, se harán mayores con el tiempo para poder mantener la seguridad de la estructura. Los costos por este mantenimiento son más difíciles de justificar, debido a que son más difíciles de identificar como de soportar en términos reales. El mantenimiento preventivo puede ser proactivo o reactivo, diferenciándose básicamente porque el proactivo se hace cuando aún no se evidencia presencia de deterioro, mientras que en el segundo, ya se evidencia deterioro real y se requiere de mantenimiento pronto para controlar y subsanar este.

Adicionalmente, se habla del mantenimiento esencial, que no es otro que aquel requerido para mantener la seguridad de una estructura.

Estos modelos se basan en conceptos como el de Condición o Estado del elemento o de Confiabilidad del mismo.

En el modelo de condición se busca mejorar o recuperar la condición del elemento analizado al igual que la optimización en las inversiones por concepto de mantenimiento a desarrollar, buscando siempre que las intervenciones se efectúen en el momento más apropiado, para evitar niveles de deterioros que generen mayores costos de mantenimiento.

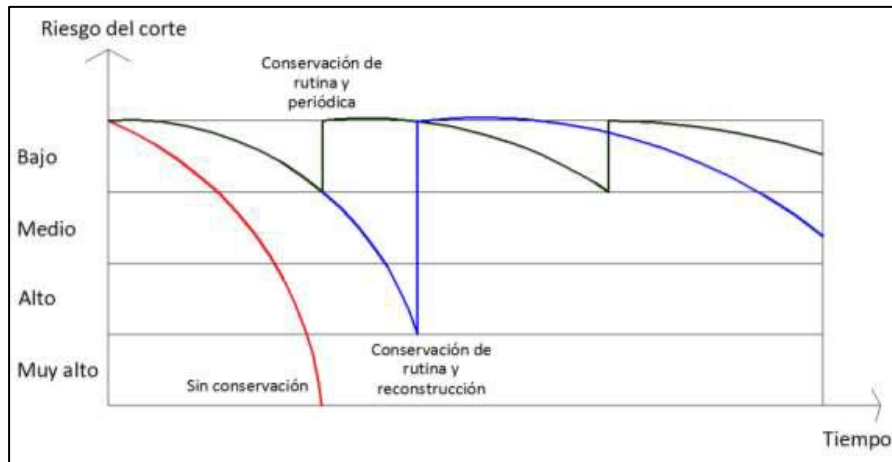
El modelo de mantenimiento basado en confiabilidad busca identificar condición o estado de deterioro confiable de un elemento, razón por la cual trabaja bajo perfiles de Índice de Confiabilidad y estados de Confiabilidad, aplicando múltiples variables en su modelación.

Al analizar el estado del arte en términos de gestión de taludes, en general se puede evidenciar falta de desarrollo en cuanto a metodologías de gestión que de manera específica y con base en indicadores objetivos

ayuden a las administraciones a disponer de criterios que aporten a la toma de decisiones de inversión con base en fundamentos técnicos y económicos cuantificables.

Para el ámbito latinoamericano, cuando se trata de evaluar el estado de desarrollo de la gestión de la infraestructura vial, se debe mencionar la Publicación Técnica No. 370 del Instituto Mexicano del Transporte, denominada Metodología para la Gestión de Cortes Carreteros, en la que de manera específica se abordó el tema de estabilidad de taludes y la gestión de esto bajo un enfoque básico similar al desarrollado por Frangopold y Noortwijk (2004) en lo que respecta a deterioro en el tiempo de las estructuras y necesidad de efectuar mantenimientos, siendo específicos en que para el caso de cortes, involucran el concepto de riesgo de corte, como se muestra en la Figura 5, sin ser específicos en cuanto a tiempos estimados para la ejecución de actividades de mantenimiento, dada la complejidad del comportamiento de las masas de suelo asociadas a dichos cortes. Ante esta situación, ya en el ámbito de la gestión propiamente dicha, generan un indicador al que denominan Índice General de Estabilidad para cortes Carreteros (IGEcc), con el que se puede evaluar de manera preliminar la estabilidad de los cortes y su riesgo y poder efectuar labores de planificación y priorización de inversiones en actividades de mantenimiento de taludes. EL IGEcc involucra para su cálculo aspectos que contribuyen al riesgo de fallas relacionados con características del talud, condiciones climáticas y geologías, aportando a las metodologías de gestión sin considerar de manera específica análisis de confiabilidad ni umbrales específicos de tiempo para la ejecución de actividades de mantenimiento.

Figura 5 Niveles de riesgo de acuerdo con el tipo de conservación.



Fuente: Instituto Mexicano del Transporte, 2012.

En cuanto a los conceptos de riesgo de corte e IGEcc bien vale resaltar que el primero está asociado a un concepto subjetivo de riesgo de falla generado por la ejecución de un corte en un talud, clasificándolos en niveles de riesgo desde bajo hasta muy alto.

El IGEcc se define en el documento como el grado de estabilidad de un talud de corte respecto al riesgo que representa, siendo un valor que estiman con base en la experiencia de quienes los definen, pero que no incorpora ni análisis de estabilidad de masas de suelo ni el análisis por confiabilidad tenido en cuenta en el trabajo.

Las actividades de mantenimiento que se consideran para cortes incluyen básicamente actividades de conservación rutinaria, asociadas a limpieza y las de reconstrucción, entendiéndose que están enfocadas hacia la atención de emergencias por deslizamientos.

3. MATERIALES Y MÉTODOS.

3.1 Descripción.

El enfoque de la metodología se estructuró basado en la consideración de la existencia de una posible correlación entre las probabilidades de falla de un talud bajo condiciones diferentes de operación o funcionamiento y los costos de construcción y mantenimiento asociados a dichas condiciones. Por ello, para hacer el análisis de estabilidad de un talud específico, considerado como caso de análisis, se utilizó un método de simulación por Equilibrio Límite, aplicando específicamente el Método de Morgenstern-Price y usando el programa de computador SLIDE 6.0 ® para hacer las diferentes simulaciones, para las cuales se consideraron los parámetros geo mecánicos efectivos de los materiales presentes, cohesión (c') y ángulo de resistencia interna (ϕ'), al igual que su peso unitario y el nivel freático (NF) correspondiente, información que como fuente secundaria fue tomada del Informe denominado Estudio de estabilidad del sitio inestable K97+600 de la carretera Mojarras –Popayán, elaborado por la compañía consultora Geotecnia y Cimentaciones bajo número GYC 1012 – 2024, Ingeniería de Vías, 2012.

Con estas simulaciones, efectuadas para los escenarios de análisis, se obtuvieron los diferentes factores de seguridad (F.S.) para la condición inicial (sin intervenciones) del talud objeto de estudio.

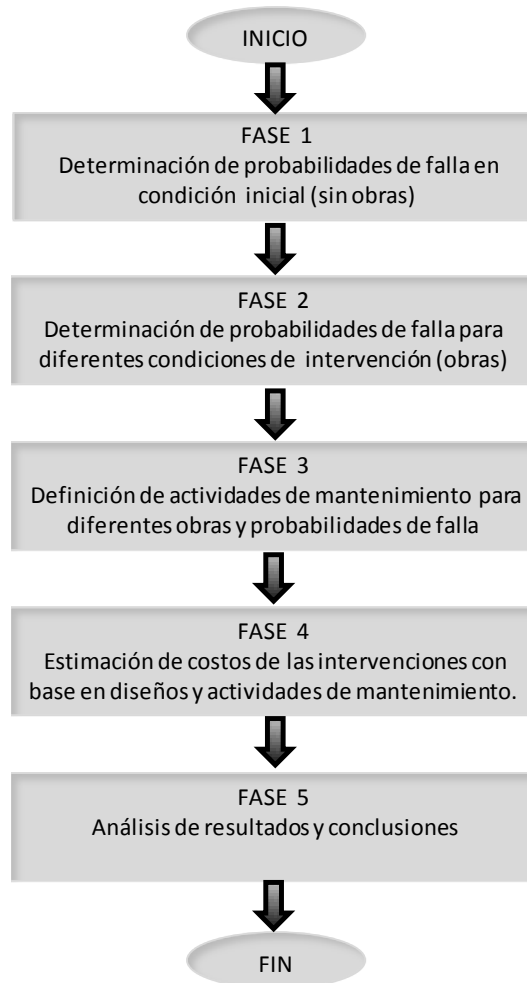
Posteriormente, considerando criterios de incertidumbre de los parámetros geo mecánicos de los suelos existentes, se aplicó el Método de Estimativos Puntuales (Rosenblueth, 1975) para obtener los factores de seguridad que permitieron la determinación de las probabilidades de falla para cada una de los escenarios analizados en condición inicial. Seguidamente, se efectuaron análisis similares para el mismo talud pero en condición modificada, considerando varios tipos de intervención, para estimar valores de probabilidad de falla, una vez implementadas estas.

Después, se evaluaron para las diferentes intervenciones, entendidas como ejecución de obras físicas en la zona del talud objeto de análisis, los costos respectivos de las obras de intervención, para lo cual se estimaron cantidades de obra y presupuestos a costo directo correspondientes por

tipo de solución, con base en información de costos directos del mercado nacional para el año 2013. Lo anterior, permitió la elaboración de las gráficas de correlación entre variables consideradas al igual que de los análisis de comportamiento específicos que permitieron la formulación de la discusión con base en los resultados arrojadas por el ejercicio, para finalmente, llegar a las conclusiones que conllevaron a la formulación de algunos criterios generales de gestión vial que se proponen en lo correspondiente a estabilidad de taludes.

En la figura 6 se presenta el diagrama básico de la metodología de desarrollo aplicada para la ejecución del trabajo.

Figura 6 Diagrama de flujo metodología de trabajo.



Fuente: Elaboración propia.

3.2 Fases de desarrollo de la metodología.

Las diferentes fases desarrolladas para la aplicación de la metodología descrita fueron:

Fase 1. Determinación de la probabilidad de falla en condición inicial (sin obras).- Esta fase incluyó las siguientes actividades:

- *Selección del sitio de estudio para la aplicación de la metodología desarrollada.*- Se efectuó sobre la carretera Mojarras – Popayán (Departamento del Cauca) en el sitio definido como PR96+700, para el que se dispuso de información secundaria de tipo técnico, tanto de campo como de laboratorio, generada por la empresa consultora Geotecnia y Cimentaciones en 2012 para el INVIAS, entidad encargada de la gestión de dicha vía.

La selección de este sitio se efectuó a partir del conocimiento de la existencia de problemas múltiples de inestabilidad en la carretera mencionada, por lo que se seleccionó el tramo entre las abscisas K97+580 y K97+540 (Longitud = 40 m), para el que se presentaban agrietamientos de calzada tipo media luna, hundimientos de la rasante de la vía y desplazamientos de la masa de suelo constitutiva de los taludes superior e inferior de la vía en dicho tramo.

- *Definición del modelo geológico – geotécnico de análisis. (Incluyendo determinación de parámetros de mayor variabilidad).* Para el sitio escogido, se efectuó el análisis inicial de información geológico – geotécnica disponible de la zona, de la topografía del sitio específico y de resultados de laboratorio relacionados con parámetros geo-mecánicos de los suelos presentes en el sitio. En Tabla 40 de anexos, aparecen las diferentes unidades geológicas y estratigráficas tenidas en cuenta en el análisis del sitio de estudio. En figura 51 de anexos, se presenta Figura 51, la topografía del sitio de estudio.

Dentro de dicha información se consideró la correspondiente a perforaciones mostradas en la Tabla siguiente.

Tabla 1 Sitios de ejecución de exploraciones de campo.

Perforación No.	Profundidad Alcanzada (m)	Localización	REALIZADO POR
PT-1	24.00	K 97+553 Hombro de la vía (talud inferior).	Geotecnia y Cimentaciones
PER 1	6.60	K97+560 (talud inferior)	H.C.M
PER 2	2.45	K97+560 (talud superior)	H.C.M
PER 3	8.45	K97+520 (talud superior)	H.C.M
TOTAL	41.5		

Fuente Geotecnia y Cimentaciones (2012)

El procesamiento y análisis de esta información permitió la definición del modelo geológico – geotécnico utilizado posteriormente en las simulaciones efectuadas.

- *Determinación de parámetros geo mecánicos y probabilísticos.* En la Tabla 2, se presentan resultados básicos de caracterización de los materiales, tales como humedad natural, granulometría, clasificación de suelos, resistencia sin drenar, cohesión (c) y ángulo de resistencia interna (ϕ) de los diferentes materiales reportados, útiles para definir tipos de materiales presentes y su comportamiento hidrogeológico.

Tabla 2 Caracterización de materiales – Parámetros técnicos básicos.

Apique No.	Prof. (m)	Descripción	Humedad (%)	Granulom.		Límites LL - Ip	Clasificación U.S.C.
				No. 4	No.200		
A - 1	3.00	LIMO POCO PLÁSTICO COLOR AMARILLO QUEMADO	30.94	99.57	80.94	43.49 - 8.41	ML
	4.00	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	28.57	80.92	49.55	40.22 - 14.29	SM
T-1 M-1	1.00	LIMO MUY PLÁSTICO COLOR CAFÉ ROJIZO	54.47	96.06	78.78	50.05 - 11.58	MH
T-1 M-2	1.00	LIMO POCO PLÁSTICO COLOR GRIS	79.93	100.00	92.51	46.45 - 10.35	ML
T-1 M-3	1.00	ARENA LIMOSA COLOR TABACO	21.09	89.94	31.76	39.22 - 8.61	SM
T-1 M-4	1.00	GRAVA BIEN GRADADA COLOR TABACO CON GRIS	18.23	37.98	1.33	37.67 - 8.91	GW
P - 1	2.00	ARENA LIMOSA COLOR AMARILLO QUEMADO	39.29	83.90	46.05	43.85 - 9.32	SM
P - 3	8.00	ARENA LIMOSA COLOR GRIS	24.48	81.27	39.18	34.03 - 4.96	SM
		GRAVEDAD ESPECÍFICA = 2.67					

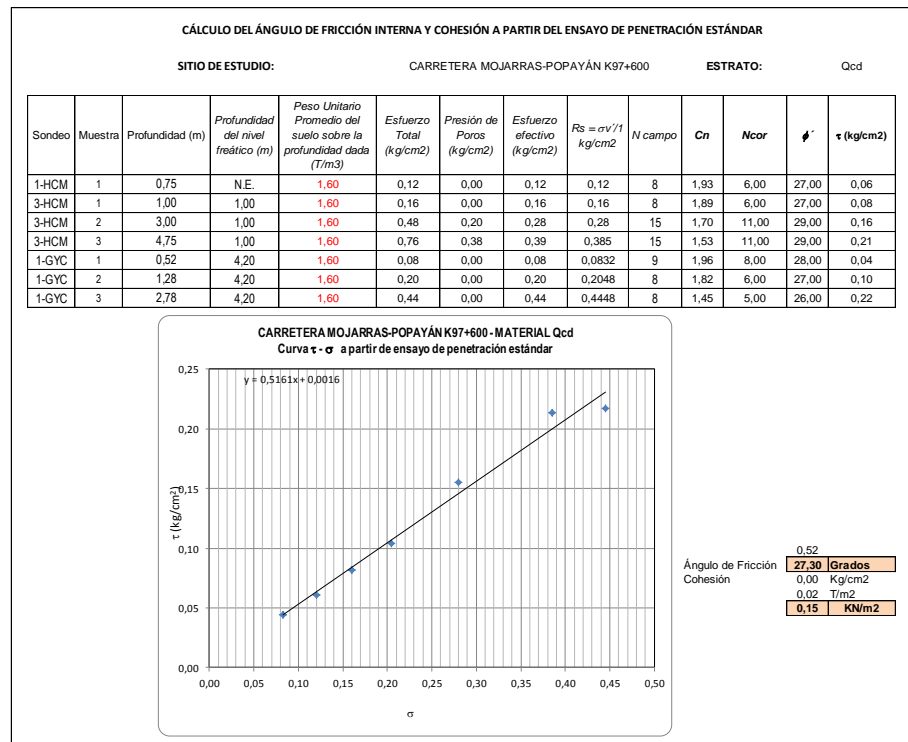
Fuente Geotecnia y Cimentaciones (2012)

También se dispuso de la información correspondiente a los reportes de campo de pruebas SPT, procesados de acuerdo con la metodología definida por González (1999).

A partir de los golpes reportados en la exploración directa mediante el ensayo SPT, se encontraron los valores de los parámetros del suelo. Seguidamente se corrigió el valor de SPT de campo (Anexos - Tabla 41, Ncampo corregido) y se encontró el valor de ϕ para diferentes profundidades, a partir de las diferentes correlaciones tenidas en cuenta por González (1999).

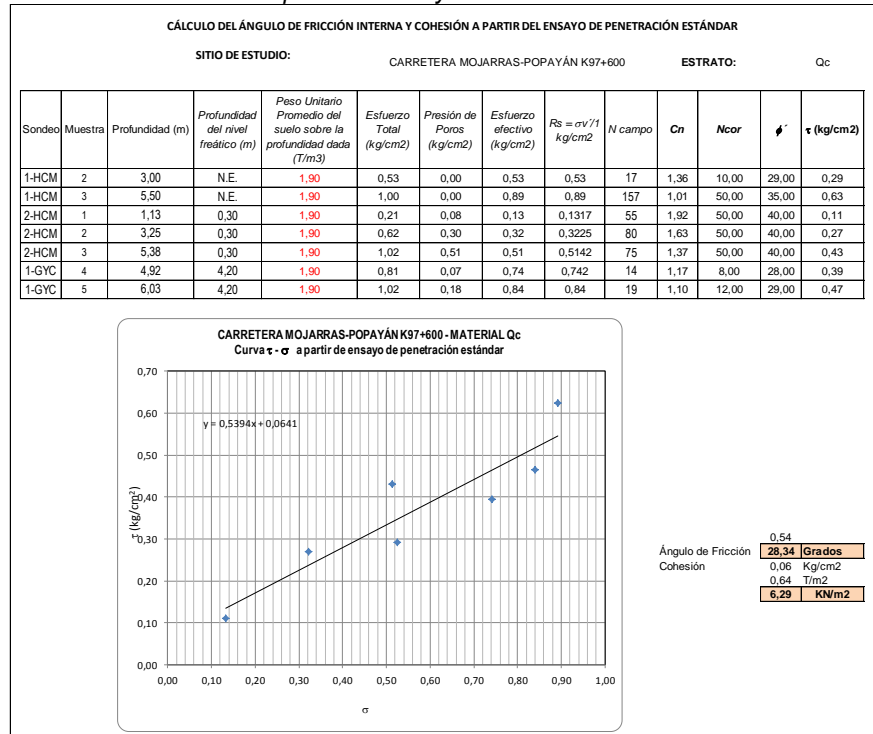
Posteriormente y a partir del ϕ calculado se determinó un esfuerzo cortante máximo para cada profundidad, para obtener una envolvente de falla como resultado de la graficación de esfuerzos totales efectivos para diferentes profundidades. Con esta información, mediante una regresión lineal se pudieron determinar los parámetros c' y ϕ' para cada estrato, como se muestra en Tablas 3 y 4.

Tabla 3 Cálculo del ángulo de resistencia interna y cohesión para Q_{cd} a partir del ensayo SPT.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4 Cálculo del ángulo de resistencia interna y cohesión para Qc a partir del ensayo SPT.



Fuente: Elaboración propia.

Para el estrato rocoso se utilizaron los valores de que determinó la firma Geotecnia y Cimentaciones para su informe tomados de la literatura.

El procedimiento aplicado para la obtención de los parámetros Geo mecánicos a partir de correlaciones con el número de golpes SPT, corresponde al reseñado por González (1999).

Los valores obtenidos a partir de esta metodología fueron:

Tabla 5 Parámetros geo mecánicos de los materiales.

ESTRATO	c' (Kpa)	φ'
Qcd	0,15	27,30
Qc	6,29	28,34

Fuente: Elaboración propia.

Para el estrato rocoso (Kiub) se utilizaron los valores $c'=40$ (KPa) y $\phi' =35^\circ$, definidos por la firma Geotecnia y Cimentaciones con base en información tomada de la literatura (GyC, 2012).

La determinación de los parámetros de dispersión de la regresión utilizada se efectuó a partir de la utilización de las siguientes expresiones para una regresión lineal simple.

$$\text{Var} (\text{Tan } \phi) = \frac{\sigma^2}{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (16)$$

$$\text{Var} (C) = \sigma^2 * \frac{\sum_{i=1}^n x_i^2}{n * \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (17)$$

$$\hat{\sigma}_u^2 = \frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^n \hat{u}_i^2 \quad (18)$$

Dónde:

x = Esfuerzo vertical efectivo.

n = número de datos

u = valor del esfuerzo cortante real y el esfuerzo cortante calculado con los parámetros C y ϕ obtenido de la regresión (error).

En Tablas 6 y 7 se presentan los cálculos de los parámetros probabilísticos correspondientes a los dos materiales de la zona de deslizamiento, identificados como Qcd (deslizado) y Qc (sin deslizar).

Tabla 6 Cálculo de parámetros probabilísticos del material Qcd a partir del ensayo SPT.

CÁLCULO DE PARÁMETROS PROBABILÍSTICOS A PARTIR DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR							
SITIO DE ESTUDIO: CARRETERA MOJARRAS-POPAYÁN K97+600						ESTRATO: Qcd	
n	τ (kg/cm ²) (Y)	Esfuerzo efectivo (kg/cm ²)-(X)	X ²	Y Ajustada	u	u ²	(Xn-E(X)) ²
1	0,06	0,12	0,0144	0,0635	0,0023	0,0000	0,01
2	0,08	0,16	0,0256	0,0841	0,0026	0,0000	0,01
3	0,16	0,28	0,0784	0,1461	-0,0091	0,0001	0,00
4	0,21	0,39	0,1482	0,2003	-0,0131	0,0002	0,02
5	0,04	0,08	0,0069	0,0445	0,0003	0,0000	0,02
6	0,10	0,20	0,0419	0,1073	0,0029	0,0000	0,00
7	0,22	0,44	0,1978	0,2311	0,0142	0,0002	0,04
SUMA		1,68	0,5133			0,0005	0,11
MEDIA		0,24				0,0001	
VARIANZA						0,0001	

$$Var(\tan\theta) = \frac{\sigma^2}{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}$$

$$\sigma_u^2 = \frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^n u_i^2$$

$$Var(c) = \sigma^2 * \frac{\sum_{i=1}^n x_i^2}{n * \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}$$

	Phi	C
VARIANZA	0,000860334	6,309E-05
DESVIACIÓN EST.	0,029331457	0,007943

$$\sigma(\theta) [^\circ] = 1,680$$

$$\sigma(c) \left[\frac{KN}{m^2} \right] = 0,779$$

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7 Cálculo de parámetros probabilísticos del material Qc a partir del ensayo SPT.

CÁLCULO DE PARÁMETROS PROBABILÍSTICOS A PARTIR DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR							
SITIO DE ESTUDIO: CARRETERA MOJARRAS-POPAYÁN K97+600						ESTRATO: Qc	
n	τ (kg/cm ²) (Y)	Esfuerzo efectivo (kg/cm ²)-(X)	X ²	Y Ajustada	u	u ²	(Xn-E(X)) ²
1	0,29	0,53	0,2756	0,2725	-0,0185	0,0003	0,00
2	0,63	0,89	0,7974	0,4625	-0,1628	0,0265	0,11
3	0,11	0,13	0,0173	0,0695	-0,0410	0,0017	0,19
4	0,27	0,32	0,1040	0,1680	-0,1026	0,0105	0,06
5	0,43	0,51	0,2644	0,2669	-0,1645	0,0271	0,00
6	0,39	0,74	0,5506	0,3845	-0,0100	0,0001	0,03
7	0,47	0,84	0,7056	0,4351	-0,0305	0,0009	0,07
SUMA		3,97	2,7150			0,0672	0,47
MEDIA		0,57				0,01	
VARIANZA						0,0134329	

$$Var(\tan\theta) = \frac{\sigma^2}{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}$$

$$\sigma_u^2 = \frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^n u_i^2$$

$$Var(c) = \sigma^2 * \frac{\sum_{i=1}^n x_i^2}{n * \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}$$

	Phi	C
VARIANZA	0,028872465	0,0111984
DESVIACIÓN EST.	0,169918995	0,1058223

$$\sigma(\theta) [^\circ] = 9,644$$

$$\sigma(c) \left[\frac{KN}{m^2} \right] = 10,381$$

Fuente: Elaboración propia.

El resumen de los resultados se presenta a continuación.

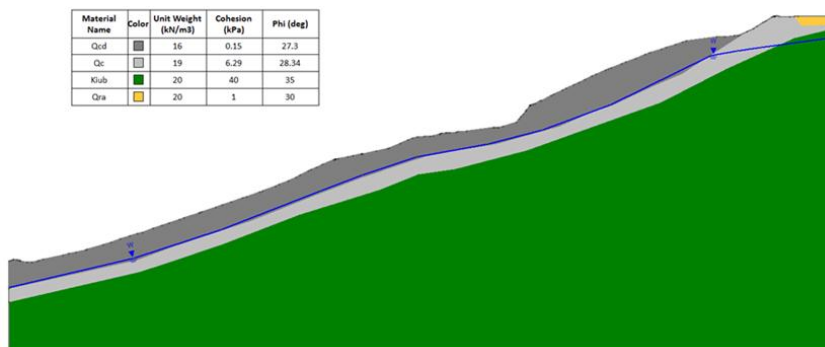
Tabla 8 Parámetros probabilísticos de los materiales

ESTRATO	Qcd		Qc	
	c'	phi	c'	phi
MEDIA	0,15	27,30	6,29	28,34
DESVIACIÓN	0,78	1,68	10,32	9,64

Fuente: Elaboración propia.

- **Realización del perfil geotécnico.** Con toda esta información y la disponible en reportes de campo en cuanto a los estratos de materiales existentes, se elaboró en AutoCad®, el perfil topográfico y geotécnico del sitio a analizar a través de múltiples simulaciones, que aparece en Figura 7.

Figura 7 Perfil topográfico y geotécnico del sitio de análisis. Fuente: Elaboración propia.



Fuente: Elaboración propia.

- **Definición de los escenarios de diseño.** Con base en el estado real del sitio objeto de estudio, se definió un escenario denominado condición actual o sin intervenciones u obras y otro denominado escenario con obras de mantenimiento o estabilización de la zona inestable. Para este segundo escenario a su vez se definieron diferentes tipos de intervención, considerando desde soluciones básicas hasta soluciones que involucran obras de estabilización

definitivas, como se detallan más adelante.

- *Determinación de lluvias de diseño para diferentes periodos de retorno.* Teniendo en cuenta que uno de los principales detonantes dentro del proceso de inestabilidad presente en el sitio de estudio es el relacionado con lluvia y que la zona de estudio presenta condiciones pluviométricas importantes, se obtuvo y analizó información pluviométrica de datos máximos diarios disponibles en la página IDEAM.

La información obtenida, específicamente para la estación meteorológica 803080 (Popayán / Machangara), permitió disponer de los datos de precipitaciones máximas diarias mensuales, para obtener, mediante el método de Díaz Granados, las probabilidades de excedencia utilizadas por concepto lluvia para la ejecución de las simulaciones con el programa SLIDE 6.0. que se presentan en Tabla 39 de anexos, siendo ellos de 2.33, 5, 10, 20, 50 y 100 años.

Los parámetros utilizados para las simulaciones por efecto lluvia incluyeron precipitación, permeabilidad y las relaciones ofrecidas por la curva de contenido de agua Vs. Succión.

Sobre el tema específico de permeabilidad, se resalta que al definir el material como franco – limoso, el material en estado de falla o removido, aumenta su permeabilidad en dos órdenes de magnitud, quedando implícita dicha consideración en las simulaciones efectuadas. El valor usado para la permeabilidad fue de 0.0045 m/h para material franco limoso, definido así con base en su curva granulométrica, aumentando a 0.45 m/h por ser un material movilizado y una roca fracturada con múltiples grietas, condición que permitió considerar el aumento en el valor de la permeabilidad.

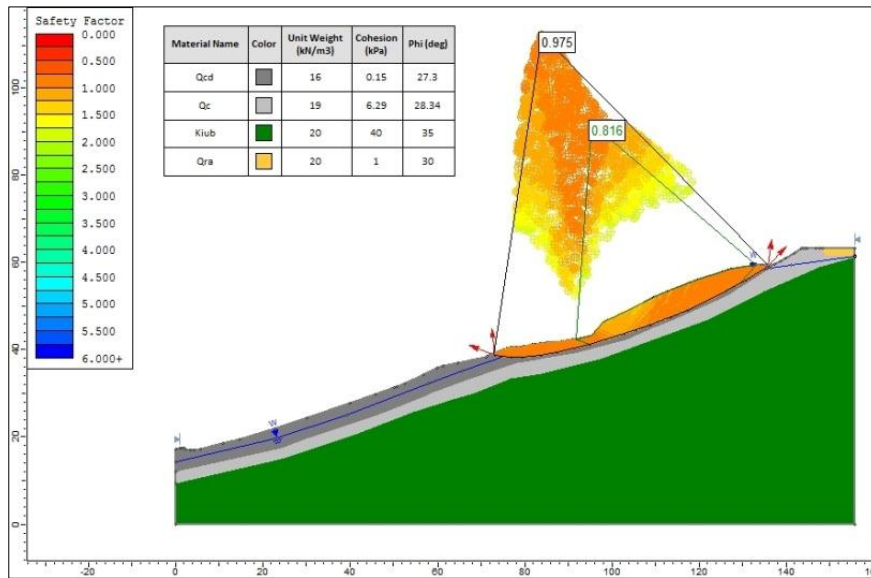
Respecto al efecto lluvia, se tuvo en cuenta desde el comienzo que la precipitación afecta la posición del nivel freático, por lo que se buscó encontrar la relación entre ellos.

Por ello, inicialmente se movió de manera arbitraria el nivel freático (N.F.) para identificar su posición crítica o aquella permitiese reproducir el mecanismo de falla identificado en terreno.

Inicialmente se planteó la hipótesis de que el aumento en el nivel freático genera la falla debido a que para la condición actual el Factor de Seguridad es del orden de 1.5 y para un sismo con periodo de 100 años el factor de Seguridad en la superficie de falla es de 1.044. Para comprobar esta hipótesis, de manera preliminar se realizaron cuatro modelaciones, aumentando el nivel freático para cada modelación en 50 cm, hasta encontrar el aumento que generara la falla (FS<1) para condición estática y con los valores medios de los parámetros.

Finalmente se encontró que el aumento en el nivel freático que causaba la falla es de 2.0 m.

Figura 8 Imagen simulación análisis N.F.



Fuente: Elaboración propia

El resultado de estas simulaciones se presenta a continuación.

Tabla 9 Factores de seguridad en función del N.F.

AUMENTO NF	FS
0,5	1,476
1	1,324
1,5	1,148
2	0,975

Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente y ante la evidencia de no haber logrado una relación directa en cuanto a cambio del N.F. en función de la precipitación, a partir de la textura del suelo se determinó la curva característica de este utilizando la metodología de Van Genutchen (curva teórica) para posteriormente simular el N.F. considerando cabezas totales a la entrada y a la salida del sistema, para poder definir la posición inicial del N.F. identificado en campo. Para las modelaciones se consideró la infiltración correspondiente a los diferentes periodos de retorno de análisis, trabajando con una duración típica de 1 hora.

Para los análisis de infiltración se definieron condiciones de borde para los dos extremos a partir de una cabeza total de agua, con el fin de generar flujo constante de lado a lado.

En la modelación se pudo observar que al ingresar el nivel freático al programa, este toma como condición inicial que todo lo que se ubica este tiene presión de poros 0, para que al correr el programa lograr que el N.F. se estabilice al igual que las presiones de poros negativas.

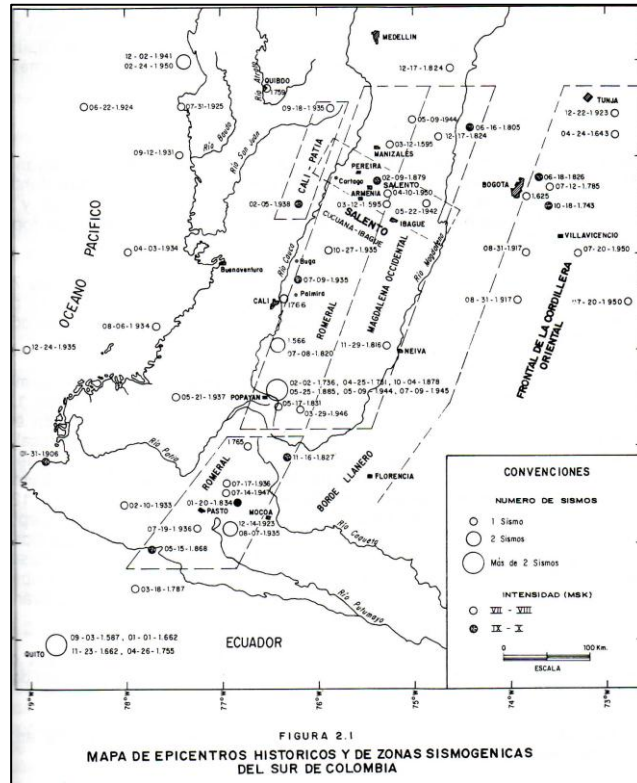
En Figuras 65 a 70 se presentan imágenes de las simulaciones efectuadas para el efecto, desde condición inicial hasta condición 48 horas, cuando se logra la estabilización del NF.

- *Determinación de los sismos de diseño para diferentes periodos de retorno.* Para este componente del análisis efectuado, considerado como el segundo detonante potencial de los procesos de inestabilidad presentes en la zona de estudio, se analizó a partir de la NSR – 10 (2010) y del Estudio de Microzonificación Sismo geotécnica de Popayán (Ingeominas,1992), tanto las condiciones de sismicidad regional y local y se determinaron para diferentes periodos de retorno, las aceleraciones máximas probables, parámetros fundamentales al momento de efectuar las simulaciones por efecto sismo para los diferentes escenarios de análisis.

Se destaca que según la NSR-10 al igual que en el Estudio de Microzonificación sismo geotécnica de Popayán, (Ingeominas,1992), la zona en la que se encuentra el sitio de análisis corresponda a una de alta

actividad sísmica, con la presencia de múltiples fallas, las que muestran en mapa de epicentros históricos en la Figura 9.

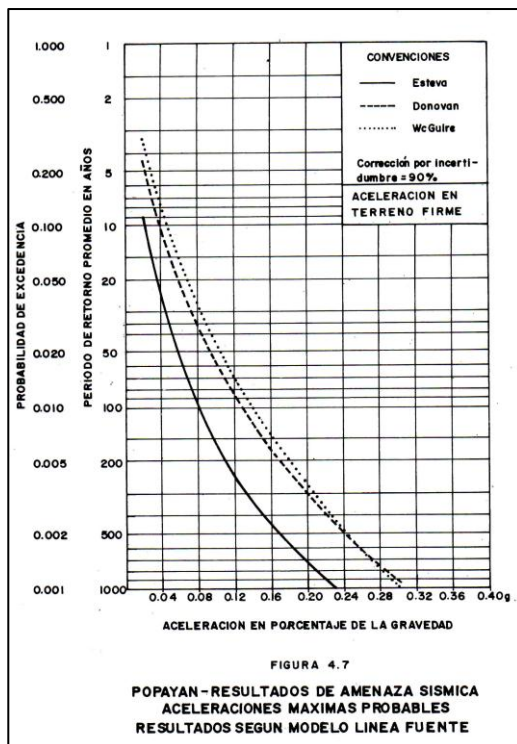
Figura 9 . Mapa de epicentros históricos y zonas sísmo génicas del sur de Colombia.



Fuente: Ingeominas 1992.

Los datos de aceleraciones máximas probables utilizadas para las simulaciones para condición sísmo fueron obtenidas a partir de la figura del estudio de Microzonificación sísmo geotécnica de Popayán, Comunidad Económica Europea - Ingeominas (1992).

Figura 10 . Resultados de amenaza sísmica – Aceleraciones máximas probables.



Fuente: Ingeominas 1992.

Los periodos de retorno y los valores de aceleración máxima probable por sismo que se presentan en Tabla 10, se definieron a partir de las exigencias de la NSR-10 en cuanto a periodos de retorno a considerar en los análisis, para las aceleraciones seleccionadas, valores a partir de los cuales y utilizando la expresión 19 (Sarma, 1996), se calcularon las probabilidades de excedencia a tener en cuenta en la obtención de las probabilidades de falla total.

$$Pe = 1 - e^{-L/T} \quad (19)$$

Dónde: Pe= Probabilidad de excedencia.

L= Periodo de diseño de la obra.

T= Periodo de retorno del evento.

El periodo de diseño de las obras (L) utilizado fue de 50 años, considerando que el tiempo de exposición apropiado para construcciones se puede estandarizar en 50 años, valor que al combinarlo con una probabilidad de excedencia del nivel de aceleración igual al 10%, resulta en un periodo de retorno de 475 años.

Los valores de aceleración máxima utilizados en las modelaciones, corresponden a los relacionados en la tabla, sin considerar lo establecido en el código NSR-10 en H.5.2.5 – Sismo de diseño, por considerar que la disminución que genera su aplicación se compensa con la no aplicación del efecto de sitio, que produce amplificación del efecto sismo.

Tabla 10 Valores de probabilidad de excedencia de sismo por periodos de retorno de sismo T(S)

PERIODO DE RETORNO	Ah(g)	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA DEL SISMO
0	0,00	-
31	0,09	0,801
100	0,14	0,393
225	0,18	0,199
475	0,25	0,100

Fuente: Elaboración propia.

- *Simulación con Equilibrio Límite mediante el uso del programa SLIDE 6.0 de la estabilidad del talud para los diferentes escenarios de análisis considerados.* Para las simulaciones se consideraron fundamentalmente los siguientes parámetros de entrada: Cohesión (c') y Angulo de resistencia interna (ϕ') efectivos, nivel freático propio de cada condición, peso unitario de los materiales y datos de topografía y estratificación del talud.
- *Calculo de la probabilidad de falla para condición actual, usando el modelo de los Estimativos Puntuales (MEP).* En primera instancia se calculó el factor de seguridad (FS) para el talud en la condición actual, teniendo en cuenta el nivel freático reportado en la exploración y sin considerar ni efectos sísmicos ni de lluvia, mediante la ejecución de simulaciones con SLIDE 6.0.

Respecto a los factores de seguridad, obtenidos en las diferentes simulaciones, se debe mencionar que se efectuaron verificaciones de estos

respecto a los definidos por la NSR-10 en Tabla de factores de seguridad básicos mínimos directos mostrados en Tabla 11.

Tabla 11 Factores de seguridad básicos mínimos directos.

Condición	F_{SEM}		F_{SEUM}	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.10	1.40	1.15
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.10	1.00 (*)	No se permite	No se permite
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

(*) Nota: Los parámetros sísmicos seudo estáticos de Construcción serán el 50% de los de Diseño

Fuente: NSR-10.

Se debe resaltar que para la obtención de los parámetros geomecánicos de los suelos se utilizó la información de campo correspondiente a pruebas SPT, para obtener valores medios de (c) y (ϕ) y poder obtener para cada material una curva de regresión que permitió la determinación de la variación de dichos parámetros. (Ver tablas 3 y 4).

Después de calcular la confiabilidad del talud para condición actual, se aplicó el método de los Estimativos Puntuales (MEP) para calcular el FS para diferentes combinaciones de (c) y (ϕ) . Para ello y con base en lo establecido por este método, se cambió el valor de (c) y (ϕ) , sumando y restando una desviación estándar para cada parámetro y se corrió el programa el número de veces necesarias, teniendo en cuenta que este es igual a:

$$N_c = 2^n \quad (20)$$

Dónde: N_c es el número de combinaciones y n el número de variables. Para el caso de estudio, n es igual a cuatro, considerando que se presentan dos estratos, dos cohesiones y dos ángulos de fricción:

$$N_c = 2^4 = 16$$

De manera similar se procedió para la ejecución de las simulaciones para las diferentes siguientes combinaciones de escenario:

- Condición actual o sin obras + efecto sismo.
- Condición actual o sin obras + efecto lluvia.
- Condición actual o sin obras + efecto sismo y lluvia.

Fase 2. Determinación de probabilidad de falla para diferentes tipos de intervención. En esta fase se aplicó un procedimiento similar al reseñado anteriormente, considerando no condición actual sino condición con obras de mantenimiento o estabilización. Efectuando múltiples simulaciones con el SLIDE 6.0 se calcularon los factores de seguridad, las probabilidades de falla, las probabilidades de excedencia y las probabilidades de falla total para los diferentes escenarios considerados, tal y como puede corroborarse en las Tablas de resultados correspondientes.

Dentro de esta fase efectuó la definición de alternativas de mantenimiento o estabilización con base en los mecanismos de falla obtenidos en la fase anterior. Los escenarios contemplados fueron los siguientes:

- *Drenes horizontales de penetración.* Alternativa que incluye básicamente remoción de derrumbes y construcción de los drenes horizontales. En esta alternativa de intervención se planteó la utilización de drenes horizontales de penetración para abatir el NF, como elemento detonante de falla.

Para los diferentes análisis se consideró como remoción de derrumbes la actividad de retirar sólo aquel material totalmente suelto y dispuesto sobre la vía, sin que con dicha actividad se genere modificación alguna de la geometría del talud objeto de análisis de estabilidad.

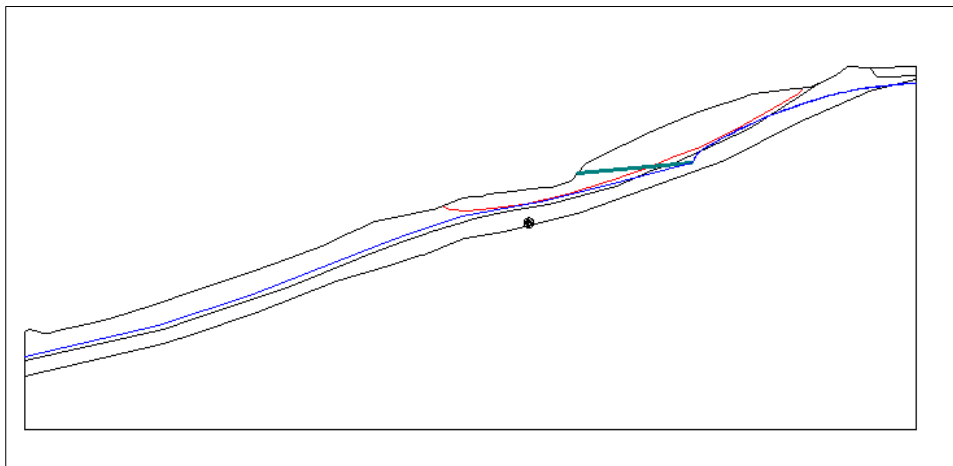
Para este tipo de intervención se consideró como actividad de construcción la identificada en tabla 29 con número de ítem 4. Las otras correspondientes a esta intervención, se consideraron como actividades de mantenimiento.

El planteamiento inicial se dio a partir de un nivel freático elevado 2.0 m y para una aceleración de tipo horizontal correspondiente al 80% de la aceleración horizontal máxima.

Para esta intervención, se definió la colocación de una línea de filtros distanciados 5 metros entre sí, con una longitud de 20 metros y una inclinación con la horizontal de 5°.

A continuación se muestra un esquema de la sección transversal para una línea de filtros:

Figura 11 Esquema básico para intervención con drenes de penetración



Fuente: Elaboración propia

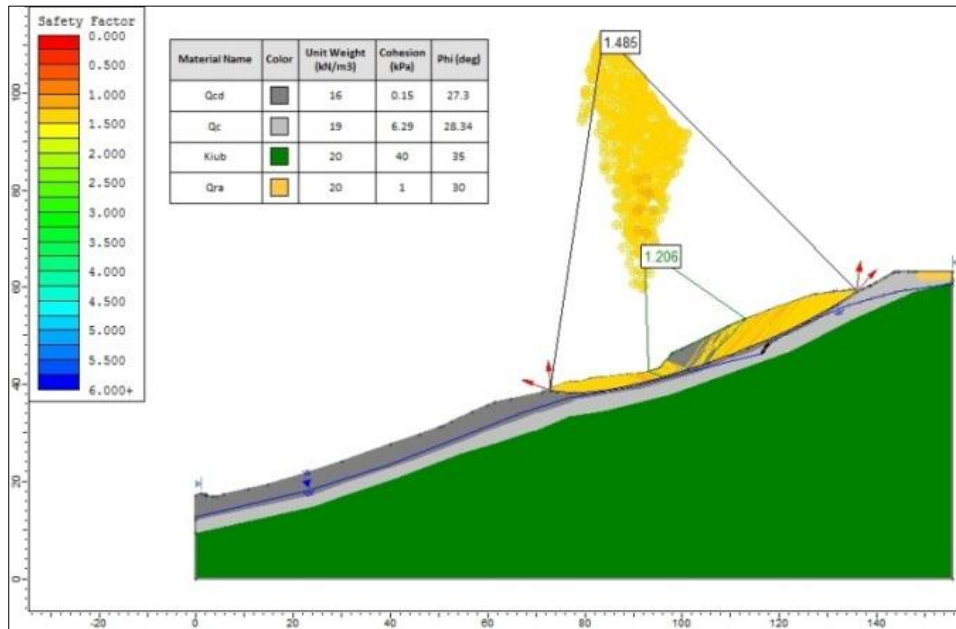
Los resultados consolidados de FS para las diferentes simulaciones efectuadas se presentan Tabla 12, obtenidos a partir de las imágenes de estas, de las que se presentan dos a manera de ejemplo a continuación, que corresponden a simulaciones con efecto y efecto sismo respectivamente.

Tabla 12. Factores de seguridad para condición estática y seudoestática - Drenes de penetración.

OBRA	FS	
	EST	PSE
FILTROS	1,2	0,817

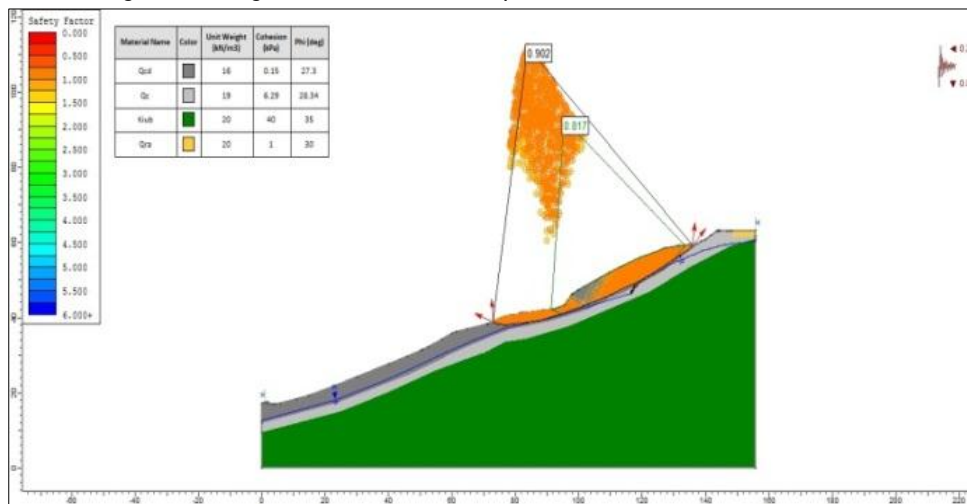
Fuente: Elaboración propia.

Figura 12 Imagen simulación análisis para drenes horizontales sin sismo



Fuente: Elaboración propia

Figura 13 Imagen simulación análisis para drenes horizontales con sismo



Fuente: Elaboración propia

- *Terracéo*. Alternativa que incluye la reconfiguración del talud mediante el terracéo de la zona con la masa de suelo inestable, complementada con

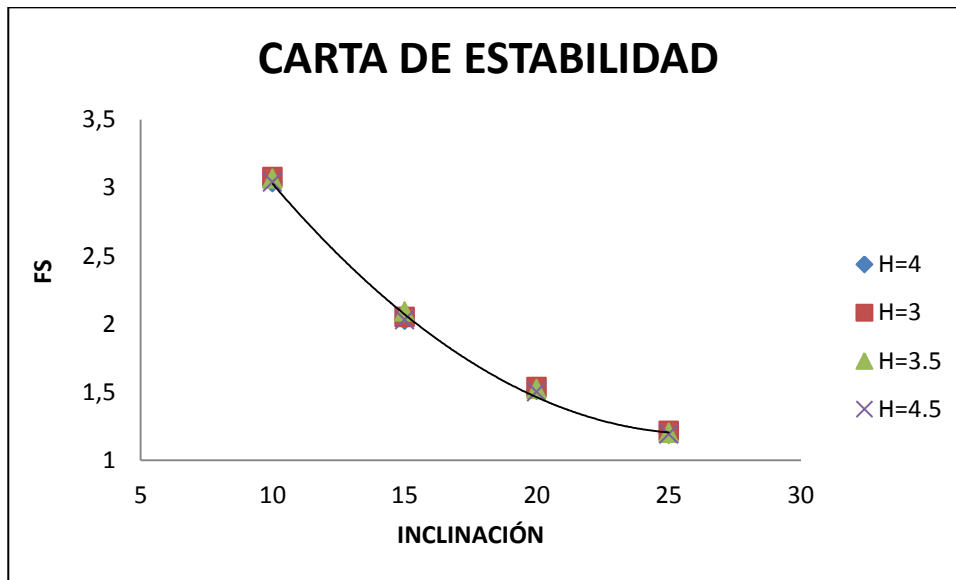
la ejecución de las actividades de la alternativa anterior.

Para este tipo de intervención se consideraron como actividades de construcción las identificadas en tabla 29 con número de ítem 7 y 9. Las otras correspondientes a esta intervención, se consideraron como actividades de mantenimiento.

Como dato esencial para definir condiciones geométricas para la ejecución del terracéo, inicialmente se efectuó la evaluación de la máxima pendiente que soportaría el talud, para la cual se construyó la carta de estabilidad de Figura 14, tomando los parámetros del suelo estudiado y graficando el Factor de Seguridad que tiene un talud para diferentes alturas e inclinaciones.

Se analizaron inclinaciones entre 10 y 25 grados para alturas de 1.5, 3, 3.5, 4, 4.5 y 5 metros.

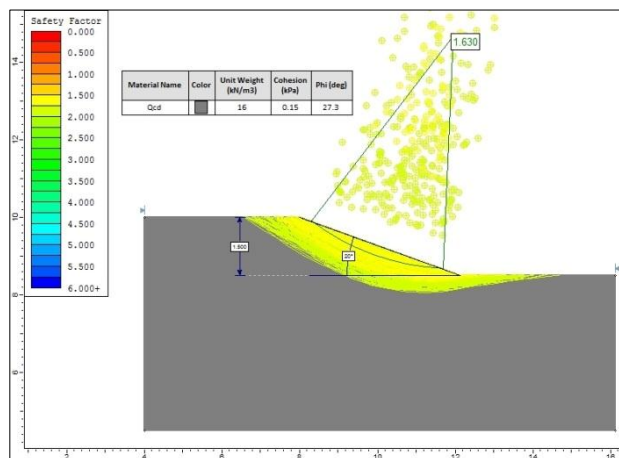
Figura 14 Carta de estabilidad del material a terracear.



Fuente: Elaboración propia.

A modo de ejemplo, se presenta la imagen de una de las simulaciones efectuadas para obtener datos que permitieron definir los puntos a graficar y la Tabla 14 con todos los valores obtenidos.

Figura 15 . Imagen simulación análisis para carta de estabilidad terracéo



Fuente: Elaboración propia

Tabla 13 Altura y grado de inclinación cortes en función de F.S.

H	GRADOS	FS
4	10	3.04
	15	2.03
	20	1.515
	25	1.193
3	10	3.078
	15	2.05
	20	1.537
	25	1.214
3.5	10	3.065
	15	2.09
	20	1.521
	25	1.2
4.5	10	3.04
	15	2.03
	20	1.5
	25	1.19

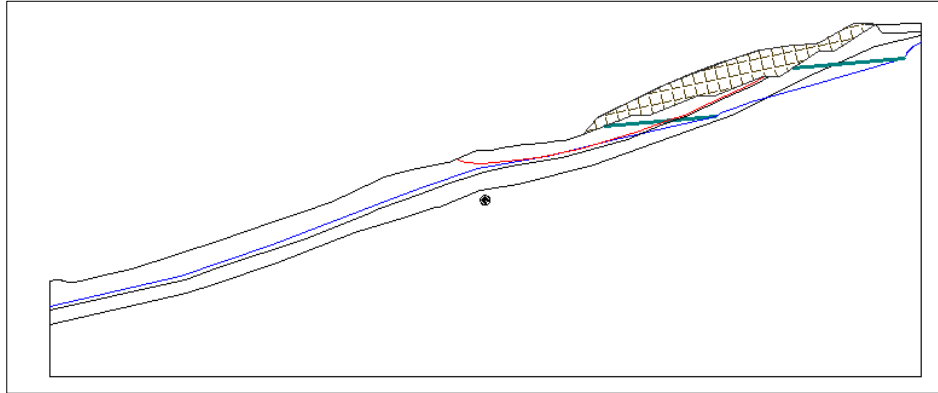
Tabla 13. Fuente: Elaboración propia.

El valor de la inclinación para efectuar la reconfiguración o el terracéo se eligió teniendo en cuenta que la variación arrojada por los factores de seguridad fue relativamente baja, como puede observarse en la Figura 14 y considerando, por experiencia del autor, que la altura para la conformación fuese manejable en términos de ejecución física de la obra.

Para el caso específico y luego de efectuado el análisis, se seleccionó una inclinación máxima de 22 grados (taludes 2.5h:1v) y una altura de 3.5 m. Con base en estas condiciones, la reconfiguración quedó como aparece en esquema inferior, teniendo que considerarse para corte correspondiente un área con sección transversal de 182,651 m².

La intervención completa, dada las nuevas condiciones de operación de la masa de suelo, involucró la construcción de drenes de penetración en dos filas, de longitud 20 metros, con una inclinación de 5° y separados cada 5 metros, como se muestra a continuación.

Figura 16 Esquema básico para intervención con terracéo



Fuente: Elaboración propia

Los datos de FS obtenidos a partir de las diferentes simulaciones para terracéo, se presentan en Tabla 14.

Tabla 14 Factores de seguridad para condición estática y pseudoestática. Terracéo

OBRA	FS	
	EST	PSE
TERRACEO	1,532	1

Tabla 14. Fuente: Elaboración propia.

En cuanto al valor del FS obtenido para condición pseudoestática, se debe aclarar que este se tomó para un diseño básico a partir del cual se pudo hacer el análisis por confiabilidad y posteriormente la verificación en términos de confiabilidad.

Figura 17 Imagen simulación análisis para terracéo sin sismo

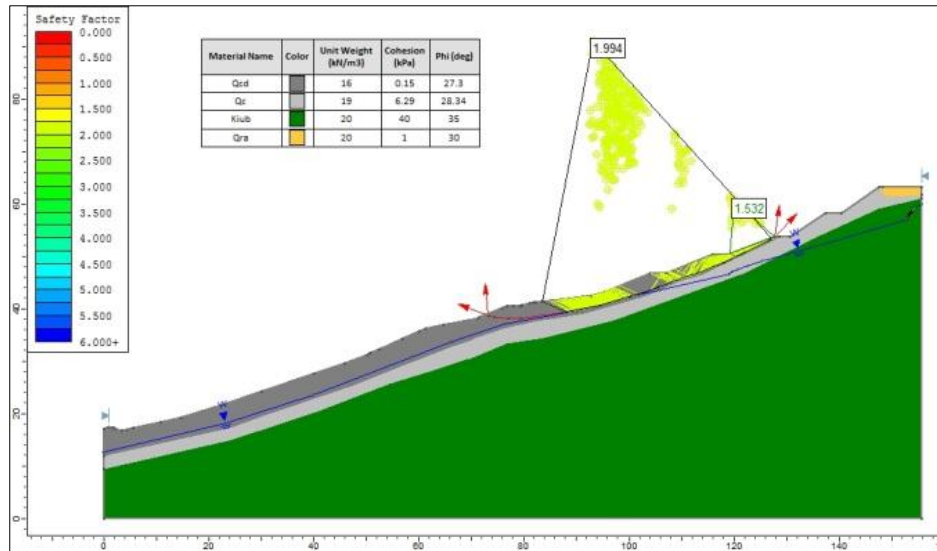


Figura 17. Fuente: Elaboración propia

- *Anclajes pasivos.* Incluye la ejecución de una remoción básica de derrumbes, la construcción de un terracéo de menor escala, la construcción de los drenes horizontales de penetración y la instalación de anclajes pasivos.

Para este tipo de intervención se consideró como actividad de construcción la identificada en tabla 29 con número de ítem 15. Las otras correspondientes a esta intervención, se consideraron como actividades de mantenimiento.

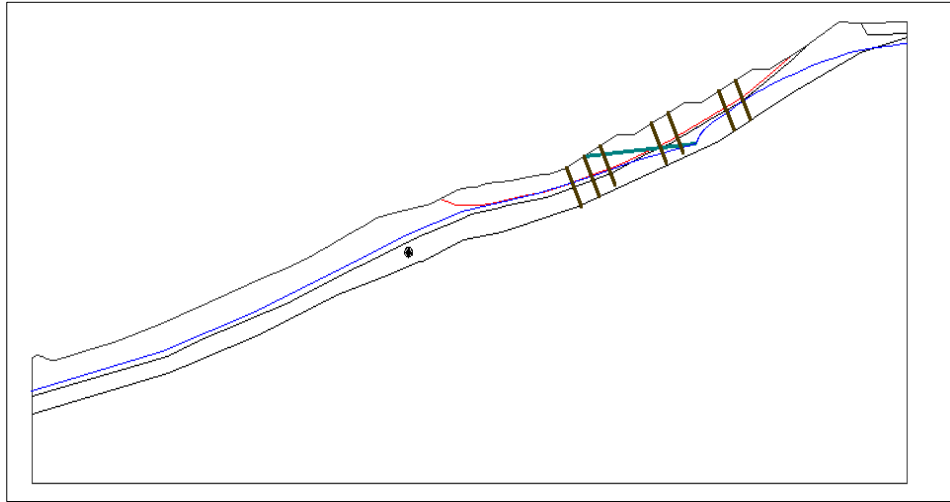
Para la definición de las características básicas de los anclajes pasivos (tipo soil nailing), se consideró en su cálculo, la resistencia a la fluencia de estos, calculado teniendo en cuenta su área transversal y la resistencia de fluencia del acero, tomando un Factor de Seguridad igual a 1.5, aplicando la expresión (21) y teniendo en cuenta que la resistencia a la fluencia del acero es de 420 Mpa y el diámetro de los anclajes a utilizar es de 1.5 pulgadas (38 mm), para un área de 0.00114 m².

$$F_y = \frac{A_s * f_y}{FS} \quad (21)$$

$$F_y = \frac{0.00114 \text{ m}^2 * 420000 \text{ Kpa}}{1.5} = 319.22 \text{ KN}$$

El esquema básico de la intervención considerada es el siguiente.

Figura 18 Esquema básico para intervención con anclajes pasivos



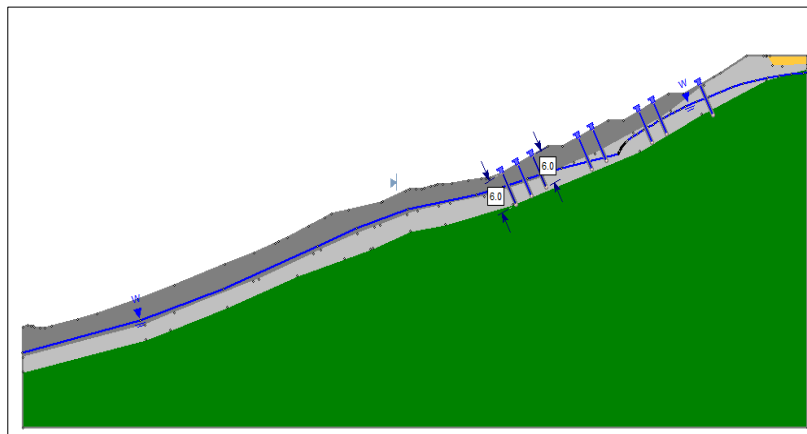
Fuente: Elaboración propia

La intervención integral para anclajes pasivos consideró la construcción de una línea de drenes horizontales de penetración.

Los anclajes considerados según diseño básico son de longitud de 6 metros, 7 anclajes por sección transversal y espaciados cada 5m.

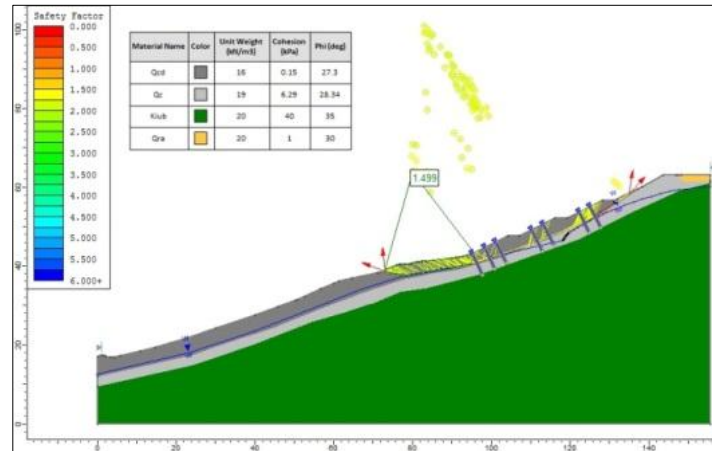
En figuras 19 y 20 se presentan el esquema de la intervención anclajes pasivos y una de las imágenes producto de la simulación de la intervención.

Figura 19 . Imagen esquema para análisis anclajes pasivos



Fuente: Elaboración propia

Figura 20 . Imagen simulación análisis para anclajes pasivos sin sismo



Fuente: Elaboración propia

Los valores de los factores de seguridad obtenidos para esta solución se presentan en Tabla 15 tanto para condición estática como para condición pseudoestática.

Tabla 15 Factores de seguridad para condición estática y pseudoestática. Anclajes pasivos.

OBRA	FS	
	EST	PSE
ANCLAJE PASIVO	1,5	1,1

Fuente: Elaboración propia.

- **Anclajes Activos.** Esta solución consideró la ejecución de una remoción básica de derrumbes, la construcción de un terracéo de menor escala, la construcción de los drenes horizontales de penetración y la instalación de anclajes activos.

Para este tipo de intervención se consideraron como actividades de construcción las identificadas en tabla 29 con número de ítem 16, 17 y 18. Las otras correspondientes a esta intervención, se consideraron como actividades de mantenimiento.

Para la definición de las características técnicas básicas de los anclajes activos, se efectuó el cálculo de su resistencia teniendo en cuenta la longitud del bulbo, el esfuerzo vertical efectivo, el diámetro del bulbo, la separación entre anclajes y la cohesión del suelo.

Para cada anclaje se calculó el esfuerzo activo que ejerce sobre la masa de suelo del talud.

La capacidad máxima de resistencia del bulbo se calculó de la siguiente manera:

- Cálculo del esfuerzo efectivo actuante en el bulbo, teniendo los espesores de los estratos en el inicio y en el final del bulbo.
- La resistencia de tracción se calcula con la expresión propuesta por Terzaghi:

$$\tau = c * A + N * \tan\phi \quad (22)$$

Dónde:

c: Cohesión del material donde está el bulbo.

ϕ : Fricción del material donde está el bulbo.

A: Área superficial del bulbo.

N: Fuerza normal equivalente en el bulbo calculada con la siguiente expresión:

$$N = \left[E_1 * L + (E_2 - E_1) * \frac{L}{2} \right] * D \quad (23)$$

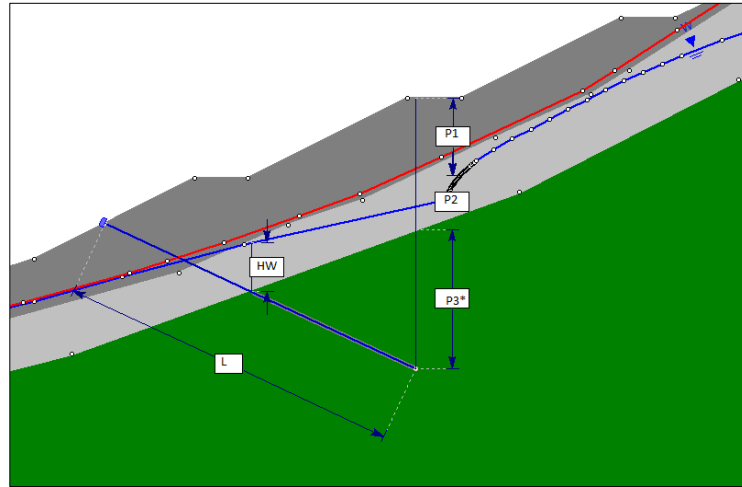
Donde: L = Longitud del bulbo.

D: Diámetro del bulbo.

E1 y E2 = Valores del Módulo de elasticidad del suelo.

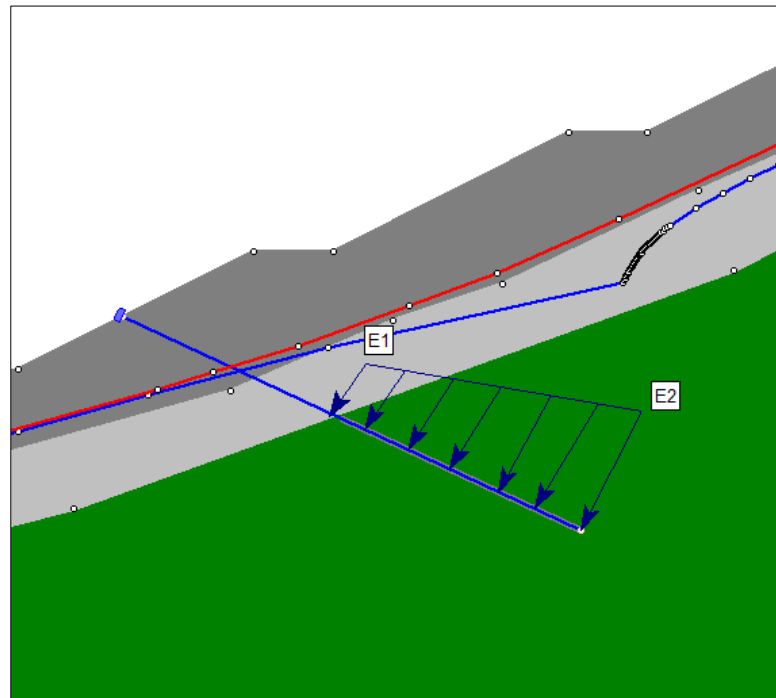
En figuras 21 y 22 se presentan el esquema de la intervención anclajes activos y una de las imágenes producto de la simulación de la intervención.

Figura 21 Imagen esquema para análisis anclajes activos



Fuente: Elaboración propia

Figura 22 Imagen esquema funcionamiento anclajes activos



Fuente: Elaboración propia

Los datos de cálculo para los tres anclajes se presentan en Tablas 16, 17 y 18.

Tabla 16 . Anclaje Inferior – cálculos estructurales

COHESIÓN	40
PHI	35
DIAMETRO	0,1524
LONGITUD	10
SEPARACIÓN	2,5

RESISTENCIA TRACCIÓN	206,089825
----------------------	------------

E VERTICAL 1	77,2085416
E VERTICAL 2	177,70158
PERÍMETRO	0,36482938

PI 1	3,7
PI 2	2,7
PI 3	0
PF 1	4,32
PF 2	3,12
PF 3	7,7
GAMA 1	16
GAMA 2	19
GAMA 3	20
INCLINACIÓN	25
HW 1	2,58
HW 2	8,8
GAMA AGUA	9,81

FS	2,5
RESISTENCIA ACTUANTE	82,4359301

Fuente: Elaboración propia

Tabla 17 Anclaje medio

COHESIÓN	40
PHI	35
DIAMETRO	0,1524
LONGITUD	10
SEPARACIÓN	2,5

RESISTENCIA TRACCIÓN KN	207,910188
-------------------------	------------

E VERTICAL 1	82,9067706
E VERTICAL 2	166,269142
PERÍMETRO	0,36482938

PI 1	3
PI 2	3,45
PI 3	0
PF 1	2,9
PF 2	3,7
PF 3	8,65
GAMA 1	16
GAMA 2	19
GAMA 3	20
INCLINACIÓN	25
HW 1	2,25
HW 2	10,83
GAMA AGUA	9,81

FS	2,5
RESISTENCIA ACTUANTE KN	83,164075

Fuente: Elaboración propia - cálculos estructurales

Tabla 18 Anclaje superior - cálculos estructurales

COHESIÓN	40
PHI	35
DIAMETRO	0,1524
LONGITUD	10
SEPARACIÓN	2,5

RESISTENCIA TRACCIÓN	199,689949
E VERTICAL 1	69,7394779
E VERTICAL 2	155,073341
PERÍMETRO	0,36482938

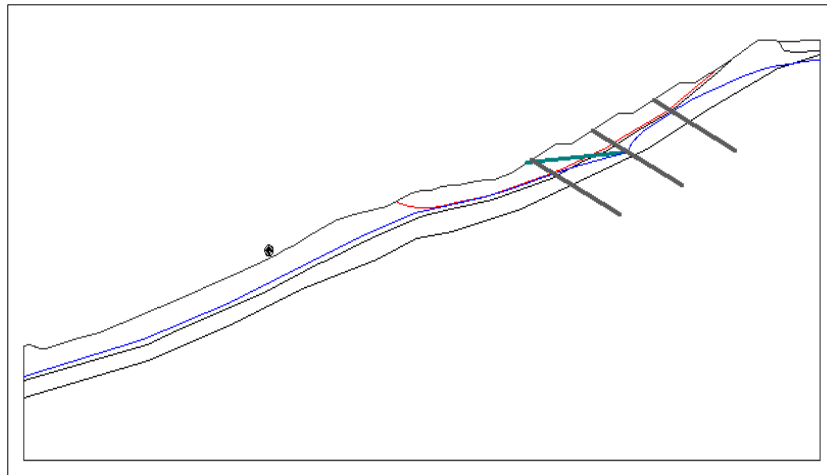
PI 1	1,96
PI 2	4
PI 3	0
PF 1	0
PF 2	5,4
PF 3	8,6
GAMA 1	16
GAMA 2	19
GAMA 3	20
INCLINACIÓN	25
HW 1	3,1
HW 2	10,55
GAMA AGUA	9,81

FS	2,5
RESISTENCIA ACTUANTE	79,8759797

Fuente: Elaboración propia

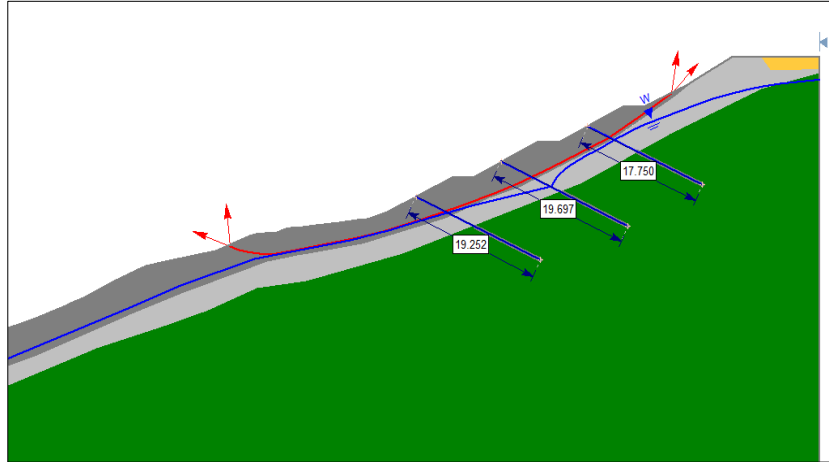
En figuras inferiores se muestran el esquema básico de la intervención y una imagen del esquema utilizado para la simulación. Los anclajes se definieron con una inclinación de 25° respecto a la horizontal, en tres líneas, con separaciones entre sí de 2.5 m.

Figura 23 Esquema básico para intervención con anclajes activos



Fuente: Elaboración propia

Figura 24 . Imagen esquema para análisis anclajes activos



Fuente: Elaboración propia

Los valores de los factores de seguridad obtenidos para esta intervención se presentan en Tabla 19 tanto para condición estática como para condición pseudoestática.

Tabla 19 Factores de seguridad para condición estática y pseudoestática. Anclajes activos.

OBRA	FS	
	EST	PSE
ANCLAJE ACTIVO	1,639	0,982

Fuente: Elaboración propia.

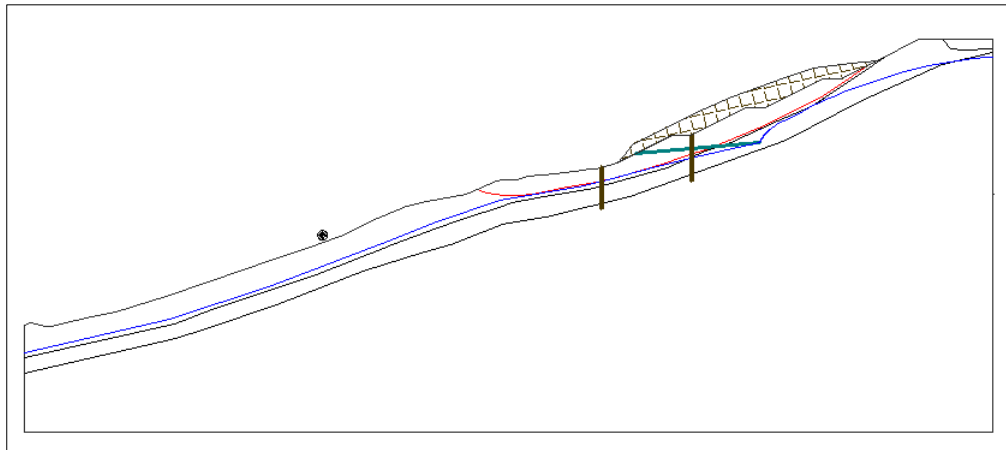
- *Caissons o pilotes tipo caisson.* Para esta alternativa se consideró la ejecución de una remoción básica de derrumbes, la construcción de un terracéo de menor escala, la construcción de los drenes horizontales de penetración y la construcción de pilotes tipo caisson.

Para este tipo de intervención se consideraron como actividades de construcción las identificadas en tabla 29 con número de ítem 19, 21 y 24. Las otras correspondientes a esta intervención, se consideraron como actividades de mantenimiento.

Para este tipo de intervención, se consideró la misma reconfiguración planteada para la intervención de los anclajes, buscando como criterio garantizar la estabilidad local, definiendo como lugares para su ubicación

sitios al final de la superficie de falla, en la pata del talud y en una berma de la reconfiguración. La solución que cumplía con los factores de seguridad mínimos exigidos fue la que se muestra en Figura 25 y los FS los mostrados en Tabla 20.

Figura 25 Esquema básico para intervención con caissons.



Fuente: Elaboración propia

Tabla 20 Factores de seguridad para condición estática y pseudoestática Caissons.

OBRA	FS	
	EST	PSE
CAISSONS	1,577	0,99

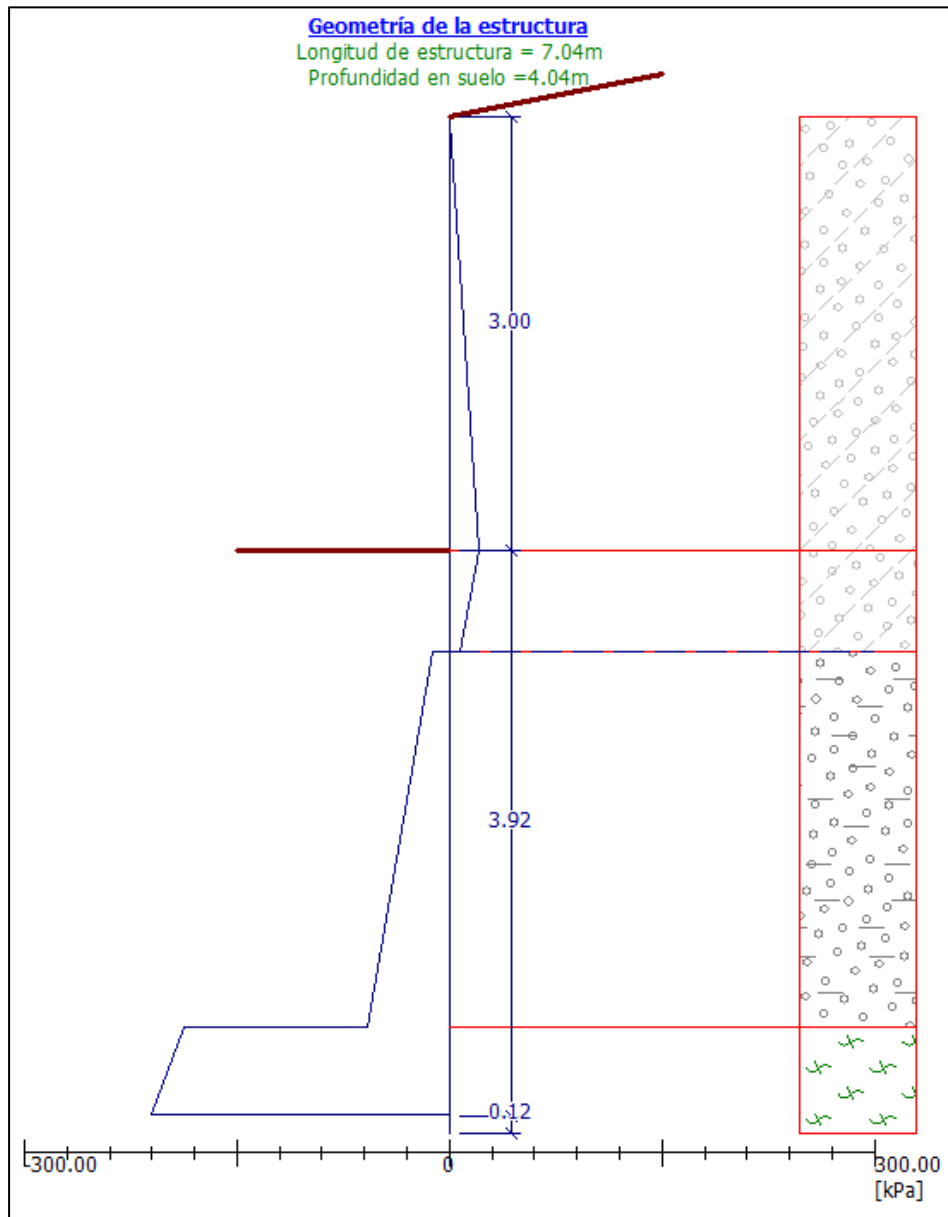
Fuente: Elaboración propia.

Los caissons planteados se definieron para un diámetro de 1 metro, con cuantía de refuerzo correspondiente a la mínima exigida por la norma para columnas y con separación 3 metros, buscando con ello que funcionen bajo efecto de arco.

Para calcular la profundidad de empotramiento de los caissons, se modeló como si fuera una tablestaca con una altura libre de 3.0, correspondiente a la profundidad a la que se encuentra la superficie de falla y asumiendo que la condición crítica sería si se desliza el material por delante del caisson.

El esquema básico del pilote tipo caisson se presenta en la Figura 26, en la que puede observarse su longitud total de 7 metros.

Figura 26 Esquema detalles geometría elemento caisson



Fuente: Elaboración propia

Dado que para efectuar las simulaciones con SLIDE 6.0 se debe disponer como un parámetro de entrada el correspondiente a la resistencia calculada que aporta el caissons sobre el deslizamiento, se efectuó un análisis de interacción suelo estructura para conocer el máximo cortante que se genera.

Fase 3. Determinación de diferentes actividades de mantenimiento para las diferentes obras y probabilidades de falla. Determinación de las actividades de mantenimiento y rehabilitación necesarias, con base en los mecanismos de falla obtenidos en las modelaciones, en caso de que estos se presenten.

Fase 4. Determinación de costos de obras según diseños y mantenimiento. La determinación de los costos de obra por concepto de los diferentes escenarios o intervenciones consideradas, se hizo efectuando las siguientes actividades:

- Estimación de cantidades de obra para las diferentes alternativas de solución propuestas. Con base en los diferentes escenarios de intervención se identificaron para cada uno de ellos, las actividades de obra que involucraba el escenario y se calcularon las cantidades de obra de cada actividad con base en información disponible de geometría del talud y de la zona donde se encuentra, al igual que de las geometrías generadas al considerar las soluciones definidas.

Elaboración de los presupuestos de las obras propuestas y de las actividades de mantenimiento definidas para los diferentes escenarios. A partir de la lista de actividades de obra consideradas para cada solución, con base en información INVIAS de costos directos promedio vigentes para cada ítem de obra considerado, se definieron costos directos por unidad de medida.

Debe mencionarse que para las soluciones consideradas, se efectuaron los diseños básicos a nivel de pre dimensionamiento, teniendo en cuenta que el objeto del análisis, es establecer órdenes de magnitud y criterios generales para la proposición de actividades de gestión vial en lo relacionado a estabilidad de taludes y su mantenimiento.

Fase 5. Posteriormente, con la información de cantidades de obra y valor unitario (Costo Directo) de cada actividad o ítem involucrado en las soluciones, se calcularon los costos totales por solución o escenario considerado y se generó un cuadro consolidado de costos directos.

4. PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

Los resultados obtenidos en los diferentes análisis de confiabilidad como de costos estimados para los diferentes tipos de intervenciones se presentan a continuación, resaltando que por definición del concepto, la probabilidad de falla total es igual a la probabilidad de excedencia por la probabilidad de falla.

Los valores de probabilidad de falla, excedencia y falla total se presentan con ocho dígitos decimales, dada la necesidad de mostrar diferencias de baja magnitud entre los valores obtenidos para diferentes condiciones de análisis.

4.1 Análisis por confiabilidad para condición lluvia.

Los análisis por confiabilidad para la condición lluvia se efectuaron bajo la premisa de considerar el efecto lluvia como un factor detonante para los procesos de inestabilidad desarrollados en los taludes, asociando el efecto de la lluvia sobre la altura del nivel freático en el talud objeto de estudio.

En la Tabla 21 se presentan los resultados obtenidos en las simulaciones efectuadas para periodos de retorno de lluvia (TLL), obteniendo valores de probabilidad de falla (PF), de probabilidad de excedencia (PEXC) y de probabilidad de falla total (PFT).

Tabla 21 Análisis por confiabilidad de condición actual + lluvia y condición Intervenciones + lluvia

T(LL) en (Años)	Concepto de Análisis	PFalla(LI)					
CON LLUVIAS	Condición actual (Sin obras)	Intervenciones consideradas					
		Drenos Horizontales (filtros)	Terracéo	Anclajes Pasivos	Anclajes Activos	Pilotes (Caissons)	
2,33	I(mm/hr)	34,80	34,80	34,80	34,80	34,80	34,80
	Confiabilidad	0,99999709	0,99811571	0,85830060	0,87920800	0,89428500	0,89460075
	P(Falla)	0,00000291	0,00188429	0,14169940	0,12079200	0,10571500	0,10539925
	P.Exced.	1,00000000	1,00000000	1,00000000	1,00000000	1,00000000	1,00000000
	Pt(Falla)	0,00000291	0,00188429	0,14169940	0,12079200	0,10571500	0,10539925
5,00	I(mm/hr)	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00
	Confiabilidad	0,99999693	0,99811571	0,85830060	0,87886062	0,89427513	0,89438294
	P(Falla)	0,00000307	0,00188429	0,14169940	0,12113938	0,10572487	0,10561706
	P.Exced.	0,99995460	0,99995460	0,99995460	0,99995460	0,99995460	0,99995460
	Pt(Falla)	0,00000307	0,00188421	0,14169297	0,12113388	0,10572007	0,10561226
10,00	I(mm/hr)	45,30	45,30	45,30	45,30	45,30	45,30
	Confiabilidad	0,99999665	0,99811571	0,85830060	0,87857073	0,89423130	0,89421439
	P(Falla)	0,00000335	0,00188429	0,14169940	0,12142927	0,10576870	0,10578561
	P.Exced.	0,99326205	0,99326205	0,99326205	0,99326205	0,99326205	0,99326205
	Pt(Falla)	0,00000333	0,00187160	0,14074464	0,12061109	0,10505604	0,10507283
20,00	I(mm/hr)	51,30	51,30	51,30	51,30	51,30	51,30
	Confiabilidad	0,99999649	0,99811571	0,85830060	0,87840737	0,89440726	0,89394973
	P(Falla)	0,00000351	0,00188429	0,14169940	0,12159263	0,10559274	0,10605027
	P.Exced.	0,91791500	0,91791500	0,91791500	0,91791500	0,91791500	0,91791500
	Pt(Falla)	0,00000322	0,00172962	0,13006800	0,11161170	0,09692516	0,09734513
50,00	I(mm/hr)	60,50	60,50	60,50	60,50	60,50	60,50
	Confiabilidad	0,99999645	0,99815777	0,85830060	0,87802154	0,89269581	0,89357684
	P(Falla)	0,00000355	0,00184223	0,14169940	0,12197846	0,10730419	0,10642316
	P.Exced.	0,63212056	0,63212056	0,63212056	0,63212056	0,63212056	0,63212056
	Pt(Falla)	0,00000225	0,00116451	0,08957110	0,07710509	0,06782918	0,06727227
100,00	I(mm/hr)	68,50	68,50	68,50	68,50	68,50	68,50
	Confiabilidad	0,99999612	0,99809479	0,85830060	0,87763244	0,89396267	0,89415826
	P(Falla)	0,00000388	0,00190521	0,14169940	0,12236756	0,10603733	0,10584174
	P.Exced.	0,39346934	0,39346934	0,39346934	0,39346934	0,39346934	0,39346934
	Pt(Falla)	0,00000153	0,00074964	0,05575437	0,04814788	0,04172244	0,04164548

Fuente: Elaboración propia

4.1.1 Análisis por confiabilidad para la condición actual más lluvia.

Para esta condición, las simulaciones efectuadas para los diferentes periodos de retorno de lluvias T(LL) arrojaron las (PFT) más bajas de todas las presentadas en Tabla 21, como puede observarse en Figura 27, en la que se grafican los valores de probabilidad, probabilidad de excedencia y probabilidad total de falla para efecto lluvia. Se explica

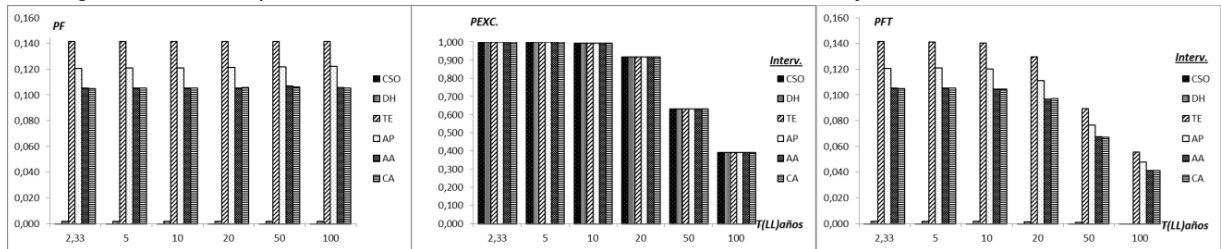
este valor esencialmente debido al estado actual de desarrollo del deslizamiento de la masa de suelo objeto de análisis, debiendo ser necesario tener en cuenta que la superficie de falla es la correspondiente a un área de deslizamiento de 267,36 m², siendo la mayor de las áreas de deslizamiento asociadas a los diferentes tipos de intervención.

4.1.2 Análisis por confiabilidad para la condición intervenciones más lluvia.

En la condición lluvia para diferentes intervenciones, cuyo comportamiento se muestra igualmente en Figura 27, se verificó que:

- La mayor (PFT) puntual se generó para terracéo con T(LL)=2,33 años.
- La mayor (PFT) para todos los T(LL) se presentaron para terracéo.
- La menor (PFT) con intervenciones se presentó para drenes horizontales para todos los T(LL).

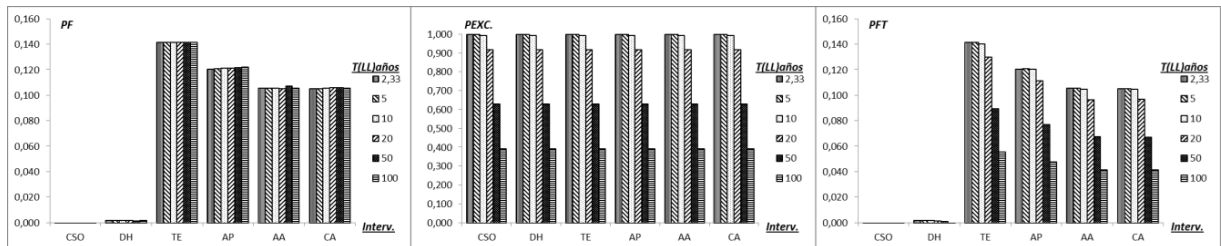
Figura 27. Análisis por confiabilidad Efecto Lluvia Para condición sin obras y condición intervenciones



Fuente: Elaboración propia

En la Figura 28, en la que se presentan los datos obtenidos destacando los diferentes periodos de lluvia T(LL) se puede observar que las menores PF y PFT para intervenciones, se presentan para DH y las mayores para TE.

Figura 28. Análisis por confiabilidad Efecto Lluvia para diferentes T(LL)



Fuente: Elaboración propia

4.2 Análisis por confiabilidad para condición sismo.

Para el efecto sismo se efectuó la evaluación tanto para condición actual o sin obras como para condición con intervenciones (con obras). Los resultados de las simulaciones se presentan en Tabla 22 y en Figuras 29 y 30.

Tabla 22 Análisis por confiabilidad de Condición actual + sismo y condición intervenciones + sismo.

T(S) en (Años)	Concepto da Análisis	PFalla(S)					
		Condición actual (Sin obras)	Intervenciones consideradas				
			Drenes Horizontales (filtros)	Terracéo	Anclajes Pasivos	Anclajes Activos	Pilotes (Caissons)
0	Aceleración	-	-	-	-	-	-
(Sin sismo)	Confiabilidad	0,99999899	0,99204838	0,85796529	0,88032812	0,89507011	0,89507447
	P(Falla)	0,00000101	0,00795162	0,14203471	0,11967188	0,10492989	0,10492553
	P.Exced.	1,00000000	1,00000000	1,00000000	1,00000000	1,00000000	1,00000000
	Pt(Falla)	0,00000101	0,00795162	0,14203471	0,11967188	0,10492989	0,10492553
31	Aceleración	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09
	Confiabilidad	0,98594044	0,97198969	0,83127422	0,85860385	0,87183140	0,86830842
	P(Falla)	0,01405956	0,02801031	0,16872578	0,14139615	0,12816860	0,13169158
	P.Exced.	0,80069186	0,80069186	0,80069186	0,80069186	0,80069186	0,80069186
	Pt(Falla)	0,01125737	0,02242763	0,13509736	0,11321475	0,10262356	0,10544438
100	Aceleración	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14
	Confiabilidad	0,77299724	0,14917460	0,54646634	0,63510335	0,54722600	0,54843124
	P(Falla)	0,22700276	0,85082540	0,45353366	0,36489665	0,45277400	0,45156876
	P.Exced.	0,39346934	0,39346934	0,39346934	0,39346934	0,39346934	0,39346934
	Pt(Falla)	0,08931863	0,33477371	0,17845159	0,14357564	0,17815269	0,17767846
225	Aceleración	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18
	Confiabilidad	0,32914661	0,01107570	0,41590038	0,47422904	0,37877350	0,39473704
	P(Falla)	0,67085339	0,98892430	0,58409962	0,52577096	0,62122650	0,60526296
	P.Exced.	0,19926260	0,19926260	0,19926260	0,19926260	0,19926260	0,19926260
	Pt(Falla)	0,13367599	0,19705562	0,11638921	0,10476649	0,12378721	0,12060627
475	Aceleración	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	Confiabilidad	0,00537914	0,00000378	0,19595721	0,27687809	0,16593640	0,15379563
	P(Falla)	0,99462086	0,99999622	0,80404279	0,72312191	0,83406360	0,84620437
	P.Exced.	0,09991237	0,09991237	0,09991237	0,09991237	0,09991237	0,09991237
	Pt(Falla)	0,09937493	0,09991200	0,08033382	0,07224883	0,08333327	0,08454629

Fuente: Elaboración propia

4.2.1 Análisis por confiabilidad para la condición actual más sismo.

Como puede observarse en Figura 29, para la condición sin obras, las simulaciones efectuadas para los diferentes periodos de retorno de sismo T(S) arrojaron que los valores de las PFT no siempre son los

más bajos respecto a los de las alternativas de intervención con obras, esencialmente debido al estado actual de desarrollo del deslizamiento de la masa de suelo objeto de análisis, siendo por ello recomendable tener en cuenta que la superficie de falla correspondiente es la correspondiente a un área de deslizamiento de 267,32 m², que es la mayor de todas las obtenidas en las simulaciones.

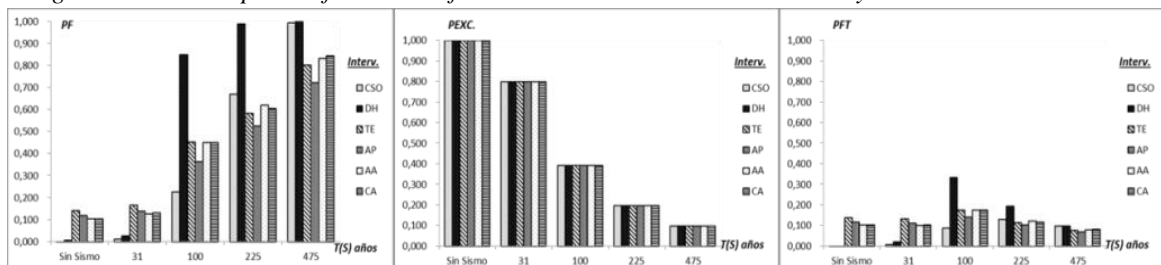
En Figura 30 se muestra como la mayor PFT para CSO se presenta para T(S)=225 años y la menor PFT para T(S)=31 años.

4.2.2 Análisis por confiabilidad para la condición intervenciones más sismo.

Para la condición sismo para diferentes intervenciones, se verificó que:

- La mayor (PFT) se generó para drenes horizontales con T(S)=100 años. (Figura 29).
- La mayor (PFT) para un T(S) específico no se presentó siempre para una misma intervención. (Figura 29).
- La menor (PFT) para un T(S) específico no se presentó siempre para una misma intervención. (Figura 29).
- Las mayores PFT, exceptuando T(S)=31 años, se presentaron para DH.
- En general, las mayores PFT se presentan para T(S)=100 años.

Figura 29 Análisis por confiabilidad Efecto Sismo Para condición sin obras y condición intervenciones

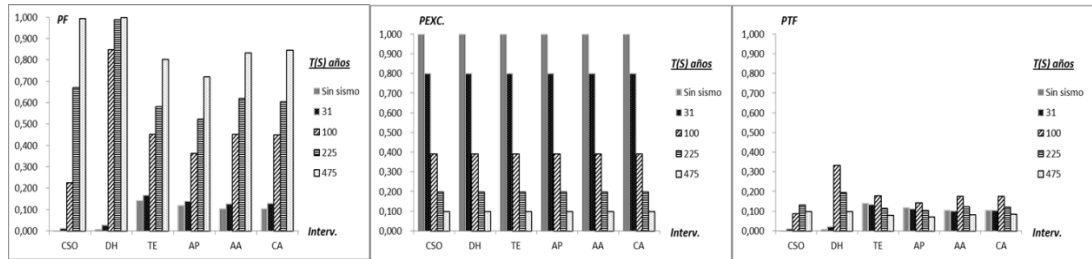


Fuente: Elaboración propia

En Figura 30 puede observarse que:

- En general, las menores PFT se presentan para anclajes pasivos.

Figura 30 Análisis por confiabilidad Efecto Sismo para diferentes T(S).



Fuente: Elaboración propia

4.3 Análisis por confiabilidad para condición lluvia más sismo.

Teniendo en cuenta que para la serie de simulaciones efectuadas se tuvo en cuenta el efecto de las dos condiciones básicas de análisis (lluvia y sismo), en la Tabla 23 se presentan los resultados obtenidos para el sitio objeto de análisis, presentando los resultados para estado o condición sin obras (CSO) y en las Tablas 24 a 28 para cada uno de los escenarios de análisis con obras considerados (CCO).

La información obtenida corresponde a valores propios del análisis de confiabilidad efectuado, tales como probabilidad de falla (PF), probabilidad de excedencia (PEXC) y probabilidad de falla total (PFT) para diferentes combinaciones de los periodos de retorno de sismo (TS) y periodos de retorno de lluvia (TLL).

4.3.1 Análisis por confiabilidad para condición lluvia más sismo. Condición sin obras.

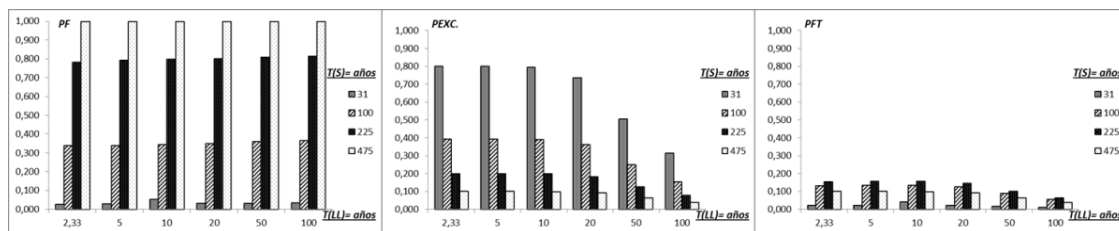
En Figuras 31 y 32 se grafican los datos obtenidos en las simulaciones efectuadas para CSO.

Tabla 23 Análisis por confiabilidad de Condición actual + lluvia + sismo.

T(S) en (Años)	T(LL) en (Años)	F.S.	Área sección deslizada (En m2)	LLUVIA		SISMO		CONFIABILIDAD			
				T(LI)	I (mm/h)	T(S)	A	Confiab.	PFalla	P.Exced.	Pt(Falla)
31	2,33	1,149	267,36	2,33	34,8	31	0,09	0,97358253	0,02641747	0,80069186	0,02115225
	5,00	1,146	267,36	5,00	40,0	31	0,09	0,97166469	0,02833531	0,80065551	0,02268683
	10,00	1,160	267,36	10,00	45,3	31	0,09	0,94796548	0,05203452	0,79529684	0,04138289
	20,00	1,144	267,36	20,00	51,3	31	0,09	0,97008332	0,02991668	0,73496707	0,02198777
	50,00	1,142	267,36	50,00	60,5	31	0,09	0,96842945	0,03157055	0,50613379	0,01597892
	100,00	1,141	267,36	100,00	68,5	31	0,09	0,96722673	0,03277327	0,31504770	0,01032514
100	2,33	1,020	267,36	2,33	34,8	100	0,14	0,66308211	0,33691789	0,39346934	0,13256686
	5,00	1,019	267,36	5,00	40,0	100	0,14	0,66085981	0,33914019	0,39345148	0,13343521
	10,00	1,018	267,36	10,00	45,3	100	0,14	0,65594816	0,34405184	0,39081816	0,13446171
	20,00	1,017	267,36	20,00	51,3	100	0,14	0,65174160	0,34825840	0,36117141	0,12578098
	50,00	1,015	267,36	50,00	60,5	100	0,14	0,64174548	0,35825452	0,24872006	0,08910509
	100,00	1,013	267,36	100,00	68,5	100	0,14	0,63437366	0,36562634	0,15481812	0,05660558
225	2,33	0,935	267,36	2,33	34,9	225	0,18	0,22007628	0,77992372	0,19926260	0,15540963
	5,00	0,933	267,36	5,00	40,0	225	0,18	0,20735587	0,79264413	0,19925355	0,15793716
	10,00	0,932	267,36	10,00	45,3	225	0,18	0,20360143	0,79639857	0,19791998	0,15762319
	20,00	0,931	267,36	20,00	51,3	225	0,18	0,19949375	0,80050625	0,18290613	0,14641750
	50,00	0,929	267,36	50,00	60,5	225	0,18	0,19138374	0,80861626	0,12595798	0,10185167
	100,00	0,928	267,36	100,00	68,5	225	0,18	0,18741093	0,81258907	0,07840372	0,06371001
475	2,33	0,818	267,36	2,33	34,9	475	0,25	0,00199785	0,99800215	0,09991237	0,09971276
	5,00	0,815	267,36	5,00	40,0	475	0,25	0,00172090	0,99827910	0,09990784	0,09973591
	10,00	0,815	267,36	10,00	45,3	475	0,25	0,00160393	0,99839607	0,09923917	0,09908000
	20,00	0,814	267,36	20,00	51,3	475	0,25	0,00151895	0,99848105	0,09171107	0,09157176
	50,00	0,812	267,36	50,00	60,5	475	0,25	0,00146271	0,99853729	0,06315667	0,06306429
	100,00	0,811	267,36	100,00	68,5	475	0,25	0,00138484	0,99861516	0,03931246	0,03925801

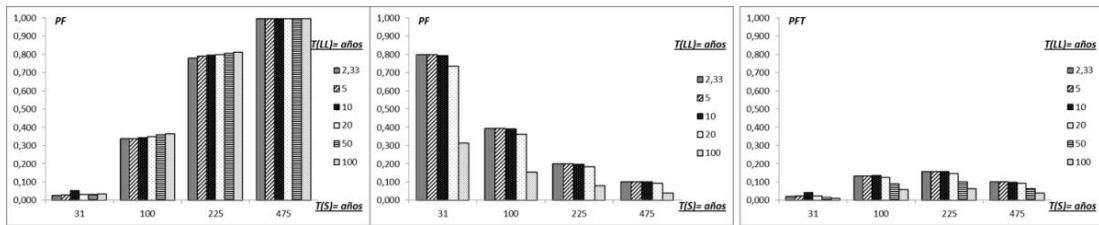
Fuente: Elaboración propia

Figura 31 Análisis por confiabilidad Efecto Sismo + Lluvia para diferentes T(S). Para (CSO).



Fuente: Elaboración propia

Figura 32 Análisis por confiabilidad Efecto Sismo + Lluvia para diferentes T(LL). Para (CSO)

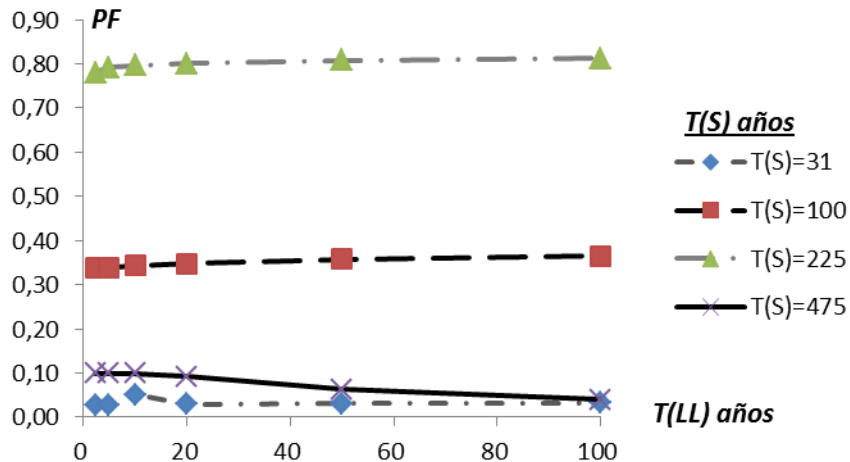


Fuente: Elaboración propia

Para la (CSO) los valores menores de (PFT) se presentan para un (TS) de 31 años, llamando la atención que los valores para (TS)=475 años no sean los menores, debido a la incidencia del valor de la (PEXC), que presenta los menores valores para T(S)=475 años. (Figura 31).

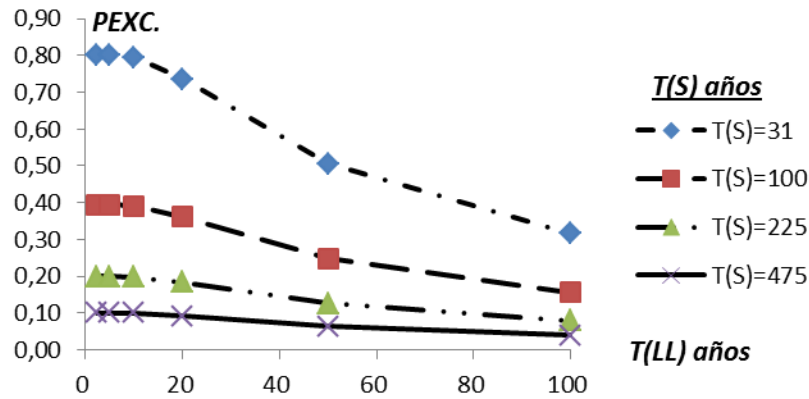
Los valores mayores de (PFT) se dan para T(S)=225 años, resaltando que aunque su (PEXC) es baja, los valores de PF para dicho T(S) son los segundos más altos. (Figura 31).

Figura 33. Curvas de (PF) para condición lluvia más sismo sin obras



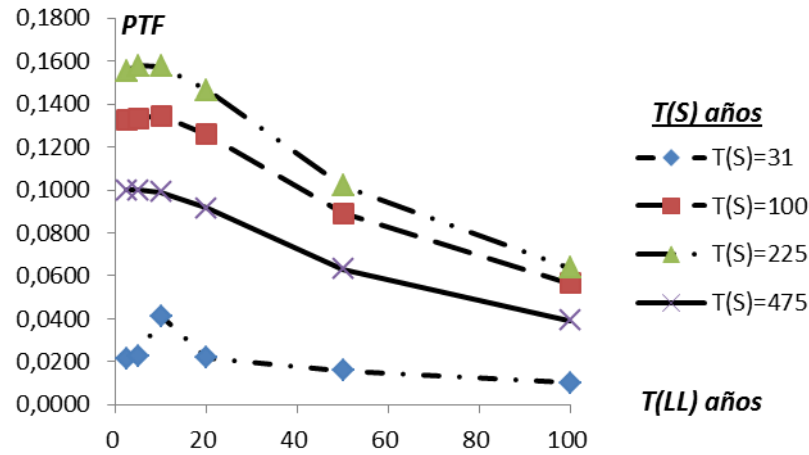
Fuente: Elaboración propia

Figura 34. Curvas de PEXC. para condición lluvia más sismo sin obras



Fuente: Elaboración propia

Figura 35 Curvas de PFT para condición lluvia más sismo sin obras



Fuente: Elaboración propia

En las figuras 33, 34 y 35 se puede observar el comportamiento de (PF), (PEXC) y (PFT) para el caso de análisis, observándose que la mayor influencia de la (PEXC) se presenta para los (TLL) inferiores.

4.3.2 Análisis por confiabilidad para condición lluvia más sismo. Condición con obras o intervenciones.

En cuanto al análisis efectuado para las diferentes intervenciones o (CCO) se presentan las Tablas 24 a 28 para los tipos de intervención (CCO) correspondientes a drenes horizontales de penetración (DH), terracéo (TE), anclajes pasivos (AP), anclajes activos (AA) y caissons (CA).

Tabla 24 Análisis por confiabilidad de condición intervención + lluvia + sismo (drenes horizontales).

SISMO		F.S.	Área sección deslizada (En m2)	LLUVIA		CONFIABILIDAD			
T(S)	A			T(LL)	I (mm/h)	Confiab.	PFalla	P.Exced.	Pt(Falla)
31	0,09	1,043	158,97	2,33	34,8	0,76836630	0,23163370	0,80069186	0,18546722
		1,043	158,97	5,00	40,0	0,76836630	0,23163370	0,80065551	0,18545880
		1,043	158,97	10,00	45,3	0,76836630	0,23163370	0,79529684	0,18421755
		1,043	158,97	20,00	51,3	0,76836630	0,23163370	0,73496707	0,17024314
		1,043	158,97	50,00	60,5	0,76680288	0,23319712	0,50613379	0,11802894
		1,043	158,97	100,00	68,5	0,76322075	0,23677925	0,31504770	0,07459676
100	0,14	0,940	158,97	2,33	34,8	0,23112546	0,76887454	0,39346934	0,30252856
		0,940	158,97	5,00	40,0	0,23112546	0,76887454	0,39345148	0,30251482
		0,939	158,97	10,00	45,3	0,22731988	0,77268012	0,39081816	0,30197743
		0,939	158,97	20,00	51,3	0,22731988	0,77268012	0,36117141	0,27906997
		0,939	158,97	50,00	60,5	0,22673847	0,77326153	0,24872006	0,19232565
		0,939	158,97	100,00	68,5	0,22283496	0,77716504	0,15481812	0,12031923
225	0,18	0,867	158,97	2,33	34,8	0,02602942	0,97397058	0,19926260	0,19407591
		0,867	158,97	5,00	40,0	0,02602942	0,97397058	0,19925355	0,19406710
		0,867	158,97	10,00	45,3	0,02602942	0,97397058	0,19791998	0,19276823
		0,867	158,97	20,00	51,3	0,02646088	0,97353912	0,18290613	0,17806627
		0,867	158,97	50,00	60,5	0,02509103	0,97490897	0,12595798	0,12279757
		0,867	158,97	100,00	68,5	0,02418117	0,97581883	0,07840372	0,07650783
475	0,25	0,764	158,97	2,33	34,8	0,00002394	0,99997606	0,09991237	0,09990998
		0,763	158,97	5,00	40,0	0,00001973	0,99998027	0,09990784	0,09990587
		0,763	158,97	10,00	45,3	0,00001973	0,99998027	0,09923917	0,09923721
		0,763	158,97	20,00	51,3	0,00002126	0,99997874	0,09171107	0,09170912
		0,763	158,97	50,00	60,5	0,00001980	0,99998020	0,06315667	0,06315541
		0,762	158,97	100,00	68,5	0,00001906	0,99998094	0,03931246	0,03931171

Fuente: Elaboración propia

Tabla 25 Análisis por confiabilidad de condición intervención + lluvia + sismo (Terracéo).

SISMO		F.S.	Área sección deslizada (En m2)	LLUVIA		CONFIABILIDAD			
T(S)	A			T(LL)	I (mm/h)	Confiab.	PFalla	P.Exced.	Pt(Falla)
31	0,09	1,255	30,75	2,33	34,8	0,69213541	0,30786459	0,80069186	0,24650467
		1,237	30,75	5,00	40,0	0,68978094	0,31021906	0,80065551	0,24837860
		1,237	30,75	10,00	45,3	0,68978094	0,31021906	0,79529684	0,24671624
		1,237	30,75	20,00	51,3	0,68978094	0,31021906	0,73496707	0,22800080
		1,237	30,75	50,00	60,5	0,68978094	0,31021906	0,50613379	0,15701235
		1,237	30,75	100,00	68,5	0,69029949	0,30970051	0,31504770	0,09757043
100	0,14	1,116	30,75	2,33	34,8	0,54793769	0,45206231	0,39346934	0,17787266
		1,116	30,75	5,00	40,0	0,54793769	0,45206231	0,39345148	0,17786459
		1,116	30,75	10,00	45,3	0,54793769	0,45206231	0,39081816	0,17667416
		1,116	30,75	20,00	51,3	0,54793769	0,45206231	0,36117141	0,16327198
		1,116	30,75	50,00	60,5	0,54793769	0,45206231	0,24872006	0,11243697
		1,116	30,75	100,00	68,5	0,54793769	0,45206231	0,15481812	0,06998744
225	0,18	1,036	30,75	2,33	34,8	0,42880767	0,57119233	0,19926260	0,11381727
		1,036	30,75	5,00	40,0	0,42880767	0,57119233	0,19925355	0,11381210
		1,036	30,75	10,00	45,3	0,42880767	0,57119233	0,19791998	0,11305037
		1,036	30,75	20,00	51,3	0,42880767	0,57119233	0,18290613	0,10447458
		1,036	30,75	50,00	60,5	0,42854089	0,57145911	0,12595798	0,07197984
		1,036	30,75	100,00	68,5	0,42840744	0,57159256	0,07840372	0,04481498
475	0,25	0,921	64,78	2,33	34,8	0,21787756	0,78212244	0,09991237	0,07814371
		0,921	64,78	5,00	40,0	0,21787756	0,78212244	0,09990784	0,07814016
		0,921	64,78	10,00	45,3	0,21787756	0,78212244	0,09923917	0,07761718
		0,921	64,78	20,00	51,3	0,21745526	0,78254474	0,09171107	0,07176801
		0,921	64,78	50,00	60,5	0,21724440	0,78275560	0,06315667	0,04943623
		0,921	64,78	100,00	68,5	0,21766631	0,78233369	0,03931246	0,03075546

Fuente: Elaboración propia

Tabla 26 Análisis por confiabilidad de condición intervención + lluvia + sismo (anclajes pasivos).

SISMO		F.S.	Área sección deslizada (En m ²)	LLUVIA		CONFIABILIDAD			
T(S)	A			T(LL)	I (mm/h)	Confiab.	PFalla	P.Exced.	Pt(Falla)
31	0,09	1,299	17,70	2,33	34,8	0,74435820	0,25564180	0,81112440	0,20735730
		1,299	17,70	5,00	40,0	0,74417318	0,25582682	0,81108757	0,20749795
		1,298	17,70	10,00	45,3	0,74380037	0,25619963	0,80565908	0,20640956
		1,298	17,70	20,00	51,3	0,74350713	0,25649287	0,74454325	0,19097004
		1,296	17,70	50,00	60,5	0,74280956	0,25719044	0,51272841	0,13186884
		1,296	17,70	100,00	68,5	0,74243205	0,25756795	0,31504770	0,08114619
100	0,14	1,207	17,70	2,33	34,8	0,53560095	0,46439905	0,39346934	0,18272679
		1,206	17,70	5,00	40,0	0,53560095	0,46439905	0,39345148	0,18271849
		1,206	17,70	10,00	45,3	0,53480874	0,46519126	0,39081816	0,18180520
		1,205	17,70	20,00	51,3	0,45570051	0,54429949	0,36117141	0,19658541
		1,205	17,70	50,00	60,5	0,45474749	0,54525251	0,24872006	0,13561524
		1,204	17,70	100,00	68,5	0,45384532	0,54615468	0,15481812	0,08455464
225	0,18	1,138	17,70	2,33	34,8	0,39740955	0,60259045	0,19926260	0,12007374
		1,138	17,70	5,00	40,0	0,39702234	0,60297766	0,19925355	0,12014544
		1,137	17,70	10,00	45,3	0,39607568	0,60392432	0,19791998	0,11952869
		1,137	17,70	20,00	51,3	0,39575709	0,60424291	0,18290613	0,11051973
		1,136	17,70	50,00	60,5	0,39308103	0,60691897	0,12595798	0,07644629
		1,135	17,70	100,00	68,5	0,39274452	0,60725548	0,07840372	0,04761109
475	0,25	1,034	17,70	2,33	34,8	0,30024028	0,69975972	0,09991237	0,06991465
		1,033	17,70	5,00	40,0	0,29975121	0,70024879	0,09990784	0,06996034
		1,033	17,70	10,00	45,3	0,29972284	0,70027716	0,09923917	0,06949492
		1,032	17,70	20,00	51,3	0,29839026	0,70160974	0,09171107	0,06434538
		1,031	17,70	50,00	60,5	0,29705522	0,70294478	0,06315667	0,04439565
		1,032	17,70	100,00	68,5	0,29624727	0,70375273	0,03931246	0,02766625

Fuente: Elaboración propia

Tabla 27 Análisis por confiabilidad de condición intervención + lluvia + sismo (anclajes activos).

SISMO		F.S.	Área sección deslizada (En m ²)	LLUVIA		CONFIABILIDAD			
T(S)	A			T(LL)	I (mm/h)	Confiab.	PFalla	P.Exced.	Pt(Falla)
31	0,09	1,257	17,50	2,33	34,8	0,71797049	0,28202951	0,81112440	0,22876101
		1,255	17,50	5,00	40,0	0,71702207	0,28297793	0,80065551	0,22656784
		1,254	17,50	10,00	45,3	0,71585498	0,28414502	0,79529684	0,22597964
		1,252	17,50	20,00	51,3	0,71464370	0,28535630	0,73496707	0,20972749
		1,249	17,50	50,00	60,5	0,71273350	0,28726650	0,50613379	0,14539528
		1,247	17,50	100,00	68,5	0,71076367	0,28923633	0,31504770	0,09112324
100	0,14	1,112	17,50	2,33	34,8	0,53019743	0,46980257	0,39346934	0,18485291
		1,111	17,50	5,00	40,0	0,52851909	0,47148091	0,39345148	0,18550486
		1,110	17,50	10,00	45,3	0,52681367	0,47318633	0,39081816	0,18492981
		1,108	17,50	20,00	51,3	0,52443992	0,47556008	0,36117141	0,17175871
		1,106	17,50	50,00	60,5	0,51825853	0,48174147	0,24872006	0,11981877
		1,103	17,50	100,00	68,5	0,51752975	0,48247025	0,15481812	0,07469514
225	0,18	1,017	121,27	2,33	34,8	0,36453274	0,63546726	0,19926260	0,12662486
		1,016	121,27	5,00	40,0	0,36322525	0,63677475	0,19925355	0,12687963
		1,015	121,27	10,00	45,3	0,36034822	0,63965178	0,19791998	0,12659987
		1,013	121,27	20,00	51,3	0,35795760	0,64204240	0,18290613	0,11743349
		1,011	121,27	50,00	60,5	0,35334037	0,64665963	0,12595798	0,08145194
		1,009	121,27	100,00	68,5	0,34959517	0,65040483	0,07840372	0,05099416
475	0,25	0,885	121,27	2,33	34,8	0,10986978	0,89013022	0,09991237	0,08893502
		0,884	121,27	5,00	40,0	0,10826822	0,89173178	0,09990784	0,08909099
		0,883	121,27	10,00	45,3	0,10667517	0,89332483	0,09923917	0,08865281
		0,882	121,27	20,00	51,3	0,10653971	0,89346029	0,09171107	0,08194020
		0,880	121,27	50,00	60,5	0,10290410	0,89709590	0,06315667	0,05665759
		0,878	121,27	100,00	68,5	0,10026592	0,89973408	0,03931246	0,03537076

Fuente: Elaboración propia

Tabla 28 Análisis por confiabilidad - condición intervención + lluvia+ sismo (Caissons).

SISMO		F.S.	Área sección deslizada (En m2)	LLUVIA		CONFIABILIDAD			
T(S)	A			T(LL)	I (mm/h)	Confiab.	PFalla	P.Exced.	Pt(Falla)
31	0,09	1,242	17,50	2,33	34,8	0,70613024	0,29386976	0,81112440	0,23836493
		1,252	17,50	5,00	40,0	0,70536691	0,29463309	0,80069186	0,23591032
		1,239	17,50	10,00	45,3	0,70431320	0,29568680	0,79529684	0,23515878
		1,238	17,50	20,00	51,3	0,70276472	0,29723528	0,73496707	0,21845814
		1,235	17,50	50,00	60,5	0,70120142	0,29879858	0,50613379	0,15123206
		1,233	17,50	100,00	68,5	0,69932409	0,30067591	0,31504770	0,09472725
100	0,14	1,100	17,50	2,33	34,8	0,53199268	0,46800732	0,39346934	0,18414653
		1,109	17,50	5,00	40,0	0,53058091	0,46941909	0,39345148	0,18469363
		1,108	17,50	10,00	45,3	0,52916300	0,47083700	0,39081816	0,18401165
		1,106	17,50	20,00	51,3	0,52667840	0,47332160	0,36117141	0,17095023
		1,104	17,50	50,00	60,5	0,52380117	0,47619883	0,24872006	0,11844020
		1,102	17,50	100,00	68,5	0,52089896	0,47910104	0,15481812	0,07417352
225	0,18	1,022	116,31	2,33	34,8	0,37181914	0,62818086	0,19926260	0,12517295
		1,021	116,31	5,00	40,0	0,36995170	0,63004830	0,19925355	0,12553936
		1,020	116,31	10,00	45,3	0,36754637	0,63245363	0,19791998	0,12517521
		1,019	116,31	20,00	51,3	0,36475536	0,63524464	0,18290613	0,11619014
		1,017	116,31	50,00	60,5	0,36138067	0,63861933	0,12595798	0,08043920
		1,015	116,31	100,00	68,5	0,35801998	0,64198002	0,07840372	0,05033362
475	0,25	0,899	116,31	2,33	34,8	0,12890469	0,87109531	0,09991237	0,08703320
		0,898	116,31	5,00	40,0	0,12720187	0,87279813	0,09990784	0,08719937
		0,897	116,31	10,00	45,3	0,12577838	0,87422162	0,09923917	0,08675703
		0,896	116,31	20,00	51,3	0,12381667	0,87618333	0,09171107	0,08035571
		0,895	116,31	50,00	60,5	0,12133485	0,87866515	0,06315667	0,05549356
		0,901	116,31	100,00	68,5	0,11905582	0,88094418	0,03931246	0,03463208

Fuente: Elaboración propia

Igualmente se presenta la Figura 41, en la que puede observarse la variación de las PFT para CSO y condición intervenciones.

En ella se puede observar:

- Las mayores PFT se presentan para DH, específicamente para T(S)=31 años.
- Para todas las intervenciones, las menores PFT se presentan para T(LL)=100 años.
- Para todas las intervenciones, las mayores PFT se presentan para periodos de retorno de lluvia bajos, correspondientes a T(LL)= 2.33, 5 y 10 años.
- La mayor (PFT) para (CCO) se presenta para (TS)=100 años y (TLL)=2,33 años.
- Los resultados obtenidos indican que la mayor (PFT) de las cinco alternativas de intervención se presenta para (DH), siendo a su vez la intervención que presentaría la mayor área de deslizamiento y consecuentemente, el mayor volumen de deslizamiento.

- La menor (PFT) se obtuvo para (AP) que corresponde a la menor área de deslizamiento y consecuentemente, al menor volumen de deslizamiento.

Para DH (Figura 41 b) se tiene:

- La combinación T(LL+S) que reporta la mayor PFT(LL+S) es para T(S)=100 y T(LL)=2,33.
- La menor PFT(S+LL) se da para T(S)=475 años y su valor se presenta para T(LL)= 100 años.
- La PFT(S+LL) decrece a medida que aumenta el T(LL).
- La PFT(S+LL) aumenta en el orden T(S) 475 – 31 – 225 -100.

Para terracéo (Figura 41 c) se encontró que:

- La mayor PFT(S+LL) se da para T(S)=31 años y su valor se presenta para T(LL)= 5 años.
- La menor PFT(S+LL) se dio para T(S)=475 años y su valor se presenta para T(LL)= 100 años.
- La combinación T(S) + T(LL) que reporta la mayor PFT(S+LL) es para T(S)=31 y T(LL)=5.
- La PFT(S+LL) decrece a medida que aumenta el T(LL).
- La PFT(S+LL) aumenta en el orden T(LL) 100 –50 -20, llegando a ser muy similares para (TLL) 2.33, 5 y 10 años.

Para anclajes pasivos (Figura 41 d) se pudo observar que:

- La mayor PFT(S+LL) se dio para T(LL)=5 años para un T(S) =31 años.
- La menor PFT(S+LL) se presenta para T(LL)=100 años y su valor se dio para T(S)= 475 años.
- La combinación T(S) + T(LL) que reporta la mayor PFT(S+LL) es para T(S)=31 y T(LL)=5.
- La PFT(S+LL) decrece a medida que aumenta el T(S).

Para anclajes activos (Figura 41 e) se pudo observar que el comportamiento es similar al de (AP), resaltando:

- La mayor PFT(S+LL) se dio para T(LL)=2,33 años y su valor se presenta para T(S)= 31 años.

- La menor PFT(S+LL) se para $T(LL)=100$ años y su valor se presenta para $T(S)=475$ años.
- La PFT(S+LL) decrece a medida que aumenta el $T(S)$.

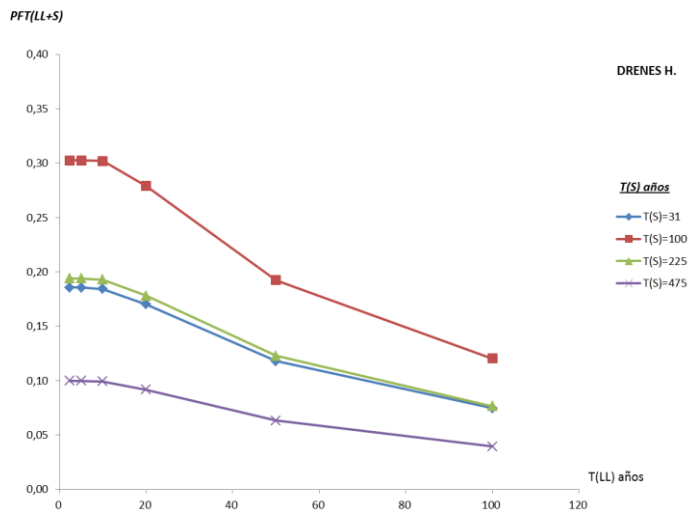
Para caissons (Figura 41 f) se tuvo que:

- La mayor PFT(S+LL) se presentó para $T(LL)=2,33$ años y su valor se presenta para $T(S)=31$ años.
- La menor PFT(S+LL) se dio por la curva $T(LL)=100$ años y su valor se presenta para $T(S)=475$ años.

Las curvas con las probabilidades totales de falla para efectos lluvia + sismo para diferentes $T(LL)$ se presentan en Anexo bajo los números de Figura 52 a 56.

Igualmente y para $T(LL)$ se efectuaron las figuras 36 a 40 con las probabilidades totales de falla para efectos lluvia + sismo para diferentes $T(S)$, que se presentan a continuación.

Figura 36 Curvas de comportamiento de (PFT) por sismo más lluvia, para diferentes $T(S)$ para Drenes Horizontales.



Fuente: Elaboración propia

Figura 37 Curvas de comportamiento de (PFT) por sismo más lluvia, para diferentes T(S) para Terracéo

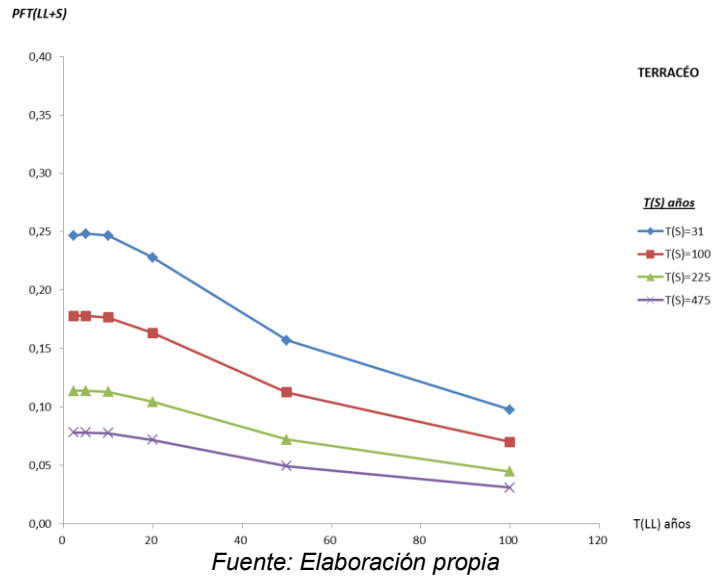


Figura 38 Curvas de comportamiento de (PFT) por sismo más lluvia, para diferentes T(S) para Anclajes Pasivos

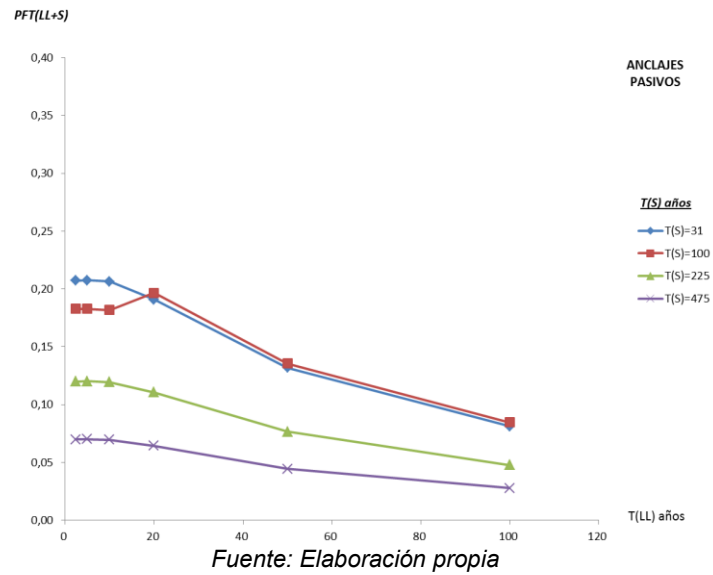
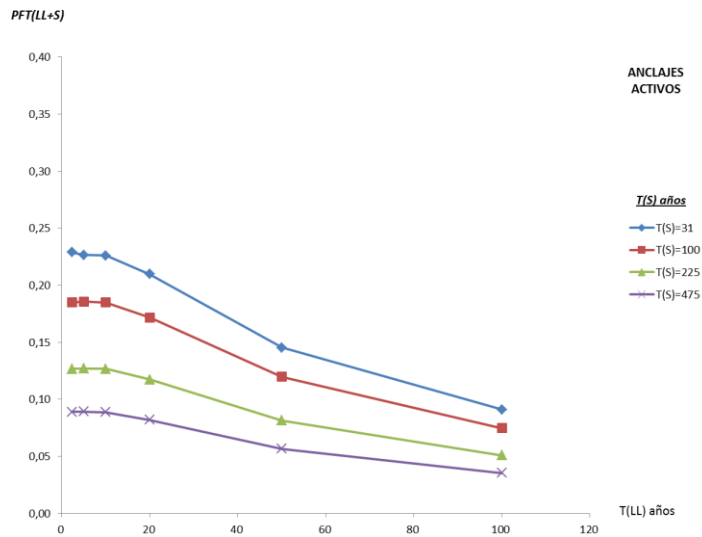
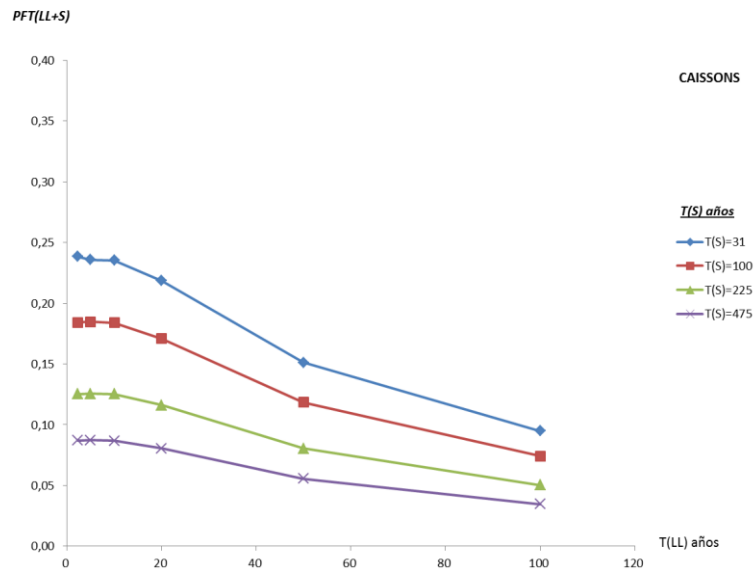


Figura 39 Curvas de comportamiento de (PFT) por sismo más lluvia, para diferentes T(S) para Anclajes Activos.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 40 Curvas de comportamiento de (PFT) por sismo más lluvia, para diferentes T(S) para Caissons.



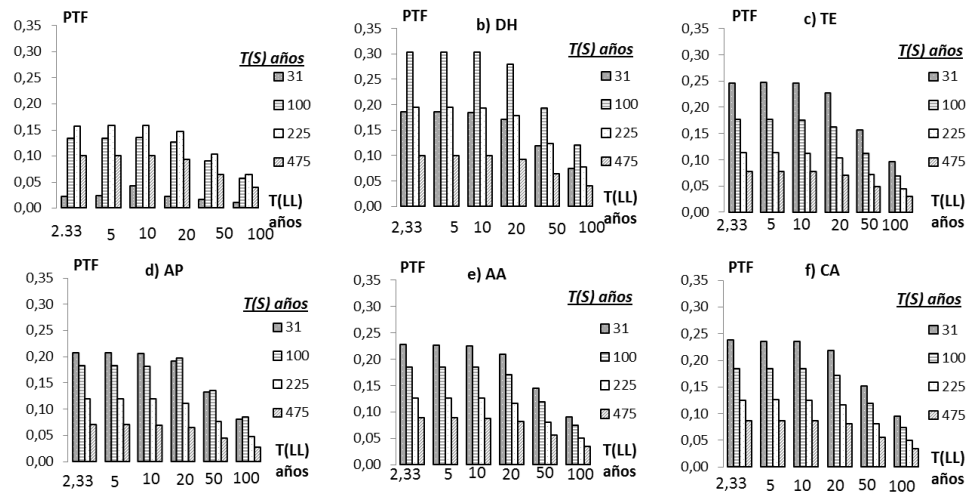
Fuente: Elaboración propia

Del análisis de las anteriores cinco figuras puede resaltarse lo siguiente:

- Las curvas de T(S) que presentan los valores más altos de (PFT) son las correspondientes a 100 años, correspondiendo a DH.

- Para terracéo, anclajes pasivos, anclajes activos y caissons los mayores valores de PFT se presentan para $T(S)=31$ años.
- Para drenes horizontales el mayor valor de PFT se da para $T(S)=100$ años.
- Para anclajes pasivos el mayor valor de PFT se presenta para $T(S)$ 31 y 100 años, dependiendo de que el valor de $T(LL)$ sea 2.33, 5, 10 o 20 años.

Figura 41 Análisis por confiabilidad para efectos Sismo más Lluvia, para diferentes $T(S)$. (CCO).



Fuente: Elaboración propia

4.4 Costos estimados por tipo de intervención.

Los costos estimados por intervención se elaboraron teniendo en cuenta las actividades o ítems de obra que forman parte de una intervención específica, razón por la cual aparecen marcadas (SI o NO) en la tabla 29, para definir si son consideradas o no como componentes a ser tenidos en cuenta dentro de la estimación del costo correspondiente.

Para efectos de poder efectuar la evaluación con costos de construcción y con costos de mantenimiento de manera independiente, dado que no se supusieron tiempos específicos para las intervenciones, se consideró como obras de construcción aquellas relacionadas con ítems propios de las obras fundamentales de cada intervención y como obras de mantenimiento, aquellas consideradas como complementarias de algún

tipo de intervención. Por ejemplo, para anclajes se consideraron como obras fundamentales las relacionadas con los anclajes exclusivamente y como complementarias los otros ítems de la intervención.

En la Tabla 29 se presentan las diferentes actividades o ítems de obra considerados como componentes de los diferentes tipos de intervención tenidos en cuenta. Se presentan a costos directos estimados para el año 2013, con base en información de costos del mercado nacional.

Se destaca que en algunos casos, las diferencias importantes entre costos de construcción y costos de mantenimiento se deben a que en los últimos se incluyen actividades de recuperación de estructura de pavimento y de la construcción de obras complementarias, lo que puede observarse en la Tabla 29 – Costos estimados por tipo de intervención.

Algunos de los ítems se repiten por presentar condiciones específicas para la intervención de obra en la que se involucran y por lo que ello representa en cuanto a diferentes cantidades de obra, con el fin de poder hacer comparativas las diferentes soluciones. Adicionalmente, se evalúan soluciones por costos totales de intervención, costos de construcción y costos de mantenimiento.

Al respecto, bien vale resaltar que el objetivo general del trabajo está enfocado hacia el análisis del comportamiento de un talud específico ante su análisis por confiabilidad, con el fin de poder identificar características propias de comportamiento que permitiesen la definición de directrices útiles para la gestión del mantenimiento vial de taludes, razón por la cual se decidió efectuar este análisis en lo referente a costos de las intervenciones con obras.

Tabla 29 Costos estimados por tipo de intervención.

No. Act.	Descripción Item	Espec.	Un.	Cant.	V.U (C.D.)	V.Parcial (C.D.) (En millones \$)	Actividades de Intervenciones consideradas				
							1. Drenes de Penetración	2. Terracéo	3. Anclajes Pasivos	4. Anclajes Activos	5. Caissons o pilotes
1	Remoción de material de derrumbes	211,07	m³	2.500	\$ 3.469	\$ 8,7	SI	SI	SI	SI	SI
2	Conformación de la calzada existente	310	m²	250	\$ 90.000	\$ 22,5	SI	NO	NO	NO	NO
3	Zanjas de coronación	EP	ml	80	\$ 397.000	\$ 31,8	SI	SI	SI	SI	SI
4	Drenes de penetración long. > 10 m. (Para intervenciones 1, 3 y 4.)	674,2	ml	160	\$ 240.000	\$ 38,4	SI	NO	SI	SI	SI
5	Drenes de Penetración de long. > 10 m. Para solución 2)	674,2	ml	320	\$ 240.000	\$ 76,8	NO	SI	NO	NO	NO
6	Transporte de Materiales provenientes de la Excavación de Explanación, Canales y Préstamos para distancias mayores de mil metros (1.000 ML) Derrumbes	900,2	m³ - km	7.500	\$ 970	\$ 7,3	SI	SI	SI	SI	SI
7	Terracéo para Solución Terracéo (Excavaciones varias sin clasificar)	210,1	m³	9.130	\$ 6.737	\$ 61,5	NO	SI	NO	NO	NO
8	Terracéo para Soluciones Anclajes Pasivos y activo y Pilotes (Excavaciones varias sin clasificar)	210,1	m³	4.857	\$ 6.737	\$ 32,7	NO	NO	SI	SI	SI
9	Transporte de Materiales provenientes de la Excavación de Explanación, Canales y Préstamos para distancias mayores de mil metros (1.000 ML). Terracéo.	900,2	m³ - km	32.868	\$ 970	\$ 31,9	NO	SI	NO	NO	NO
10	Protección de Taludes con bloques de césped	810,1	m²	1.440	\$ 6.430	\$ 9,3	NO	SI	NO	NO	SI
11	Transporte de Materiales provenientes de la Excavación de Explanación, Canales y Préstamos para distancias mayores de mil metros (1.000 ML). Anclajes P. y A. y pilotes	900,2	m³ - km	17.485	\$ 970	\$ 17,0	NO	NO	SI	SI	SI
12	Excavación para reparación del pavimento existente	465	m³	320	\$ 85.000	\$ 27,2	NO	SI	SI	SI	SI
13	Cunetas revestidas en concreto Clase D fundidas en sitio.	671,1	m³	18	\$ 397.000	\$ 7,2	NO	SI	SI	SI	SI
14	Reconstrucción de pavimento existente. (MDC)	EP	m2	400	\$ 120.000	\$ 48,0	NO	SI	SI	SI	SI
15	Perno soil nailing L=6.0m, D=38mm.	623,1	un	56	\$ 1.280.000	\$ 71,7	NO	NO	SI	NO	NO
16	Anclaje activo con tres (3) cables o torones de 13mm	623	ml	960	\$ 246.000	\$ 236,2	NO	NO	NO	SI	NO
17	Concreto clase D (210 kg/cm2) (No incluye acero de refuerzo). Para muro de acompañamiento.	630,4	m³	40	\$ 491.413	\$ 19,7	NO	NO	NO	SI	NO
18	Acero de refuerzo Fy=420 Mpa. (Para muro de acompañamiento).	640,1	kg	4.000	\$ 3.539	\$ 14,2	NO	NO	NO	SI	NO
19	Caissons de diametro 1,00m en Concreto Clase C. (incluye excavacion bajo agua y bombeos mas plastificante Sikament). (no incluye acero de refuerzo)	621.1P7	ml	238	\$ 1.221.000	\$ 290,6	NO	NO	NO	NO	SI
20	Concreto clase D.(210 kg/cm2) (Para pilote)	630,4	m³	224		\$ 0,0	NO	NO	NO	NO	Incluido en ítem pilote
21	Acero de Refuerzo fy 4200 Kg/cm2)Para pilotes).	640	kg	17.920	\$ 3.792	\$ 68,0	NO	NO	NO	NO	SI
22	Excavacions varias en roca en seco. (Para pilotes).	600,2	m³	90		\$ 0,0	NO	NO	NO	NO	Incluido en ítem pilote
23	Excavaciones varias en material comun en seco. (Para pilotes).	600,4	m³	134		\$ 0,0	NO	NO	NO	NO	Incluido en ítem pilote
24	Transporte de Materiales provenientes de la Excavación de Explanación, Canales y Préstamos para distancias mayores de mil metros (1.000 ML). Pilotes.	900,2	m³	806	\$ 970	\$ 0,8	NO	NO	NO	NO	SI
a) COSTOS TOTALES POR INTERVENCIÓN							\$ 109	\$ 310	\$ 290	\$ 488	\$ 587
b) COSTOS POR INTERVENCIÓN (Construcción)							\$ 38	\$ 93	\$ 72	\$ 270	\$ 359

(IPI)

Fuente: Elaboración propia

4.5 Análisis de relación entre probabilidades de falla y costos estimados por tipo de intervención.

Teniendo en cuenta que la gestión de la infraestructura vial involucra necesariamente no sólo las obras que se deben efectuar, bien sea como construcción, mantenimiento o la atención de emergencias, sino los montos de las inversiones que se deben causar para el efecto, se presenta el análisis correspondiente, efectuado a partir de los resultados de los análisis de confiabilidad que para las diferentes intervenciones se elaboraron, involucrando con ello, en el mismo análisis, tipos de soluciones, probabilidades de falla y costos de materialización de las diferentes intervenciones consideradas.

4.5.1 Probabilidad de falla total – Costos estimados de intervención para condición lluvia.

Tabla 30 Costos totales estimados por tipo de intervención – Probabilidad de falla total para condición lluvia.

Intervención	Costos Intervención (En millones \$)	T(LL)					
		PtFalla(LL)					
		2,33	5	10	20	50	100
1. Drenes (horizontales de Penetración de longitud > 10 m.)	\$ 109	0,00188429	0,00188421	0,00187160	0,00172962	0,00116451	0,00074964
2. Terracéo (+ Drenes horizontales de Penetración)	\$ 310	0,14169940	0,14169297	0,14074464	0,13006800	0,08957110	0,05575437
3. Anclajes Pasivos (+Terracéo + Drenes horizontales de Penetración)	\$ 290	0,12079200	0,12113388	0,12061109	0,11161170	0,07710509	0,04814788
4. Anclajes Activos (+Terracéo + Drenes horizontales de Penetración)	\$ 488	0,10571500	0,10572007	0,10505604	0,09692516	0,06782918	0,04172244
5. Caissonss (+Terracéo + Drenes horizontales de Penetración)	\$ 587	0,10539925	0,10561226	0,10507283	0,09734513	0,06727227	0,04164548

Fuente: Elaboración propia

Como puede observarse en la Figura 42, la mayor (PFT) se presenta para las curvas correspondientes a (TLL) 2,33, 5 y 10 años que presentan un comportamiento similar: La solución (TE) resulta ser la menos eficiente en términos de estabilidad de las cuatro alternativas

que involucran actividades tendientes a estabilizar de manera directa la masa de suelo del talud analizado. También puede observarse que las intervenciones más onerosas (CA y AA) presentan las menores (PFT).

La intervención de drenes presenta (PFT) bajas y similares para todas las T(LL) al inicio del periodo de análisis.

Según lo mostrado por la figura, la intervención de drenes resultaría útil fundamentalmente al inicio del periodo de análisis.

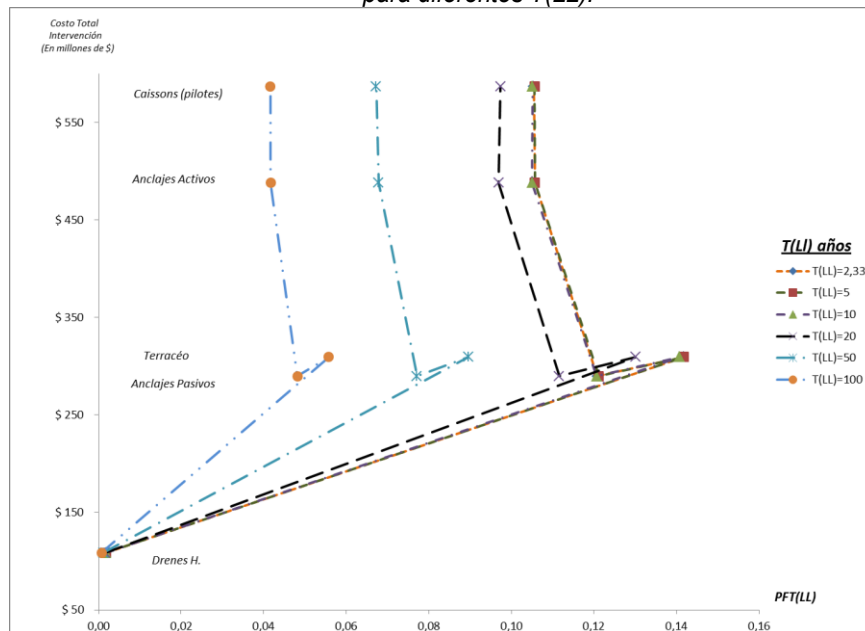
La curva que reporta menores PFT es la correspondiente a T(LL)= 100 años.

La gráfica de PFT por (LL) ofrece un comportamiento inversamente proporcional respecto a T(LL), debido a que a menor T(LL) mayor (PFT) por T(LL).

Para un T(LL)=100 años se encuentra que la inversión en Caissons presenta la menor PFT(LL).

Las intervenciones que mayor PFT por lluvia reportan son las de anclajes pasivos y terracéo, siendo especialmente significativas para T(LL) de 2.33, 5 y 10 años, a pesar de no ser las más económicas.

Figura 42 Curvas de comportamiento de (PFT) por lluvia, respecto a los costos totales de intervención para diferentes T(LL).



Fuente: Elaboración propia

En cuanto a (PF) se pudo observar que las curvas de T(LL) para todos los valores presentan comportamiento similar en cuanto a (PF). Igualmente, que la mejor intervención por representar menores costos y menor (PF) por lluvia sería la de Anclajes Pasivos, teniendo en cuenta que en todos los casos se incluyen drenajes como intervención genérica inicial (mantenimiento).

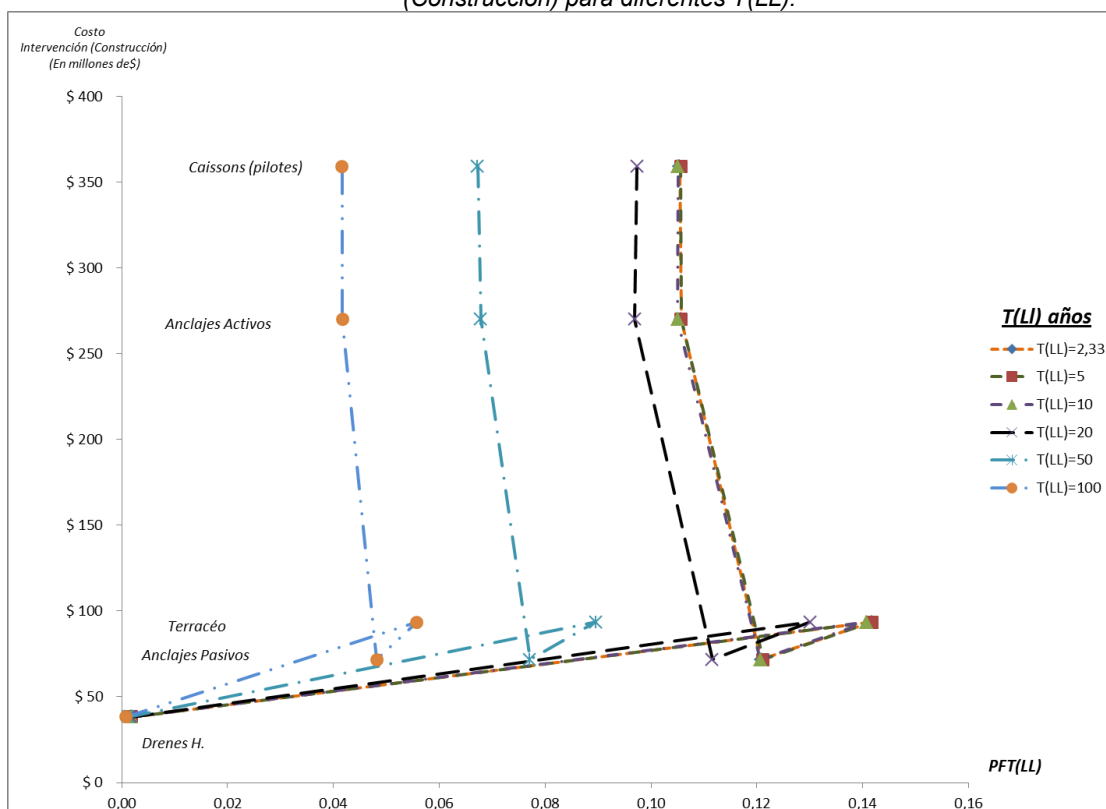
Para el caso en el cual se consideran las (PFT) por lluvia correspondientes a costos asociados exclusivamente a actividades o ítems básicos de cada intervención, denominada Intervención Construcción, se generó la Tabla 31, para la que se presenta la figura 43.

Tabla 31 Costos estimados (Construcción) por tipo de intervención. Probabilidad de falla total para condición lluvia.

Intervención	Costos Intervencion (En millones \$)	T(LL)					
		PtFalla(LL)					
		2,33	5	10	20	50	100
1. Drenes (horizontales de Penetración de longitud > 10 m.)	\$ 70	0,00188429	0,00188421	0,00187160	0,00172962	0,00116451	0,00074964
2. Terracéo (+ Drenes horizontales de Penetración)	\$ 216	0,14169940	0,14169297	0,14074464	0,13006800	0,08957110	0,05575437
3. Anclajes Pasivos (+Terracéo + Drenes horizontales de Penetración)	\$ 218	0,12079200	0,12113388	0,12061109	0,11161170	0,07710509	0,04814788
4. Anclajes Activos (+Terracéo + Drenes horizontales de Penetración)	\$ 218	0,10571500	0,10572007	0,10505604	0,09692516	0,06782918	0,04172244
5. Caissons (+Terracéo + Drenes horizontales de Penetración)	\$ 227	0,10539925	0,10561226	0,10507283	0,09734513	0,06727227	0,04164548

Fuente: Elaboración propia

Figura 43 Curvas de comportamiento de (PFT) por lluvia, respecto a los costos de intervención (Construcción) para diferentes T(LL).



Fuente: Elaboración propia.

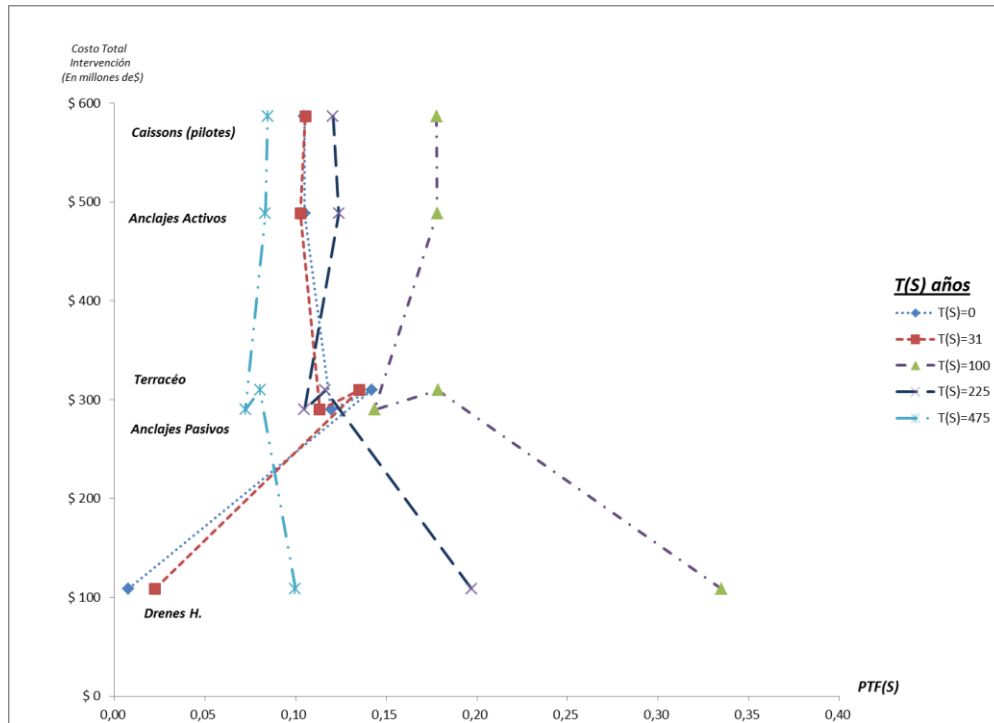
También se consideraron las (PFT) por lluvia correspondientes a costos asociados exclusivamente a actividades o ítems complementario de cada intervención, denominada Intervención Mantenimiento, datos reflejados en Tabla 32 (Anexos).

Sobre el comportamiento analizado sobre la información de esta Tabla, debe resaltarse que las (PFT) mayores se presentan para los T(LL) menores.

4.5.2 Probabilidad de falla total – Costos estimados de intervención para condición sismo.

Para este escenario de análisis, desarrollado a partir de los datos de la Tabla 33 (Anexos) se generó la figura 44.

Figura 44 Curvas de comportamiento de PTF por sismo, respecto a los costos totales de intervención para diferentes T(S).



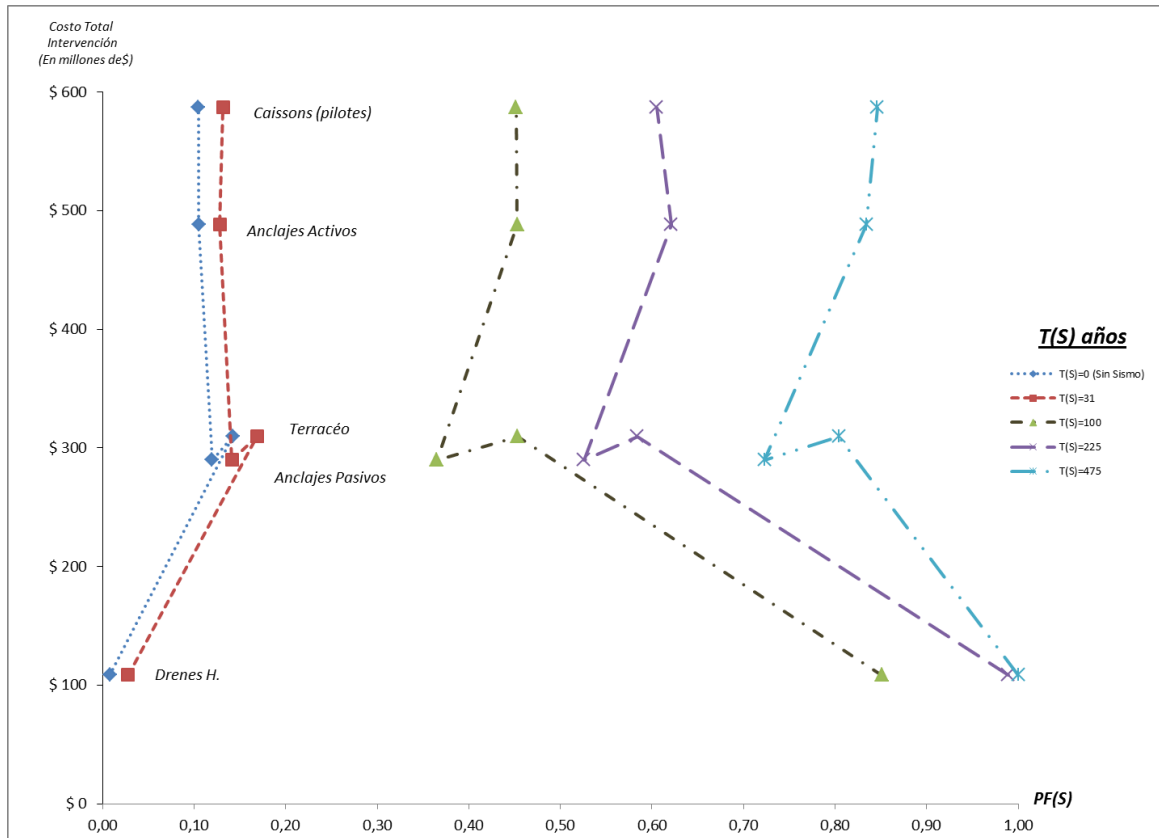
Fuente: Elaboración propia.

Con base en ella se puede destacar:

- La mayor (PFT) por (S) se presenta para todas las intervenciones para un (TS) = 100 años
- La (PFT) para sismo disminuye a medida que la solución se hace más robusta.
- La menor (PFT) por (S) se presenta en general para Anclajes Pasivos.
- La solución más sencilla y económica (Drenes), ofrece la mayor PFT(S) para T(S)=100 años y la menor para T(S)=31 años.
- Sin considerar los efectos que puede causar la presentación de un evento de falla, la intervención más favorable en términos de (PFT) y costos totales por intervención es la correspondiente a Anclajes pasivos, con menor (PFT) y segundo menor costo total de intervención.

Los datos correspondientes al análisis efectuado para sismo en cuanto a (PF) por tipo de intervención, se presentan graficados en la figura 45.

Figura 45 Curvas de comportamiento de (PF) por sismo, respecto a los costos totales de intervención para diferentes T(S).



Fuente: Elaboración propia

En este caso, se obtuvo que para (PF) por (S), el T(S)=475 años es el que ofrece las mayores (PF).

4.5.3 Probabilidad de falla total – Costos estimados de intervención para condición lluvia más sismo.

Luego de efectuados los análisis por confiabilidad – costos totales de intervención para los efectos lluvia y sismo de manera independiente, se procedió a efectuar el análisis equivalente pero considerando de manera conjunta los efectos lluvia y sismo. Para ello, se utilizó la información disponible en Tablas 23 a 28 (análisis por confiabilidad) y Tabla 29 de costos estimados de intervención, para elaborar las

Figuras 59 a 62 (Anexos), que muestran el comportamiento de las PFT en relación con los costos totales de intervención para diferentes T(S) y que permiten observar lo siguiente:

- Para todas los T(S), las menor (PFT) para (LL+S) se presenta para la curva correspondiente a T(LL)=100 años.
- En todos los casos la mayor (PFT) se presenta para T(LL)=2.33, 5 y 10 años, es decir para los periodos de retorno de lluvias más bajos, evidenciándose que para periodos cortos de análisis se generaron las mayores afectaciones del talud objeto de análisis, debido a que la incidencia de la probabilidad de excedencia es determinante, siendo mayor para periodos cortos de retorno y menor para T(LL)=100 años. Se resalta que por definición la $PFT = PEXC \cdot PF$.
- Diseñar para T(LL)= 100 años ofrece las menores (PFT) por (LL+S), resultando cercanos estos valores para las diferentes alternativas de intervención, aun cuando las diferencias de inversión entre drenes y las obras son significativas. Esta relación, aparentemente benéfica para la intervención con drenes por ser la de menor (PFT) y menor costo para sismo más lluvia, presenta la mayor área de deslizamiento, es decir, que su efecto ante un evento de deslizamiento posterior sería el mayor.

4.6 Análisis de valores máximos y mínimos de resultados de la evaluación por confiabilidad.

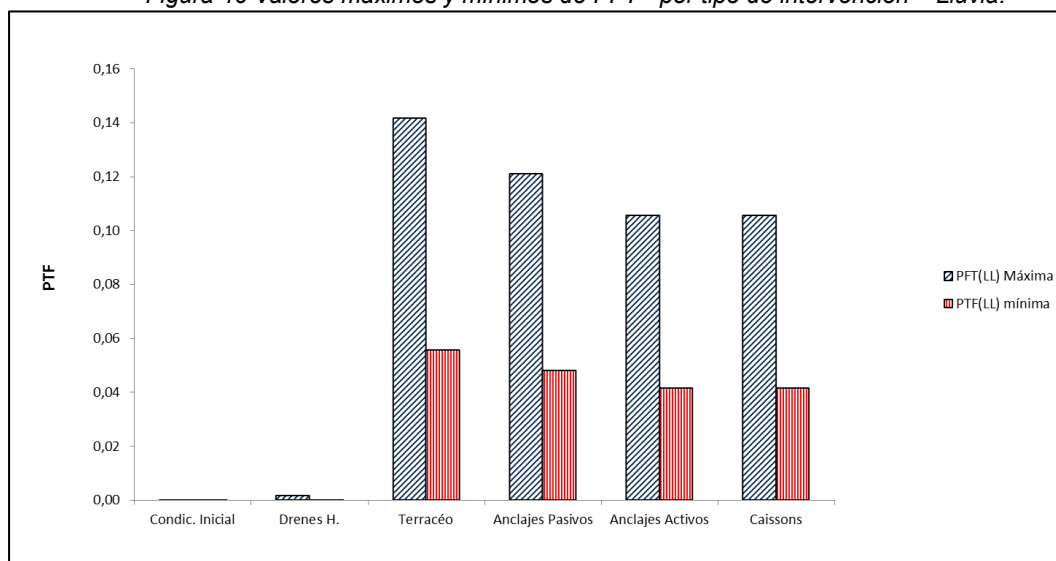
4.6.1 Condición lluvia.

Tabla 32 Valores máximos y mínimos de PFT lluvia.

	LLUVIA					
	Condic. Inicial	Drenes H.	Terracéo	Anclajes Pasivos	Anclajes Activos	Caissons
PFT(máx)	0,00000333	0,00188429	0,14169940	0,12113388	0,10572007	0,10561226
PFT(mín)	0,00000153	0,00074964	0,05575437	0,04814788	0,04172244	0,04164548
T(LL) para PFT (máx.)	10	2,33	2,33	5	5	5
T(LL) para PFT (mín.)	100	100	100	100	100	100
Área deslizada (m2)	267,36	72,19	33,51	21,77	18,1	18,1

Tabla 32. Fuente: Elaboración propia

Figura 46 Valores máximos y mínimos de PFT - por tipo de intervención – Lluvia.



Fuente: Elaboración propia.

Para esta condición de análisis se puede observar en Tabla 32 y Figura 46 lo siguiente:

- La mayor PFT se presenta para terracéo con $T(LL)=2,33$ años.
- La menor PFT se presenta para el caso sin obras con $T(LL)=100$ años pero para la mayor superficie de deslizamiento.
- La menor PFT para el caso de intervenciones se presenta para drenes horizontales con $T(LL)=100$ años.
- Para condición sin obras y cualquier condición de intervención la menor PFT se presenta para $T(LL)=100$ años.

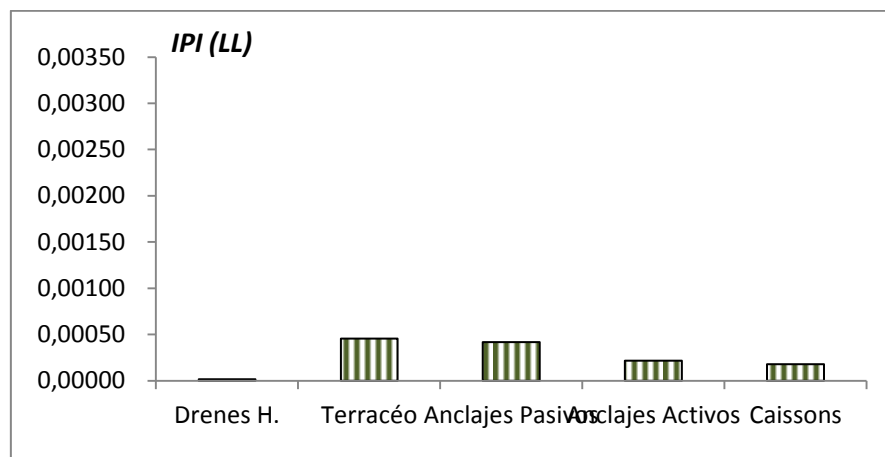
Para efectos de efectuar un análisis específico de los resultados obtenidos para el talud de estudio en cuanto a PFT y costos de intervención, se creó un Indicador para la gestión, definido como Índice de Priorización de Inversión (IPI) y cuya expresión es:

$$IPI = \frac{PTF \text{ máxima por tipo de intervención}}{\text{Costo total de intervención (tomado en millones de pesos)}} \quad (24)$$

Al graficar los datos obtenidos al aplicar la expresión (24) para cada tipo de intervención se obtuvo la figura 47, en la que puede observarse que para condición lluvia, la relación más baja y que reportaría las mejores condiciones desde el punto de vista de gestión vial de taludes

es la de drenes horizontales, debido posiblemente a que corresponde a la intervención que atiende de manera más directa el efecto lluvia.

Figura 47 IPI para condición lluvia.



Fuente: Elaboración propia.

4.6.2 Condición sismo.

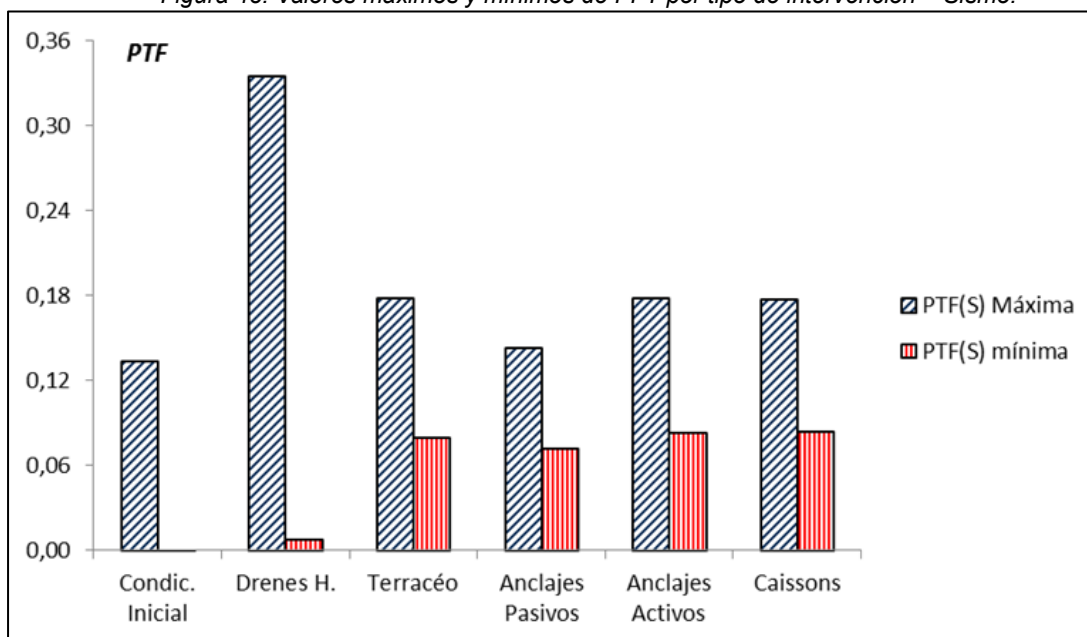
Tabla 33 Valores máximos y mínimos de PFT sismo.

	SISMO					
	Condic. Inicial	Drenes H.	Terracéo	Anclajes Pasivos	Anclajes Activos	Caissons
PTF(máx)	0,13367599	0,33477371	0,17845159	0,14357564	0,17815269	0,17767846
PTF(mín)	0,00000101	0,00795162	0,08033382	0,07224883	0,08333327	0,08454629

T(S) para PFT (máx.)	225	100	100	100	100	100
T(S) para PFT (mín.)	0	0	475	475	475	475
Área deslizada (m2)	188,14	142,77	142,77	142,77	142,77	142,77

Fuente: Elaboración propia.

Figura 48. Valores máximos y mínimos de PFT por tipo de intervención – Sismo.



Fuente: Elaboración propia.

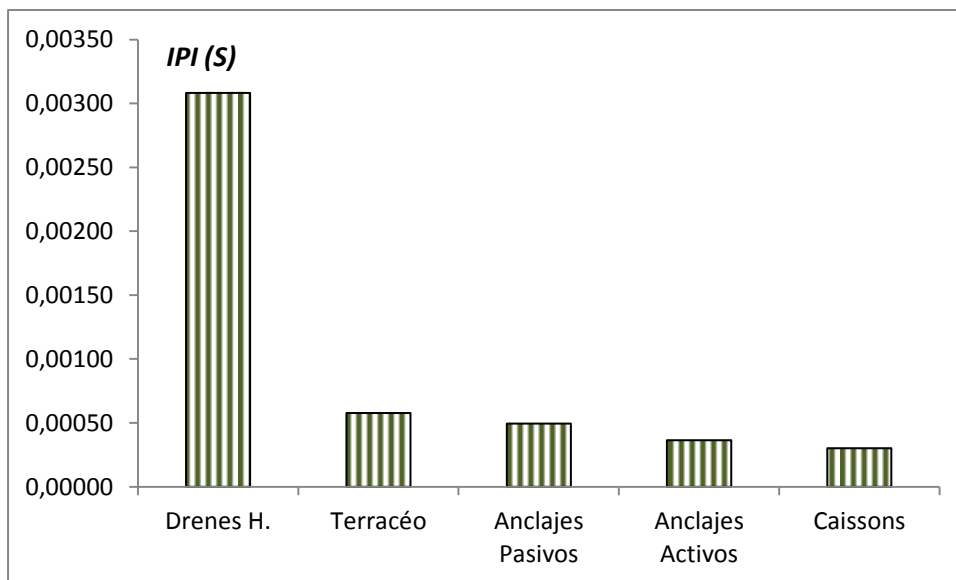
Para esta condición de análisis se puede observar en Tabla 33 y Figura 48 lo siguiente:

- La mayor PFT se presenta para drenes horizontales con $T(S)=100$ años.
- La menor PFT se presenta para el caso sin obras y sin sismo pero para la mayor superficie de deslizamiento.
- La menor PFT para el caso de intervenciones sin sismo se presenta para drenes horizontales.
- La menor PFT para el caso de intervenciones con sismo se presenta para anclajes pasivos con $T(S)=475$ años.

Para efecto sismo los datos obtenidos al aplicar la expresión (24) para cada tipo de intervención, permitió elaborar la figura 49, en la que puede observarse que para esta condición, la relación más baja y que reportaría las mejores condiciones desde el punto de vista de gestión vial de taludes son las correspondientes a obras de contención, debido a que corresponden a las intervenciones que atienden de manera más directa el efecto sismo. En este caso, la mejor relación la ofrecen los

caissons y la menos favorable, los drenes horizontales de penetración, cuya eficacia se hace menor para efectos de sismo.

Figura 49. IPI para condición sismo.



Fuente: Elaboración propia.

4.6.3 Condición lluvia más sismo.

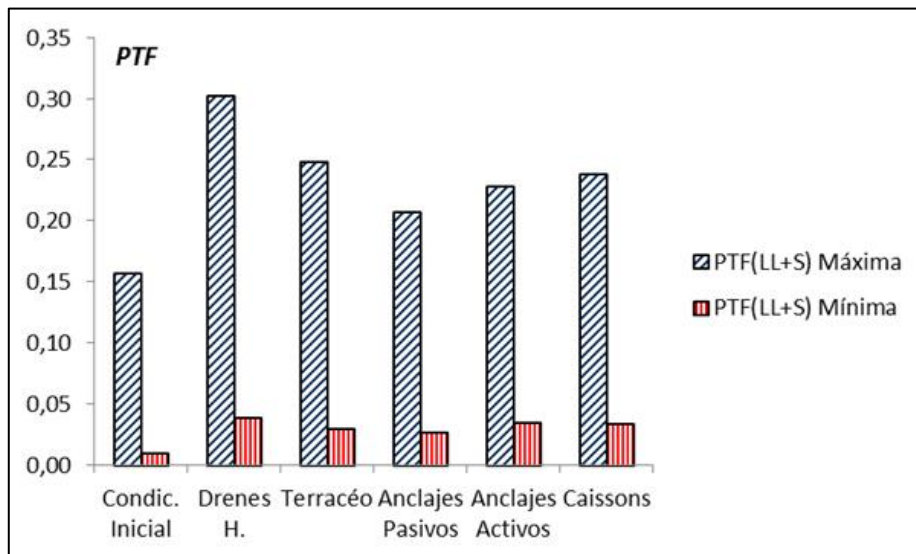
Tabla 34 Valores máximos y mínimos de PFT – lluvia + sismo.

	SISMO + LLUVIA					
	Condic. Inicial	Drenes H.	Terracéo	Anclajes Pasivos	Anclajes Activos	Caissons
PTF(máx)	0,15793716	0,30252856	0,24837860	0,20749795	0,22876101	0,23836493
PTF(mín)	0,01032514	0,03931171	0,03075546	0,02766625	0,03537076	0,03463208

T(S) para PFT (máx.)	225	100	31	31	31	31
T(LL) para PFT (máx.)	5	2,33	5	5	2,33	2,33
Área deslizam. (m2)	267,36	158,97	30,75	17,7	17,5	17,5
T(S) para PFT (mín.)	31	475	475	475	475	475
T(LL) para PFT (mín.)	100	100	100	100	100	100
Área deslizam. (m2)	267,36	158,97	64,78	17,7	121,27	116,31

Fuente: Elaboración propia.

Figura 50. Valores máximos y mínimos de PFT por tipo de intervención (Lluvia + sismo).

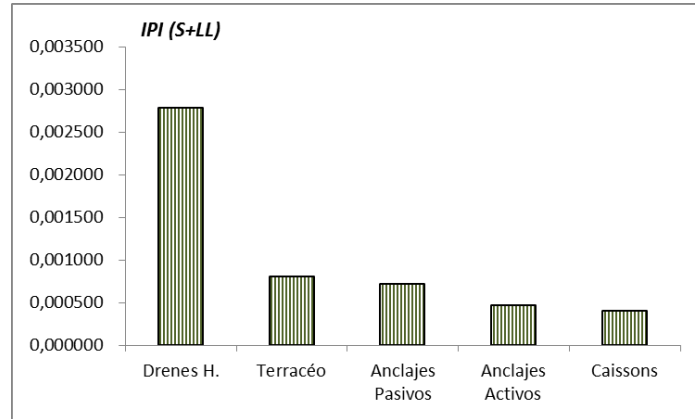


Fuente: Elaboración propia.

Para esta condición de análisis se puede observar en Tabla 34 y Figura 50 lo siguiente:

- La mayor PFT se presenta para drenes horizontales con $T(S)=100$ años y $T(LL)=2,33$ años.
- La menor PFT se presenta para el caso sin intervención pero para la mayor superficie de deslizamiento.
- La menor PFT para el caso de intervenciones se presenta para anclajes pasivos con $T(S)=31$ años y $T(LL)=5$ años.
- Si se genera un Índice de Priorización de Inversión (IPI) y se grafican los resultados, se puede observar que para condición lluvia + sismo, la mejor relación resulta ser la correspondiente a Caissons, tal y como se muestra en Figura 51.

Figura 51. IPI para condición lluvia + sismo.



Fuente: Elaboración propia.

Al efectuar el análisis de datos sólo para mayores y menores resultados de PFT, considerando todas las alternativas de intervención, se puede resaltar que:

- La mayor (PFT) tomando en cuenta los tres escenarios, se presentó para sismo, específicamente para un $T(S) = 100$ años, en la intervención drenes horizontales.
- La menor (PFT) tomando en cuenta los tres escenarios, se presentó para lluvia, específicamente para un $T(LL) = 100$ años, en la intervención drenes horizontales.
- Para el caso de efectos lluvia + sismo se encontró que la mayor (PFT) se dio para una combinación $T(LL) = 2,33$ años y un $T(S) = 100$ años en drenes horizontales.
- Para el caso de efectos lluvia + sismo se encontró que la menor (PFT) se dio para una combinación $T(LL) = 100$ años y un $T(S) = 475$ años en anclajes pasivos.
- Para efecto lluvia + sismo, los datos obtenidos al aplicar la expresión (24) para cada tipo de intervención, permitieron elaborar la figura 44, en la que puede observarse que para esta condición, la relación más baja y que reportaría las mejores condiciones desde el punto de vista de gestión vial de taludes son las correspondientes a obras de contención, debido a que corresponden a las intervenciones que atienden de manera más

directa el efecto sismo. En este caso, la mejor relación la ofrecen los caissons y la menos favorable, los drenes horizontales de penetración, cuya eficacia se hace menor para efectos de sismo. Valga resaltar para el efecto combinado lluvia + sismo, que predomina el efecto sismo, siendo este quien determina el comportamiento del IPI (LL+S).

5. CONCLUSIONES

- La definición de las actividades de construcción y mantenimiento requeridas para cada condición de diseño permitió no sólo la estimación de los costos de cada intervención sino la cuantificación de las PF y las PFT para las diferentes condiciones de análisis (lluvia, sismo y lluvia + sismo), información con la cual se logró analizar la relación entre probabilidades y costos de intervención para cada escenario de análisis y la definición de un indicador para dicha relación, llamado IPI o Indicador de Priorización de Inversión.
- El análisis por confiabilidad del talud objeto de estudio para diferentes condiciones de operación y varios tipos de intervención, permitió evidenciar la incidencia directa de sus probabilidades totales de falla en los costos totales de ejecución de las diferentes obras que conforman las intervenciones consideradas.
- Para condición de análisis por efecto lluvia se pudo concluir:
 - Para todos los periodos de retorno T(LL) analizados, la mayor PFT se presentó para la intervención terracéo, lo que conlleva a estimar que esta intervención no hace atractiva en términos de gestión vial, dado que su construcción implica la conformación de mayores áreas de exposición del talud, con la consecuente necesidad de mayor longitud de drenes horizontales y mayores costos de intervención.
 - Para todos los periodos de retorno T(LL) analizados, la menor PFT se presentó para la intervención drenes horizontales, situación que puede explicarse al considerar que corresponde a una intervención que atiende de manera directa al efecto lluvia, lo que la hace atractiva en términos de gestión vial.
 - Las intervenciones mayores son las que representan mayores inversiones en la gestión vial de taludes, como se muestra en Tabla de Costos Estimados de Intervenciones.
 - Al analizarse el Índice de Priorización de Inversiones (IPI), se encuentra que la condición más favorable en términos de gestión vial es la de menor valor, correspondiente a la intervención con drenes horizontales y que la menos eficiente es la de terracéo.
 - La intervención con drenes horizontales de penetración, si bien presenta la menor PFT y los menores costos de intervención, no resulta por ello ser siempre la más favorable, debiendo tenerse en cuenta que con su ejecución no se construyen obras de contención

de la masa de suelo, por lo que el área de deslizamiento remanente o posterior a la implementación de las obras, resulta mayor a la de las otras intervenciones.

- En cuanto al comportamiento observado en el análisis en relación con los periodos de retorno de lluvia T(LL), se logró evidenciar que las mayores PFT se presentan para las curvas T(LL) con los menores valores (2.33, 5 y 10 años), lo que permite concluir que las mayores afectaciones por efecto de lluvia se presentan para periodos cortos, siendo más efectivo este tipo de intervención a corto plazo.
- Dado que las probabilidades totales de falla reportan sus mayores valores para los periodos de retorno de lluvia T (LL) menores, resulta conveniente y efectiva la construcción de drenes horizontales a corto plazo.
- Para condición o efecto sismo:
 - Los mayores valores de PFT por tipo de intervención se presentan para T(S) = 100 años, por lo que resultaría conveniente diseñar para este periodo de retorno.
 - La curva que reportó la menores PFT fue la correspondiente a T(S)=475 años, lo que indicaría que el análisis del talud para este periodo, no resulta útil en términos de gestión de taludes.
 - Aun cuando los valores mayores de PF se presentan para T(S)=475 años, se puede observar que la incidencia de la probabilidad de excedencia es determinante al momento de obtenerse las PFT, que para dicho T(S) resultan ser las menores.
 - Las mayores PFT, exceptuando T(S)=31 años, se presentan para drenes horizontales, debido fundamentalmente a que es una intervención que no responde de manera directa al efecto objeto de análisis (sismo).
 - Los valores de las (PFT) están directamente asociados a las superficies de falla que se generan con la realización de las diferentes simulaciones y éstas a los periodos de retorno de sismo T(S), como puede corroborarse al verificar las áreas de deslizamiento y los cambios en las aceleraciones por sismo, por lo que no resulta suficiente para evaluar la condición más favorable desde el punto de vial de la gestión vial, considerar únicamente PFT y costos de intervención.
- Para condición o efecto lluvia más sismo, en general se puede mencionar que:

- El mayor aporte al valor de PF y PFT se presenta por el efecto sismo, resultando ser dominante respecto al efecto de lluvia.
 - El valor más alto de probabilidad total de falla se presenta para la intervención con drenes horizontales para $T(LL)=2,33$ años y $T(S)=100$ años. Sin embargo, para $T(S)=31$ años, resulta la más eficiente en términos de gestión vial. La intervención drenes horizontales, por corresponder a una intervención que no atiende de manera directa y efectiva el efecto sismo, conlleva a que se presenten valores mayores de PFT.
 - La intervención que reporta los menores valores de PFT es la correspondiente a anclajes pasivos, intervención que siendo básicamente de reforzamiento, aporta al desarrollo de un mayor esfuerzo cortante resistente.
 - La intervención con drenes horizontales resulta ser la menos eficiente, dado que no atiende de manera directa al efecto dominante (sismo). Por el contrario, las soluciones más efectivas son las asociadas a la construcción de obras de contención, tales como los anclajes activos y los caissons.
 - El valor más alto de IPI para esta condición de análisis se presenta para drenes horizontales y el menor valor se da para anclajes activos y caissons, resultando consistentes con lo planteado en el análisis, pues estas soluciones, aun cuando son las más costosas, desde el punto de vista de estabilidad del talud, son las que ofrecen los mejores resultados.
 - Teniendo en cuenta que en todas las intervenciones diferentes a drenes horizontales, los mayores valores de probabilidad total de falla, dado el efecto combinado lluvia + sismo se presentan para $T(S)=31$ años, debería diseñarse para el $T(S)$ contiguo superior (100 años).
- Los criterios de selección de alternativas de intervención mediante obras de construcción y mantenimiento en lo referente a estructuras viales, ya sea puentes o estructuras de pavimento permiten la evaluación objetiva de niveles de deterioro, vida residual y nivel de servicio, con base en metodologías basadas en conceptos de ciclo de vida, pudiendo incorporar la variable tiempo y su correlación directa con dichos niveles de deterioro, vida residual y nivel de servicio, lo que hace posible una planificación y programación específica de las inversiones en términos de necesidades de intervención al igual que de tiempos y costos para su ejecución. Para el

caso de la gestión de taludes, la situación es diferente ya que resulta difícil definir periodos específicos para la realización de obras de mantenimiento, las que normalmente se ejecutan al momento de presentarse deslizamientos o derrumbes, bajo el enfoque de atención de emergencias.

- Lo planteado en viñeta anterior resulta lógico y claro, sin embargo hay que resaltar que la aplicación de análisis por confiabilidad, si bien no permite establecer tiempos para desarrollo de intervenciones, si permite conocer de manera estimada, las posibilidades de ocurrencia de eventos que conlleven a la generación de deslizamientos, lo que resulta útil desde el punto de vista de planificación de la gestión a nivel macro de las zonas laterales de las vías, pues permite visualizar las posibilidades de ocurrencia de deslizamientos con la disponibilidad de información sobre probabilidades de falla.
- En todos los casos, cuando se presenten condiciones de humedad significativas como las existentes en la zona de estudio, bien valdría considerar como alternativa de intervención inicial, la ejecución de drenes horizontales de penetración.
- Considerando lo difícil que resulta para la gestión vial en taludes, determinar tiempos específicos en los cuales debería hacerse mantenimiento de estos y que la información generada por los análisis de confiabilidad efectuados resulta útil en la etapa de construcción, debería efectuarse el diseño de los taludes desde la misma etapa de construcción, involucrando valores de probabilidad de falla.
- En general, es recomendable analizar los valores de PFT de manera conjunta con las áreas de deslizamiento, asociadas a longitud de sus superficies de falla, debido a que se pudo observar en algunos casos PFT altos se corresponden con superficies de deslizamiento bajos, lo que desde el punto de vista de gestión vial de taludes resulta más favorable, considerando las posibles afectaciones de posteriores deslizamientos. Debe tenerse en cuenta que con la implementación de los diferentes tipos de intervención se busca no sólo aumentar los factores de seguridad, disminuir los valores de PFT sino modificar los mecanismos de falla iniciales, buscando disminuir las superficies de falla y consecuentemente, los volúmenes de material asociados a estas.

- Las intervenciones que generan las menores superficies de falla corresponden a aquellas que involucran actividades de contención, tales como anclajes activos y caissons.
- Al analizarse el IPI o Índice de Priorización de Inversión se encuentra que la condición más favorable en términos de gestión vial corresponde a la de menor valor.
- Los resultados consolidados de PF en las tablas producto de los diferentes análisis de confiabilidad, permitieron verificar que no siempre un FS alto corresponde a una PF baja, observación que permitió corroborar el planteamiento mostrado en Figura 4 (Duncan, 2008).

6. REFLEXIONES SOBRE LOS RESULTADOS DEL TRABAJO Y SU APLICACIÓN PRÁCTICA EN GESTIÓN VIAL PARA TALUDES.

Al estructurar la idea básica inicial del tema de trabajo, se pretendía buscar a través de los análisis efectuados y con base en los resultados obtenidos, elementos de juicio que permitiesen definir directrices útiles para la gestión de la infraestructura vial en lo referente a taludes.

El desarrollo del análisis por confiabilidad del talud objeto de estudio para diferentes condiciones de operación, permitió identificar comportamientos específicos de las curvas objeto de análisis, tanto en lo correspondiente a probabilidades de falla, excedencia y totales como en lo referente a costos de las obras propias de cada tipo de intervención considerada, debiendo resaltarse los siguientes aspectos:

Los resultados obtenidos de los análisis por confiabilidad realizados al sitio de estudio, permiten disponer de información numérica objetiva en relación con posibilidad de ocurrencia de deslizamientos, pudiendo servir como un primer indicador dentro de los sistemas de gestión que se apliquen de manera específica para taludes. La obtención de probabilidades de falla, a través de la ejecución de los análisis por confiabilidad efectuados, permitió llegar a la formulación de algunas conclusiones que pueden asimilarse a directrices iniciales para la gestión de los taludes, entre las que deben mencionarse:

- Los diseños de cortes para configurar taludes carreteros, deberían diseñarse desde la misma etapa previa a la construcción, incorporando conceptos de confiabilidad, para obtener probabilidades de falla que permitan a los entes encargados de efectuar la gestión vial de la infraestructura a su cargo, planificar y programar los parámetros técnicos básicos a tener en cuenta en la construcción, tales como los relacionados con diseño geométrico, gestión ambiental y asignaciones presupuestales para cada vía a intervenir.
- En zonas con condiciones de humedad altas, como actividad de mantenimiento básico debería considerarse para cada vía a intervenir, la conveniencia de ejecutar obras de drenaje y sub drenaje, como solución inicial, sin que ello conlleve en todos los casos a descartar la posterior construcción de obras de contención.
- Exceptuando la intervención drenes horizontales, para los otros tipos

de intervención consideradas, sería conveniente considerar la conveniencia de diseñar para $T(S)=31$ años, que corresponde a la mayor probabilidad de excedencia.

- Los tipos de intervenciones diferentes que se consideren para taludes como actividades de construcción o mantenimiento, deberían considerar diseño para periodos de retorno
- Con base en el comportamiento incierto de los taludes en cuanto a estabilidad y a la imposibilidad de establecer tiempos específicos para la intervención de estos con obras de mantenimiento, deberían considerarse como actividades de construcción las propias de la etapa de ejecución de cortes para conformar los taludes y como actividades de mantenimiento las relacionadas con obras de protección, estabilización y contención de las masas de suelo correspondientes a taludes existentes.
- De contarse con información como la obtenida para una mayor cantidad de taludes, tipificados por altura, tipos de materiales existentes y condiciones de operación, se podría con base en resultados de probabilidad de falla estimados para ellos, establecer índices de gestión para taludes, que aportaran criterios menos subjetivos para la priorización de los mantenimientos de taludes.
- Las valores de las probabilidades de falla deben tomarse en cuenta de manera conjunta con los valores de superficie de falla que se generan con la evaluación de cada alternativa de intervención, para tener presente que no siempre, una probabilidad de falla baja se convierte en indicador de una buena solución, dado que esta solución puede llevar inmersa una mayor superficie de falla a la que puede presentar otra alternativa.
- Igualmente, los valores de las probabilidades de falla deben tomarse en cuenta de manera conjunta con los valores de tránsito promedio diario de una vía, dado que el nivel de aceptación de valores de probabilidades de falla específicos, depende de la importancia de la vía y de las afectaciones que sufrirían al presentarse eventos de deslizamiento.
- Para el caso específico de análisis, se generó a modo de ejercicio académico, un índice de gestión denominado Índice de Priorización de Inversión (IPI) de una intervención específica, correlacionando probabilidad de falla total y costos estimados de la intervención, obteniéndose valores que de manera preliminar, pueden dar luces

sobre criterios para la selección de alternativas de intervención y priorización de inversiones por mantenimiento en el tiempo.

- Los resultados obtenidos de FS y PFT en las diferentes simulaciones realizadas permiten evidenciar que las PFT para las intervenciones que involucran actividades de contención no siempre reportan los menores, dado que estos corresponden a mecanismos de falla producto de la consideración de tales intervenciones.
- El Índice de gestión IPI o de priorización de la inversión en mantenimiento de taludes, podría utilizarse como un criterio inicial para que se efectúe la programación de los recursos presupuestales.

7. RECOMENDACIONES

- Dadas las limitaciones de recursos, información y tiempo para efectuar una aplicación más extensa de la metodología de análisis propuesta y aplicada en el presente trabajo, bien valdría en trabajos posteriores, extenderla a deslizamientos de diferentes alturas y para diversas condiciones de zona.
- Igualmente, resultaría de gran utilidad involucrar costos de ocurrencia de deslizamientos posteriores a la implementación de las soluciones planteadas, para evaluar la incidencia que estos tendrían en la toma de decisiones de inversión propias de la gestión de taludes.

8. BIBLIOGRAFÍA

INVIAS. www.invias.gov.co.

Geotecnia y Cimentaciones. Estudio de estabilidad del sitio inestable K97+600 de la carretera Mojarras -Popayán, GYC 1012 – 2024, Ingeniería de Vías, 2012.

<http://clima.tiempo.com/clima-en-popayan+machangara-803080-1974-Diciembre.html>.

COMUNIDAD ECONÓMICA EUROPEA - INGEOMINAS, Estudio de Microzonificación sismo geotécnica de Popayán, 1992.

CEDEX, Estabilidad de taludes en suelos.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente.

RICO A. y DEL CASTILLO H. La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Vol.1, Limusa, 1982.

BADILLO J. y RICO R. Mecánica de Suelos, Tomo 1, LIMUSA, 1981.

Secretaría de Comunicaciones y transportes, Instituto mexicano del transporte. Metodología para la gestión de cortes carreteros. Publicación técnica No.370, Sanfandila, Qro, 2012.

Frangopold D. y Noortwijk J., Two probabilistic life – cycle maintenance models for deteriorating civil infrastructures. University of Colorado at Boulder, USA, 2004.

Frangopol D., Kallen M. y Noortwijk J., Probabilistic models for life-cycle performance of deteriorating structures: Review and future directions. University of Colorado at Boulder, USA, 2004.

Sarma S.K. Seismicity & Hazard Evaluation of a site, Apuntes de clase, MSc in Soil Mechanics, 1996.

González J., Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT.

Dirección Técnica de la Dirección General de Carreteras de España, Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera. España, 2001.

Novales A., El modelo de regresión lineal simple. Departamento de economía cuantitativa. Universidad complutense, 2008.

Lambe T. W. y Whitman R. Mecánica de Suelos, Editorial Limusa 1981.

9. ANEXOS

9.1 Tablas

Tabla 35. Costos estimados (Mantenimiento) por tipo de intervención - Probabilidad de falla total para condición lluvia.

Intervención	Costos Intervención (En millones \$)	T(LL)					
		PtFalla(LL)					
		2,33	5	10	20	50	100
1. Drenes (horizontales de Penetración de longitud > 10 m.)	\$ 70	0,00188429	0,00188421	0,00187160	0,00172962	0,00116451	0,00074964
2. Terracéo (+ Drenes horizontales de Penetración)	\$ 216	0,14169940	0,14169297	0,14074464	0,13006800	0,08957110	0,05575437
3. Anclajes Pasivos (+Terracéo + Drenes horizontales de Penetración)	\$ 218	0,12079200	0,12113388	0,12061109	0,11161170	0,07710509	0,04814788
4. Anclajes Activos (+Terracéo + Drenes horizontales de Penetración)	\$ 218	0,10571500	0,10572007	0,10505604	0,09692516	0,06782918	0,04172244
5. Caissonss (+Terracéo + Drenes horizontales de Penetración)	\$ 227	0,10539925	0,10561226	0,10507283	0,09734513	0,06727227	0,04164548

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 36. Costos totales estimados por tipo de intervención - Probabilidad de falla total para condición sismo.

Intervención	Costos Intervención (En millones \$)	T(S)				
		PtFalla(S)				
		0	31	100	225	475
1. Drenes (horizontales de Penetración de longitud > 10 m.)	\$ 109	0,00795162	0,02242763	0,33477371	0,19705562	0,09991200
2. Terracéo (+ Drenes horizontales de Penetración)	\$ 310	0,14203471	0,13509736	0,17845159	0,11638921	0,08033382
3. Anclajes Pasivos (+Terracéo + Drenes horizontales de Penetración)	\$ 290	0,11967188	0,11321475	0,14357564	0,10476649	0,07224883
4. Anclajes Activos (+Terracéo + Drenes horizontales de Penetración)	\$ 488	0,10492989	0,10262356	0,17815269	0,12378721	0,08333327
5. Caissonss (+Terracéo + Drenes horizontales de Penetración)	\$ 587	0,10492553	0,10544438	0,17767846	0,12060627	0,08454629

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 37. Costos estimados (Construcción) por tipo de intervención - Probabilidad de falla total para condición sismo.

Intervención	Costos Intervención (En millones \$)	T(S)				
		PtFalla(S)				
		0	31	100	225	475
1. Drenes (horizontales de Penetración de longitud > 10 m.)	\$ 38	0,00795162	0,02242763	0,33477371	0,19705562	0,09991200
2. Terracéo (+ Drenes horizontales de Penetración)	\$ 93	0,14203471	0,13509736	0,17845159	0,11638921	0,08033382
3. Anclajes Pasivos (+Terracéo + Drenes horizontales de Penetración)	\$ 72	0,11967188	0,11321475	0,14357564	0,10476649	0,07224883
4. Anclajes Activos (+Terracéo + Drenes horizontales de Penetración)	\$ 270	0,10492989	0,10262356	0,17815269	0,12378721	0,08333327
5. Caissonss (+Terracéo + Drenes horizontales de Penetración)	\$ 359	0,10492553	0,10544438	0,17767846	0,12060627	0,08454629

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 38. Costos estimados (Mantenimiento) por tipo de intervención - Probabilidad de falla total para condición sismo.

Intervención	Costos Intervención (En millones \$)	T(S)				
		PtFalla(S)				
		0	31	100	225	475
1. Drenes (horizontales de Penetración de longitud > 10 m.)	\$ 70	0,00795162	0,02242763	0,33477371	0,19705562	0,09991200
2. Terracéo (+ Drenes horizontales de Penetración)	\$ 216	0,14203471	0,13509736	0,17845159	0,11638921	0,08033382
3. Anclajes Pasivos (+Terracéo + Drenes horizontales de Penetración)	\$ 218	0,11967188	0,11321475	0,14357564	0,10476649	0,07224883
4. Anclajes Activos (+Terracéo + Drenes horizontales de Penetración)	\$ 218	0,10492989	0,10262356	0,17815269	0,12378721	0,08333327
5. Caissonss (+Terracéo + Drenes horizontales de Penetración)	\$ 227	0,10492553	0,10544438	0,17767846	0,12060627	0,08454629



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 39. Valores de probabilidad de excedencia de lluvia por periodos de retorno de lluvia T(LL)

PERIODO DE RETORNO (LL)	Prob. excedencia	Precipitación 1 h Hora mm/h	Precipitación 1 h Hora m/h
2,33	1,000	34,828	0,0348
5	1,000	39,960	0,0400
10	0,993	45,270	0,0453
15	0,965	48,697	0,0487
20	0,918	51,285	0,0513
25	0,865	53,387	0,0534
50	0,632	60,481	0,0605
100	0,393	68,518	0,0685

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 40. Unidades geológicas consideradas en la zona de estudio.

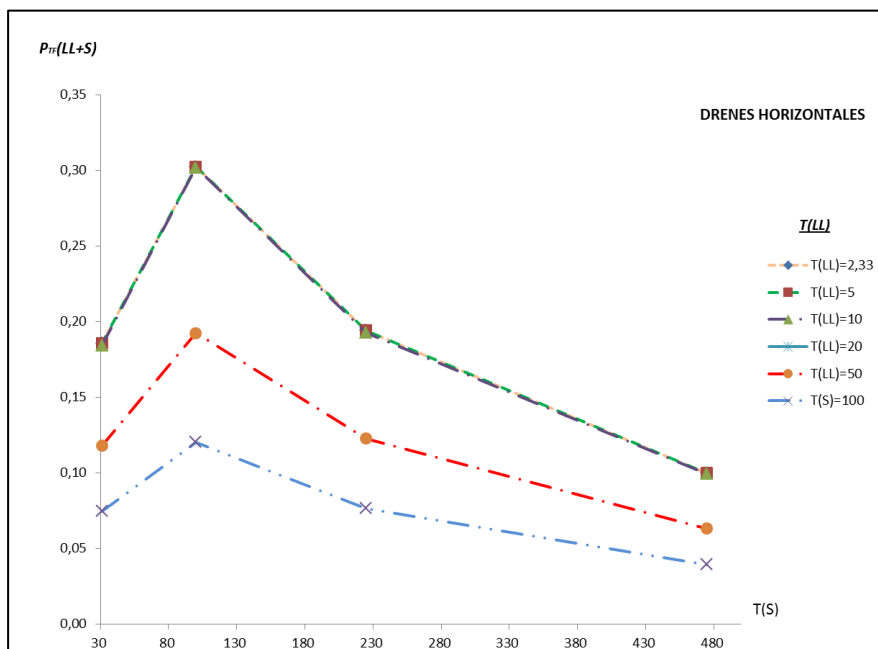
TÍPO DE MATERIAL EDAD	SIMBOLO	UNIDAD	DESCRIPCIÓN
DEPÓSITO CUATERNARIO		Relleno antrópico	Materiales conformados técnicamente para la estructura de la vía y afirmado para accesos privados.
		Coluvión deslizado	Limo arenoso de color gris con gravas y fragmentos de roca.
		Depósito de coluvión	Bloques y fragmentos subangulares de roca embebidas en matriz limo arcillosa.
ROCA CRETACEO		Compuesto de Rocas Ultramáficas y Máficas.	Serpentinas, gabros y diabasas, tobas y brechas.

Fuente: Ingeominas.

9.2 Figuras

Figura 52 Curvas de comportamiento de $P_{n}(LL+S)$ Vs $T(S)$

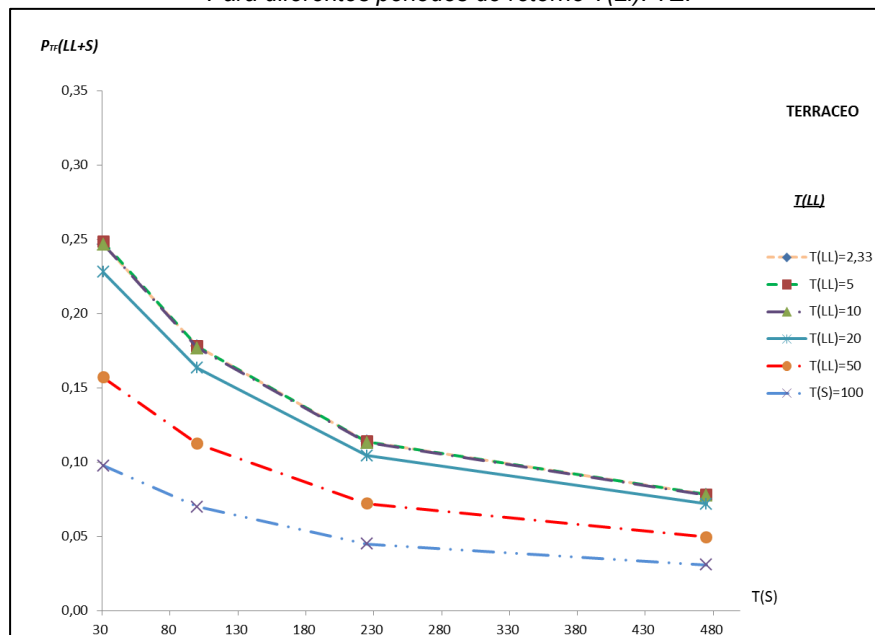
Para diferentes periodos de retorno $T(LL)$. DH.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 53. Curvas de comportamiento de $P_{n}(LL+S)$ Vs $T(S)$.

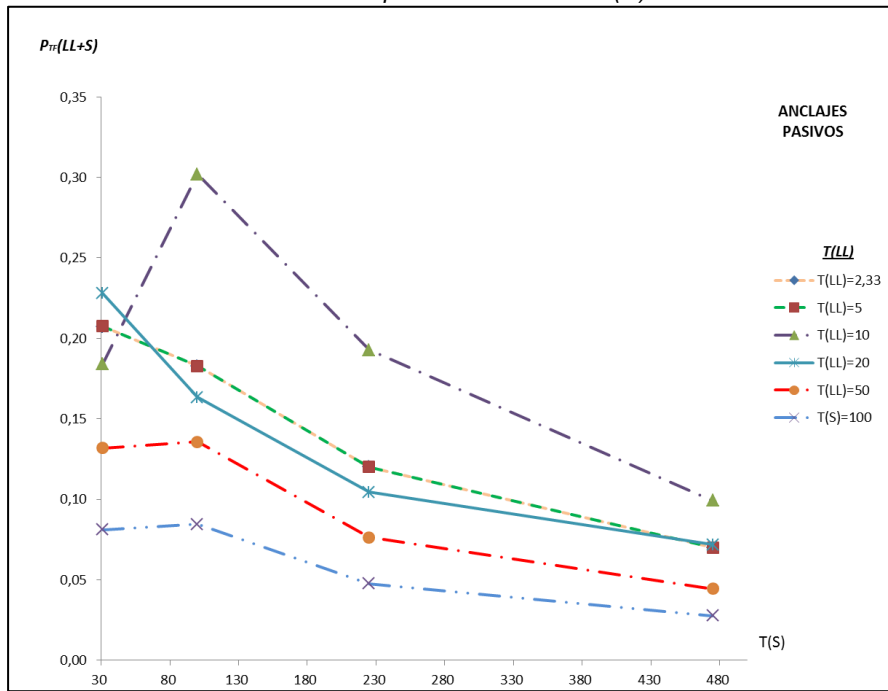
Para diferentes periodos de retorno $T(LI)$. TE.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 54. Curvas de comportamiento de PFT(LL+S) Vs T(S).

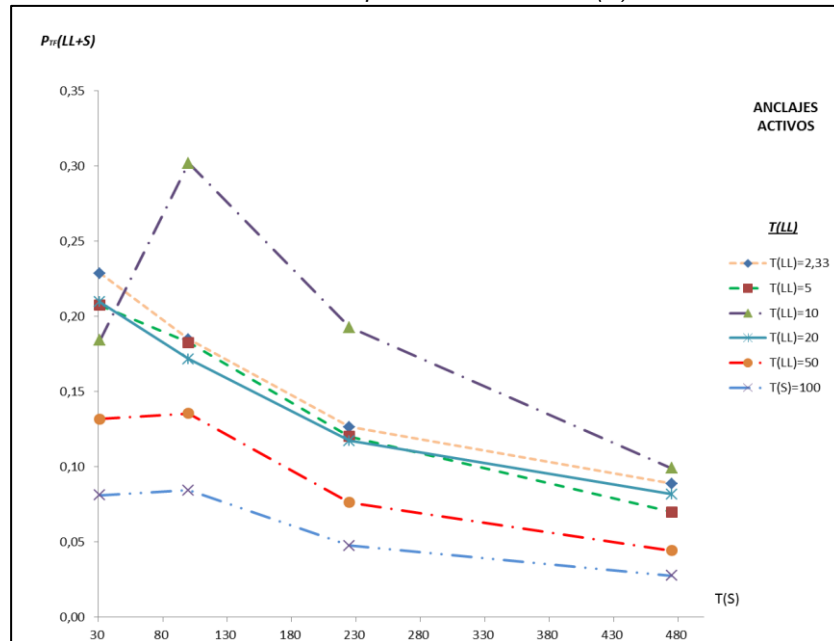
Para diferentes periodos de retorno T(LI). AP



Fuente: Elaboración Propia

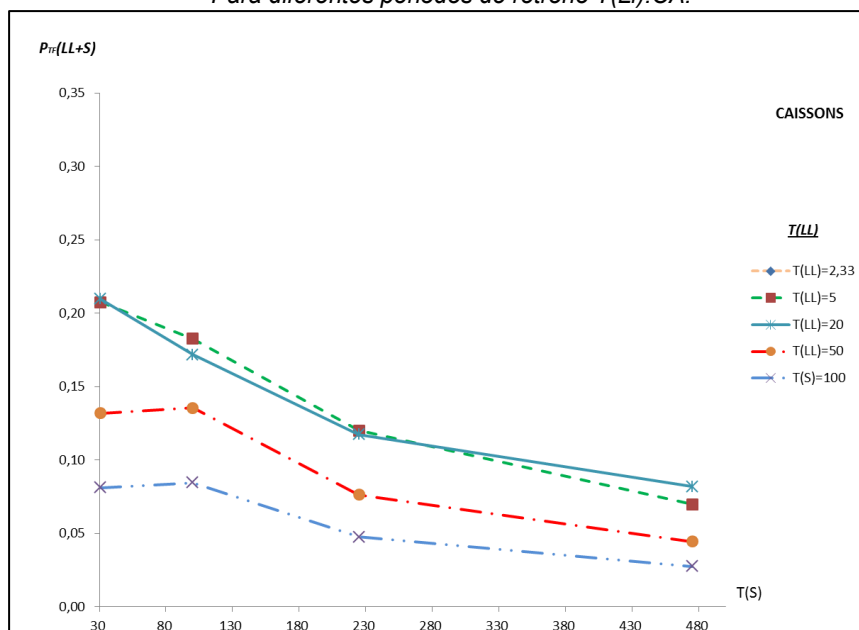
Figura 55 Curvas de comportamiento de PFT(LL+S) Vs T(S).

Para diferentes periodos de retorno T(LI). AA.



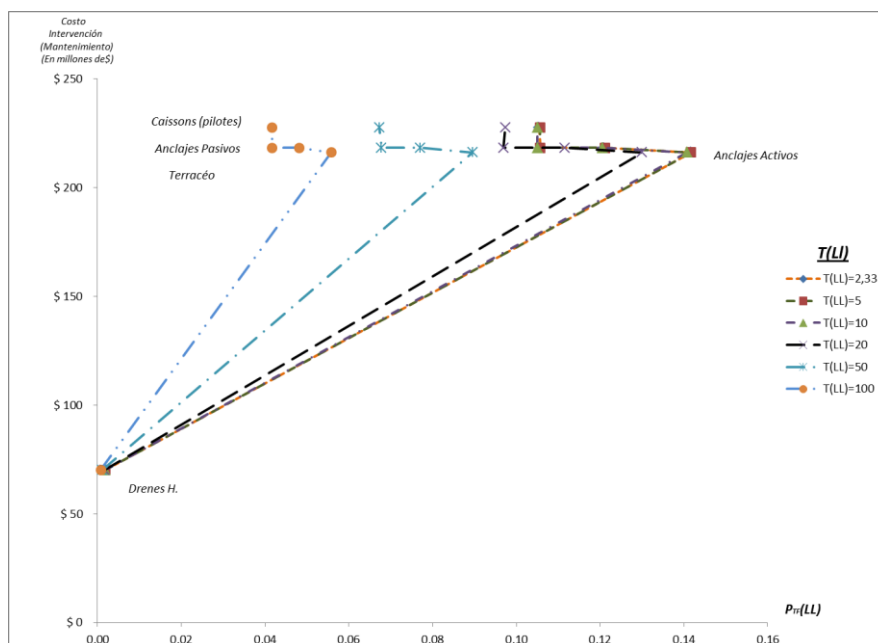
Fuente: Elaboración Propia

Figura 56. Curvas de comportamiento de PFT(LL+S) Vs T(S).
Para diferentes periodos de retronó T(LI).CA.



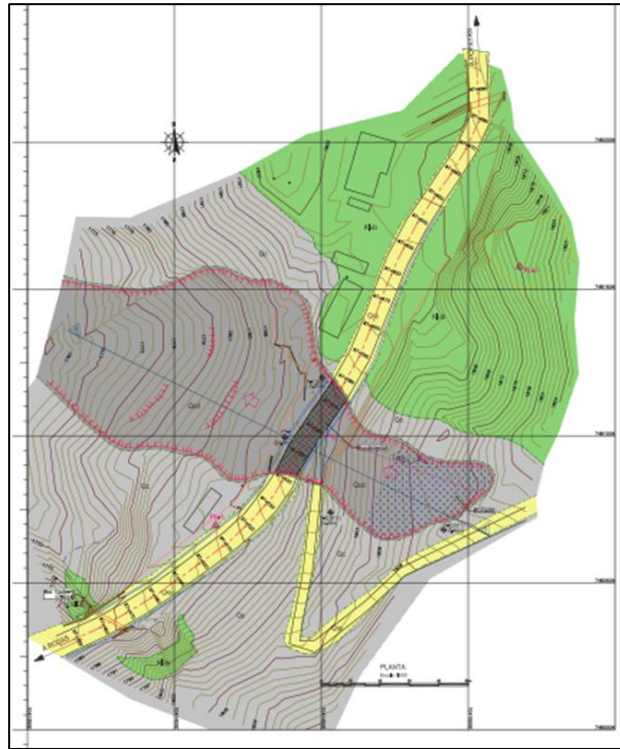
Fuente: Elaboración Propia

Figura 57 Curvas de comportamiento de PFT(LL) Vs Costos de Intervención (Mantenimiento) a C.D. (En millones de \$), para diferentes periodos de retorno T (LL).



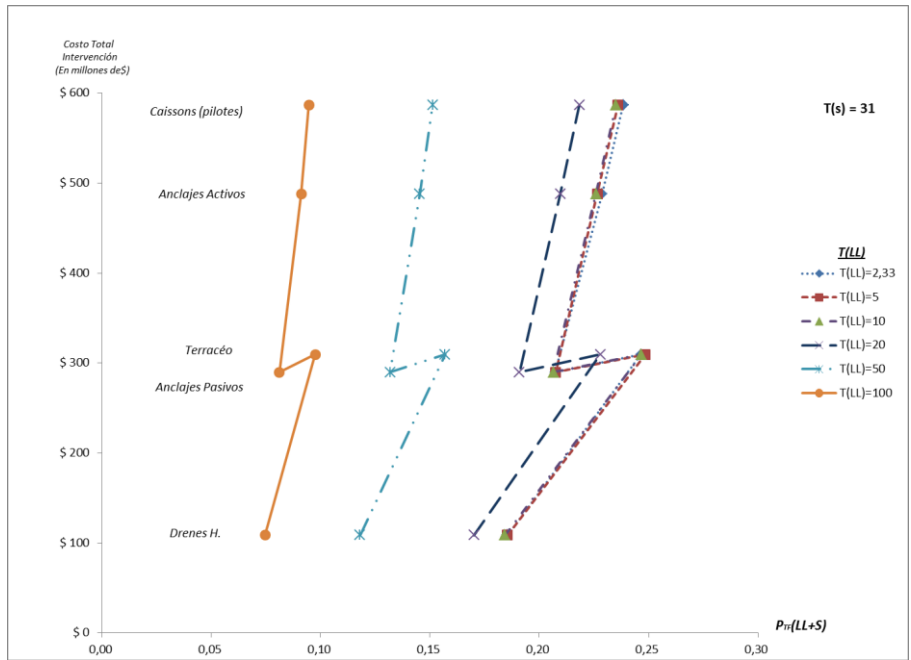
Fuente: Elaboración Propia

Figura 58. Topografía del sitio de estudio.



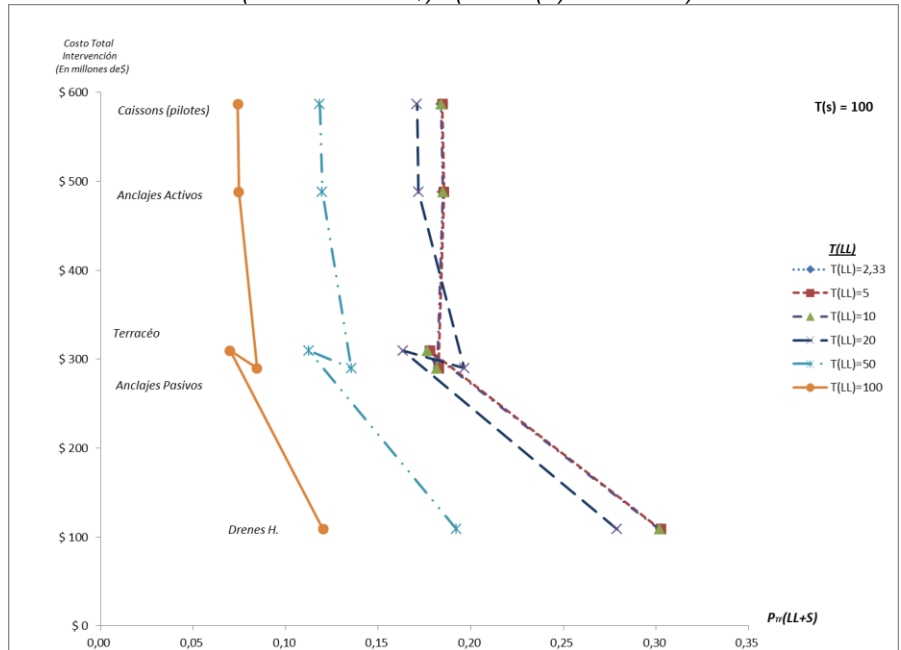
Fuente: Geotecnia y Cimentaciones (2012)

Figura 59 Curvas de comportamiento de $PTF(LL+S)$ Vs Costos Totales de Intervención a C.D. (En millones de \$). (Para $T(S)=31$ años).



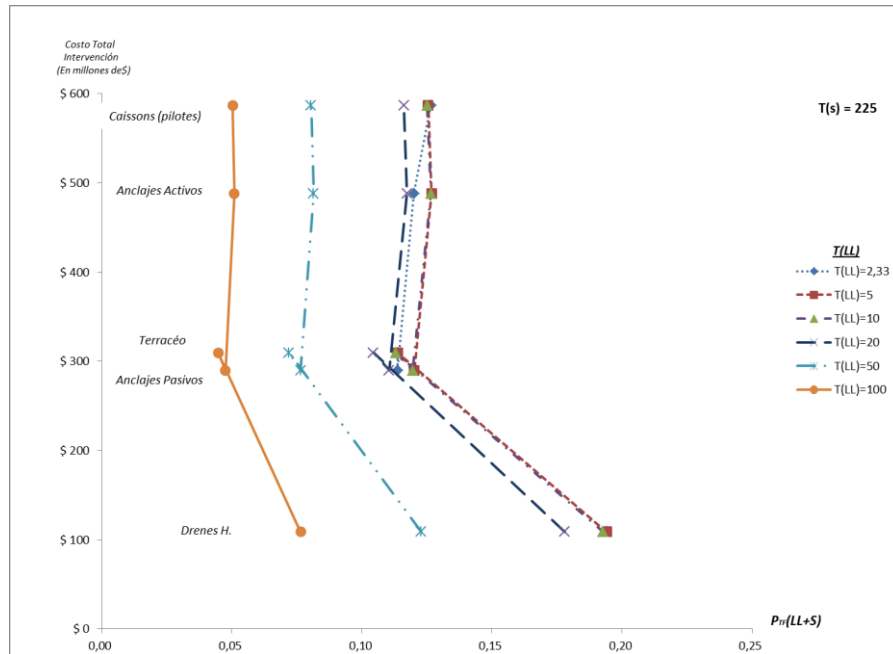
Fuente: Elaboración Propia

Figura 60. Curvas de comportamiento de $PTF(LL+S)$ Vs Costos Totales de Intervención a C.D. (En millones de \$). (Para $T(S)=100$ años)



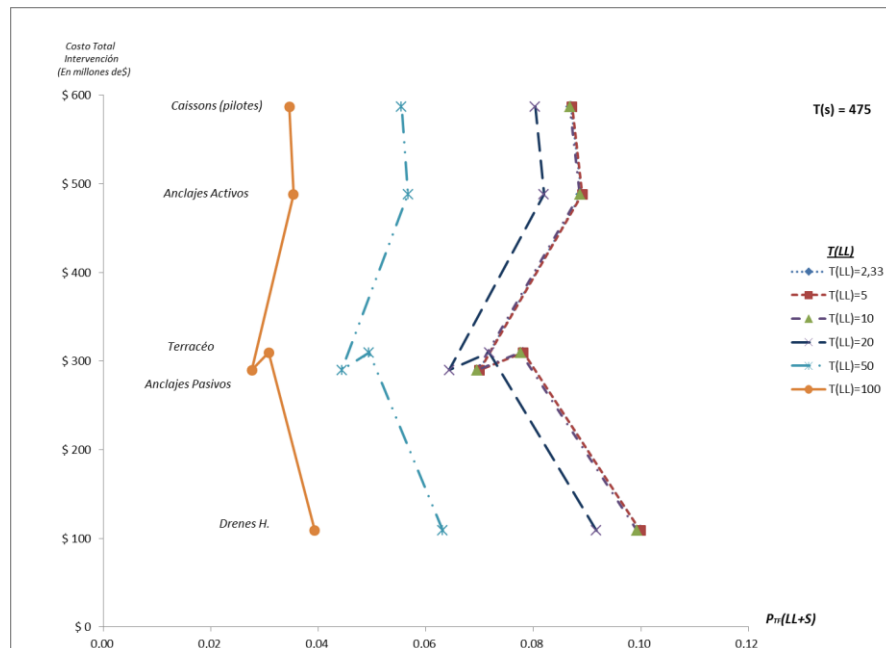
Fuente: Elaboración Propia

Figura 61. Curvas de comportamiento de PTF (LL+S) Vs Costos Totales de Intervención a C.D. (En millones de \$). (Para T(S)= 225 años)



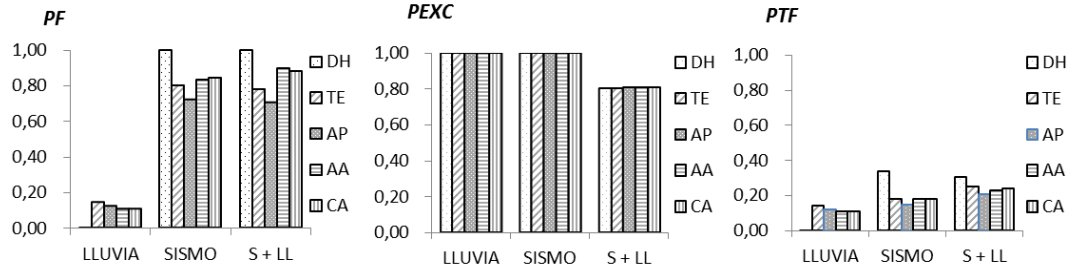
Fuente: Elaboración Propia

Figura 62. Curvas de comportamiento de PTF (LL+S) Vs Costos Totales de Intervención. a C.D. (En millones de \$). (Para T(S)= 475 años)



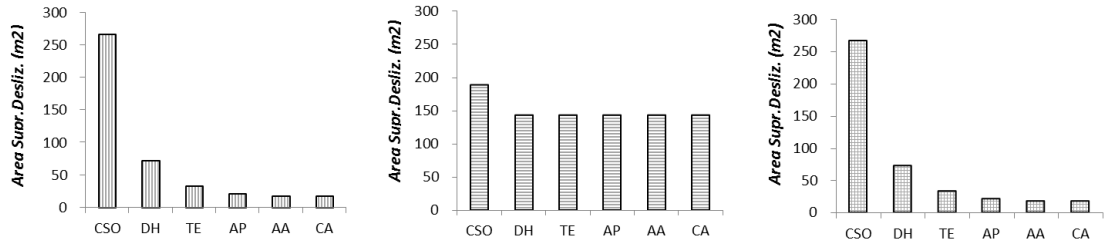
Fuente: Elaboración Propia

Figura 63 Análisis por confiabilidad para LI, S, y LL+S.



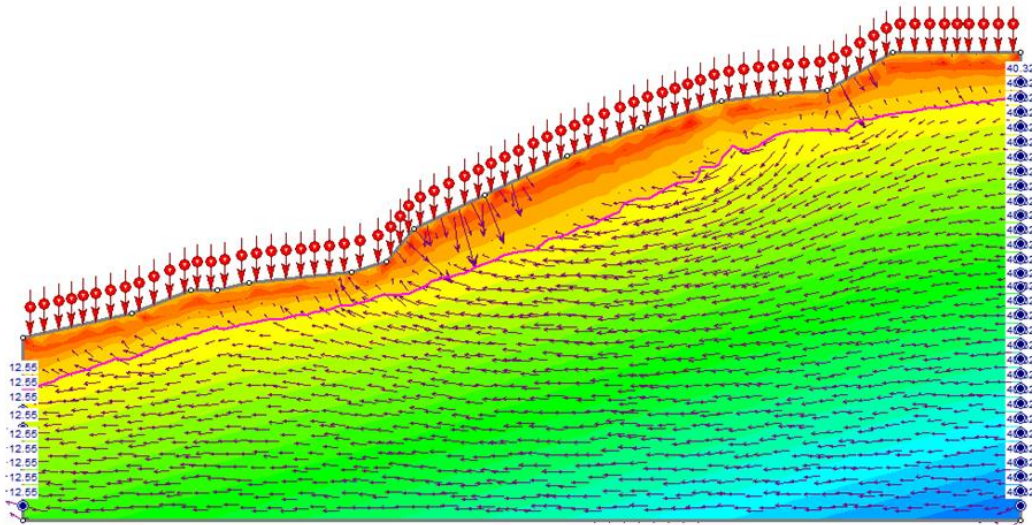
Fuente: Elaboración Propia

Figura 64. Áreas de deslizamiento por tipo de intervención, para efectos LL, S y LL+S.



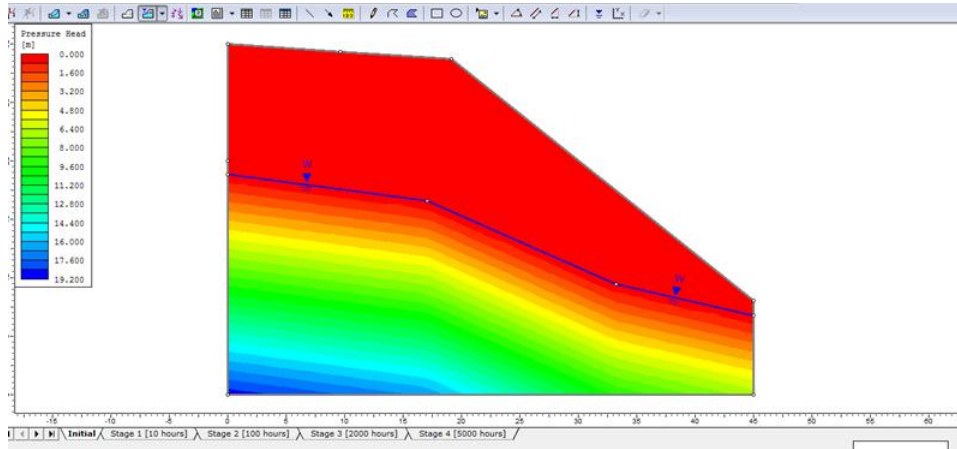
Fuente: Elaboración Propia

Figura 65. Imagen con simulación para infiltración – Esquema básico.



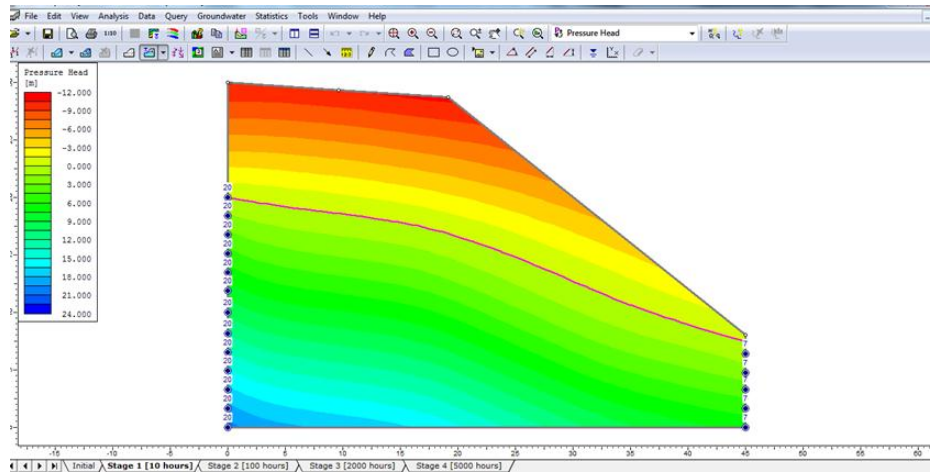
Fuente: Elaboración Propia

Figura 666. Imagen con simulación para infiltración- Inicio.



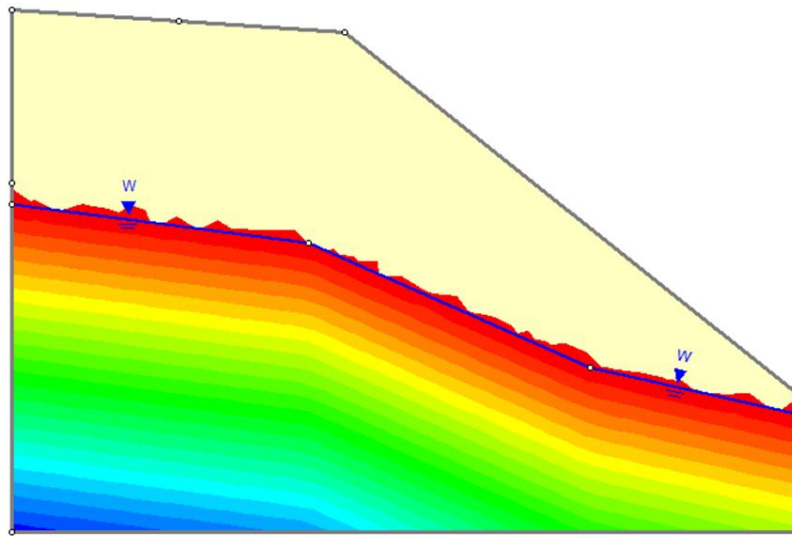
Fuente: Elaboración Propia

Figura 67. Imagen con simulación para infiltración – 10 horas.



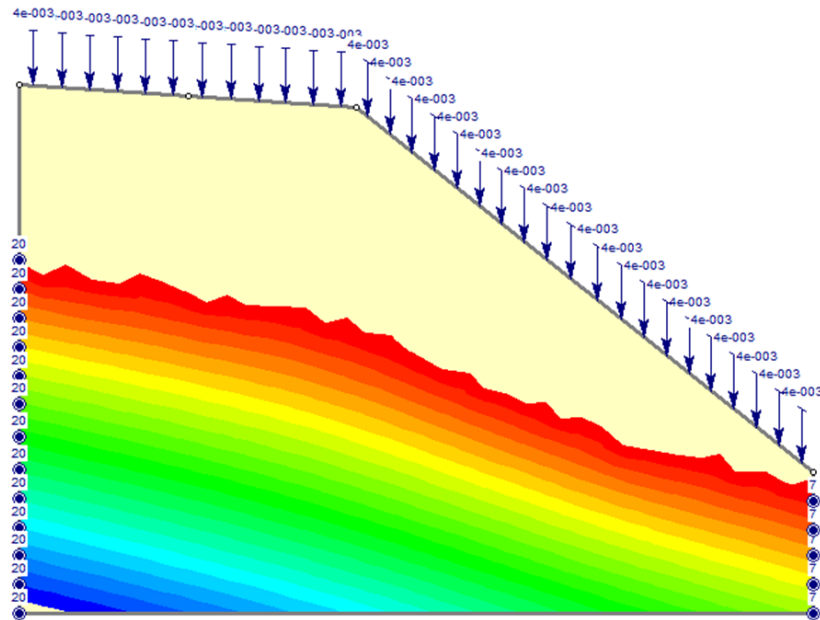
Fuente: Elaboración Propia

Figura 68. Imagen con simulación para infiltración. Flujo – inicio.



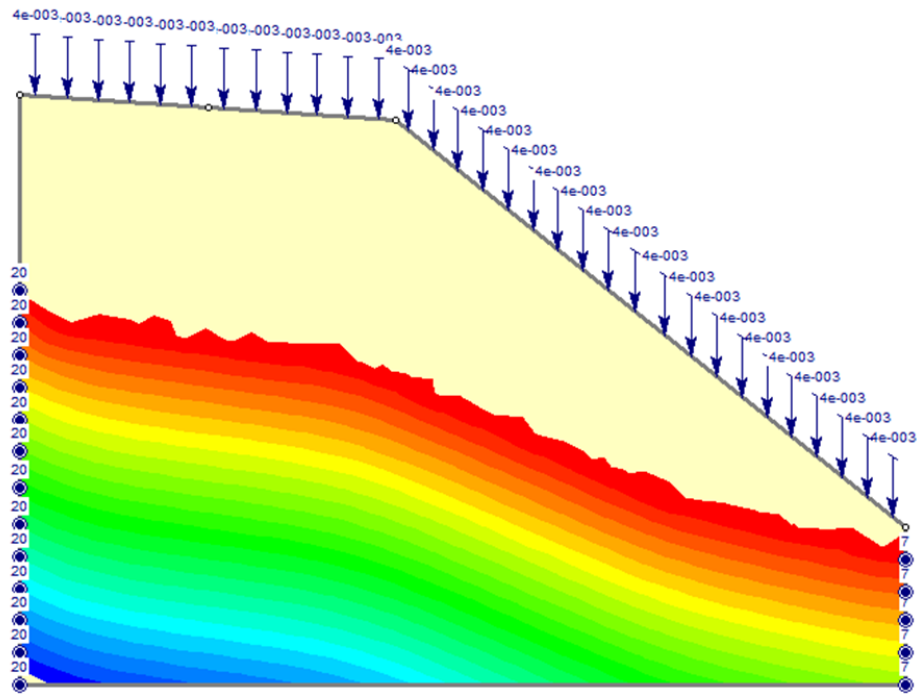
Fuente: Elaboración Propia

Figura 69. Imagen con simulación para infiltración – Flujo – 1 hora



Fuente: Elaboración Propia

Figura 70. Imagen con simulación para infiltración – Flujo – 48 horas



Fuente: Elaboración Propia