



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES PARA
TRANQUES Y EMBALSES DE RELAVE UTILIZANDO EL MÉTODO DE
EQUILIBRIO LÍMITE**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

RAIMUNDO ALBERTO DE LAIRE SECO

PROFESOR GUÍA
ROBERTO GESCHE SCHÜLER

MIEMBROS DE LA COMISIÓN
CÉSAR PASTÉN PUCHI
YOLANDA ALBERTO HERNÁNDEZ

SANTIAGO DE CHILE

2021

**RESUMEN DE MEMORIA PARA OPTAR AL
TÍTULO DE:** Ingeniero Civil con mención en
Estructuras, Construcción y Geotecnia
POR: Raimundo Alberto De Laire Seco
FECHA: 07/09/2021
PROFESOR GUÍA: Roberto Gesche Schüler

**ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES PARA
TRANQUES Y EMBALSES DE RELAVE UTILIZANDO EL MÉTODO DE
EQUILIBRIO LÍMITE**

Para Chile la industria minera es de vital importancia debido al aporte al PIB nacional que esta significa. Lamentablemente la producción minera viene de la mano con la generación de un desecho conocido como relave. Estos se acopian en depósitos de relaves e imponen un peligro para el medio ambiente si no se almacenan de forma segura. Por esta razón es que es necesario comprender la estabilidad física de dichas estructuras para así evitar los colapsos de estas mismas.

El presente trabajo de título tiene como objetivo principal el desarrollo de un análisis de sensibilidad de la estabilidad de taludes representativos de tranques y embalses de relaves, evaluando cuatro parámetros críticos: la resistencia al corte de los materiales que constituyen el relleno del muro, su geometría, el nivel freático y los coeficientes sísmicos. Además, el estudio busca jerarquizar la influencia de estos cuatro parámetros en términos de la estabilidad de taludes. Para lograr tales objetivos, primero se investigan los valores de los parámetros que forman parte de los análisis de estabilidad, y luego, a partir de estos se definen los valores de ellos y se establecen los 36 casos de estudio por estructura que permiten la realización de dicho análisis.

Este estudio se compone de dos análisis realizados en programas computacionales. El primero es un análisis de flujo que alimenta al segundo con las presiones de poros y flujos que se presentan en el interior del muro de las estructuras, y el segundo es un análisis de estabilidad de taludes. En este último se evalúan tres tipos de fallas: Una falla global de tipo bloque que abarca la mayor parte del muro, una falla global circular que se desarrolla al menos desde la mitad del coronamiento hasta el contacto entre las lamas y el talud aguas arriba, y una falla superficial circular que se desarrolla exclusivamente en el talud aguas abajo del prisma resistente.

El análisis realizado entrega como resultados, índices de confiabilidad, probabilidades de falla, factores de seguridad promedio, mínimos, máximos y sus desviaciones estándar, además de esquemas que indican la superficie de deslizamiento crítica. De estos resultados, se obtienen jerarquizaciones de los parámetros críticos que varían según el tipo de falla o la estructura evaluada, y a la vez, se rescatan casos que presentan factores de seguridad mayores al mínimo permitido y probabilidades de fallas mayores a las recomendadas. Esto último demuestra la importancia de los análisis de confiabilidad y genera la principal recomendación de este trabajo la cual sería realizar dichos análisis en conjunto con los de tipo determinísticos en todos los proyectos geotécnicos.

A mis papás y hermanos

Agradecimientos

Lo primero que debo agradecer es el incondicional apoyo que me han brindado mis familiares durante todo este proceso. Gracias a mis papás, Gastón y Cuky, por siempre estar ahí para mí, estoy enormemente agradecido porque siempre me ayudaron a superar los obstáculos a los que me enfrentara, y aunque estos se trataran de problemas en los que no me podían asistir, aun así, siempre estuvieron dispuestos a escucharme y aconsejarme, por todo eso gracias. A mis hermanos; Gastón, Joaquín y Vicente, gracias por todo el cariño, risas y compañía que me dieron. Como buenos hermanos mayores siempre fueron protectores conmigo y les agradezco por ello.

Gracias a mis amigos de toda la vida: Ale, Manolo, Juanca, Nacho, Horacio y Benja, por todas las risas y bellos recuerdos que me han dado. A mis amigos de civil: Jaimito, Simón, Nicolito, Nico grande, Mati y Franquito, les doy las gracias por todas las alegrías dadas y por siempre acompañarme tomando los mismos ramos y haciendo juntos todas las actividades grupales de estos. Gracias a la Karlita por siempre ser un apoyo enorme, compartir su garra y su fuerza para no rendirse, y gracias por las tardes de estudio en la U. A mi buen amigo Seba, gracias por ser el mejor compadre que podría haber tenido, gracias por los mejores breaks de la vida y todas las veces que me saboteaste tardes de estudio haciéndome reír con tus tallas, conversaciones y humor.

Gracias a toda la gente que conocí durante este trayecto que, aunque no lo sepan, aportaron con su granito de arena ayudándome a superar todas las dificultades a las que me enfrenté. Por ello, gracias Carito, Javi, Belu, Nanito, Fari, Nacho P., Javier, Brunito, Octavio, Gaba, Mati P., Luquitas, Gabi, Vale, Rayo, Rorro, Pollito, Albert, Kathy, Paz, Tomito, Giova, Dani, Masihy, Benjita y Chio.

En particular quiero agradecer a Dieguito y a Ale por siempre tener la buena voluntad y ayudarme en lo que pudieran de este trabajo. Gracias Dieguito por ser tan buen “padrino”, compartiendo tu conocimiento y resolviendo mis dudas con tanta paciencia. Gracias Ale por siempre auxiliarme con mis problemas computacionales y por tu gran ayuda en algunos de los gráficos del presente trabajo.

Gracias a mi profesor guía, Roberto Gesche, por darme la oportunidad de ser su memorista. Gracias por todo el material, ayuda, tiempo y conocimiento que me entregó y gracias por siempre resolver mis dudas. A mi profesor co-guía, César Pastén, gracias por ayudarme con algunos temas complejos de este trabajo, por su buena voluntad y por compartir material, conocimiento e ideas que fueron vitales para mí. Gracias a mi profesora de comisión Yolanda Alberto por todo el material que me entregó y por sus consejos y recomendaciones que me dio al principio de este trabajo.

Gracias a Omar Núñez por compartir conmigo sus conocimientos acerca de los programas que debía utilizar. Gracias a José Manuel Núñez por su buena voluntad y disposición para resolver mis dudas y consultas, gracias por todos los datos, apoyo y consejos entregados. Gracias a Álvaro Torrent por sus gestiones y ayuda que me entregó cuando tuve problemas con los computadores y, por último, muchas gracias a Fabiola Borne y a María Elena Muñoz por siempre tener la mayor de las paciencias y la mejor de las voluntades para resolver mis dudas y consultas por muy triviales que estas sean.

Tabla de Contenido

1.	Introducción.....	1
1.1	Objetivos.....	3
1.1.1	Objetivo General.....	3
1.1.2	Objetivos Específicos.....	3
1.2	Estructura de Trabajo.....	3
2.	Marco Teórico.....	4
2.1	Depósitos de Relave.....	4
2.1.1	Tipos de Depósitos de Relaves.....	4
2.1.2	Composición de un depósito de relaves.....	5
2.1.3	Métodos Constructivos.....	6
2.2	Catastro de Depósitos de Relaves Chilenos.....	8
2.3	Mecanismos de Fallas Observados en Depósitos de Relaves Chilenos.....	9
2.3.1	Licuaación Sísmica.....	10
2.3.2	Inestabilidad de Taludes.....	10
2.3.3	Rebalse.....	12
2.3.4	Erosión Interna.....	13
2.4	Métodos de Equilibrio Limite.....	13
2.5	Método de Elementos Finitos.....	15
2.6	Resistencia al Corte de los Suelos.....	17
2.6.1	Mohr-Coulomb.....	17
2.6.2	SHANSEP.....	19
2.7	Análisis Seudo-estático.....	19
2.8	Análisis Probabilístico.....	21
2.8.1	Método de Monte Carlo.....	21
2.8.2	Distribuciones de probabilidad.....	21
2.8.3	Datos de Entrada.....	27
2.8.4	Resultados.....	28
3.	Metodología de Trabajo.....	30
3.1	Revisión Bibliográfica.....	30
3.2	Análisis de Redes de Flujo.....	30
3.3	Análisis de Estabilidad de Taludes.....	31
3.4	Análisis de Resultados.....	32

4.	Resultados de la Revisión Bibliográfica.....	33
4.1	Geometría de los Depósitos de Relaves.....	33
4.1.1	Altura del Muro	33
4.1.2	Pendientes de los Taludes.....	34
4.1.3	Ancho de Coronamiento.....	35
4.1.4	Revanchas.....	35
4.2	Parámetros de los Suelos	36
4.2.1	Ángulo de fricción.....	37
4.2.2	Cohesión	37
4.2.3	Relación S_u/σ'_v	38
4.2.4	Pesos unitarios	38
4.2.5	Permeabilidad	38
4.2.6	Densidad relativa	39
4.2.7	Porosidad	40
4.2.8	Contenido de agua residual.....	41
4.2.9	Índice de compresibilidad.....	41
4.3	Niveles Freáticos.....	42
4.4	Coeficientes Sísmicos	43
5.	Definición de los Casos de Estudio	46
5.1	Parámetros Constantes	46
5.1.1	Geometría de los Depósitos de Relaves	46
5.1.2	Parámetros de los Suelos	46
5.1.3	Niveles Freáticos	47
5.1.4	Coeficientes Sísmicos.....	48
5.2	Parámetros Variables	48
5.3	Casos de Estudio	50
6.	Modelamiento de los Casos de Estudio.....	52
6.1	Definiciones Generales de los Modelos.....	52
6.2	Definiciones Específicas para SEEP/W	52
6.2.1	Definición de los Materiales.....	52
6.2.2	Definición de las Condiciones de Borde	53
6.2.3	Discretización de los Elementos Finitos.....	55
6.3	Definiciones Específicas para SLOPE/W	58
6.3.1	Definición de Resistencias dadas por Succión	58

6.3.2	Definición de las Superficies de Deslizamiento	59
6.3.3	Consideraciones generales.....	64
7.	Resultados del Análisis de Sensibilidad	65
7.1	Resultados del análisis de redes de flujos	65
7.2	Resultados del análisis de estabilidad de taludes	65
8.	Análisis y Discusión de Resultados.....	73
8.1	Esquemas de los Modelos.....	73
8.2	Factores de Seguridad	75
8.2.1	Análisis de los Tipos de Fallas	81
8.2.2	Geometrías.....	82
8.2.3	Niveles Freáticos	84
8.2.4	Coeficientes Sísmicos.....	85
8.2.5	Análisis Comparativo	86
8.2.6	Resistencia al Corte de los Materiales que Constituyen al Relleno del Muro.....	90
8.3	Análisis de Confiabilidad.....	94
9.	Conclusiones.....	96
10.	Recomendaciones	98
11.	Bibliografía.....	99
A.	Anexos	103
A.1.	Casos de Estudio Definidos	103
A.2.	Esquemas Redes de Flujo	106
A.3.	Esquemas de las Superficies de Deslizamiento Críticas.....	112
A.3.1.	Falla Global Tipo Bloque	112
A.3.2.	Falla Global Circular	133
A.3.3.	Falla Superficial Circular.....	154
A.4.	Tablas Resumen del Análisis de Estabilidad de Taludes.....	176
A.5.	Análisis de Resultados	184
A.5.1.	Esquemas de los Modelos.....	184
A.5.2.	Efectos sobre los Factores de Seguridad de los Parámetros Críticos	187
A.5.3.	Análisis Comparativo	194

Índice de Tablas

Tabla 2-1: Cantidad de depósitos según su tipo (SERNAGEOMIN, 2020).	8
Tabla 2-2: Cantidad de depósitos según su estado (SERNAGEOMIN, 2020).	8
Tabla 2-3: Cantidad de tranques según su método de construcción (SERNAGEOMIN, 2020).	9
Tabla 2-4: Métodos de equilibrio límite y ecuaciones de equilibrio estático que satisfacen (GEOSLOPE International Ltd., 2020).	14
Tabla 2-5: Coeficientes sísmicos horizontales (Barrera y Campaña, 2005).	20
Tabla 4-1: Alturas del muro de tranques de relaves.	33
Tabla 4-2: Alturas del muro de embalses de relaves.	34
Tabla 4-3: Pendientes de los taludes del muro de tranques de relaves.	34
Tabla 4-4: Pendientes de los taludes del muro de embalses de relaves.	34
Tabla 4-5: Pendientes de fundaciones y relaves.	35
Tabla 4-6: Anchos de coronamiento del muro de tranques de relaves.	35
Tabla 4-7: Anchos de coronamiento del muro de embalses de relaves.	35
Tabla 4-8: Revanchas mínimas en tranques de relaves.	35
Tabla 4-9: Revanchas mínimas en embalses de relaves.	36
Tabla 4-10: Presencia de finos máxima en suelos de depósitos de relaves.	36
Tabla 4-11: Ángulos de fricción de los distintos suelos.	37
Tabla 4-12: Cohesión de los distintos suelos.	37
Tabla 4-13: Relación $S_u/\sigma'v$ de los distintos suelos.	38
Tabla 4-14: Pesos unitarios de los distintos suelos.	38
Tabla 4-15: Permeabilidad de los distintos suelos.	39
Tabla 4-16: Relación entre densidad relativa y porosidad para suelos granulares (Budhu, 2011).	39
Tabla 4-17: Densidad relativa en muros de tranques y embalses de relaves.	39
Tabla 4-18: Porosidades en muros de tranques y embalses de relaves, utilizando relación de Budhu (2011).	40
Tabla 4-19: Relación entre densidad de roca con porosidad (Look, 2007).	40
Tabla 4-20: Porosidad en roca de fundación, utilizando relación de Look (2007).	40
Tabla 4-21: Porosidad de relaves.	40
Tabla 4-22: Tabla resumen de porosidades.	41
Tabla 4-23: Contenido de agua residual de los distintos suelos, utilizando el rango porcentual sobre la porosidad, planteado por GEOSLOPE International Ltd. (2014).	41
Tabla 4-24: Índices de compresibilidad para los distintos suelos.	42
Tabla 4-25: Aceleraciones máximas registradas sin corregir 27 de febrero de 2010 (Boroschek et al., 2010).	44
Tabla 5-1: Valores de los parámetros geométricos establecidos como constantes.	46
Tabla 5-2: Parámetros constantes de los distintos suelos.	47
Tabla 5-3: Valores de los parámetros constantes del nivel freático.	48
Tabla 5-4: Altura constante del nivel de agua presente en la cubeta.	48
Tabla 5-5: Valor del coeficiente sísmico vertical.	48
Tabla 5-6: Rangos de los parámetros variables establecidos.	49
Tabla 5-7: Desviaciones estándar de los parámetros variables.	49
Tabla 5-8: Valores medios de los parámetros variables.	49
Tabla 5-9: Tabla resumen de los parámetros variables.	50

Tabla 5-10: Valores de los parámetros críticos definidos para sensibilizar a través de los casos de estudio del presente trabajo.	51
Tabla 6-1: Número de dovelas y profundidades mínimas de deslizamientos para cada tipo de falla a analizar en el presente estudio.	64
Tabla 7-1: Factores de seguridad promedio y probabilidades de falla de los distintos tipos de fallas evaluadas en los casos de tranques de relaves.	68
Tabla 7-2: Factores de seguridad promedio y probabilidades de falla de los distintos tipos de fallas evaluadas en los casos de embalses de relaves.	69
Tabla 8-1: Factores de seguridad determinísticos y probabilidades de fallas del caso EG2NF4CS3 para distintas superficies de deslizamiento de la falla superficial circular (resultado obtenido de SLOPE/W).....	95

Índice de Figuras

Figura 2-1: Vista de perfil de un depósito de relaves (elaboración propia).	6
Figura 2-2: Método de construcción aguas abajo (INAP, 2012).	7
Figura 2-3: Método de construcción eje central (INAP, 2012).	7
Figura 2-4: Método de construcción aguas arriba (INAP, 2012).	7
Figura 2-5: Esquema de superficies de falla planar y de bloque en un depósito de relaves (elaboración propia).	11
Figura 2-6: Esquema de superficies de falla circulares y compuesta en un depósito de relaves (elaboración propia).	11
Figura 2-7: Esquema de una falla por rebalse (elaboración propia).	12
Figura 2-8: Esquema de una falla por erosión interna (elaboración propia).	13
Figura 2-9: Representación de las dovelas en una masa en deslizamiento (GEOSLOPE International Ltd., 2020).	14
Figura 2-10: Representación gráfica de la ecuación de resistencia al corte de Mohr-Coulomb (Ahmed, 2018).	18
Figura 2-11: Representación gráfica de la resistencia al corte en condición no drenada (Ahmed, 2018).	18
Figura 2-12: Ejemplo de función de densidad de probabilidad normal (GEOSLOPE International Ltd., 2020).	22
Figura 2-13: Ejemplo de función de muestreo normal (GEOSLOPE International Ltd., 2020). ..	23
Figura 2-14: Ejemplo de función estándar de densidad de probabilidad log-normal (GEOSLOPE International Ltd., 2020).	24
Figura 2-15: Ejemplo de función de muestreo log-normal (GEOSLOPE International Ltd., 2020).	24
Figura 2-16: Ejemplo de función de densidad de probabilidad uniforme (GEOSLOPE International Ltd., 2020).	25
Figura 2-17: Ejemplo de función de muestreo uniforme (GEOSLOPE International Ltd., 2020). ..	25
Figura 2-18: Ejemplo de función de densidad de probabilidad triangular (GEOSLOPE International Ltd., 2020).	26
Figura 2-19: Ejemplo de función de muestreo triangular (GEOSLOPE International Ltd., 2020).	26
Figura 2-20: Ejemplo de función de densidad de probabilidad spline general (GEOSLOPE International Ltd., 2020).	27
Figura 2-21: Ejemplo de función de muestreo spline general (GEOSLOPE International Ltd., 2020).	27
Figura 5-1: Esquema explicativo del método de codificación de los casos de estudio (elaboración propia).	51
Figura 6-1: Límites geométricos de los modelos (elaboración propia).	52
Figura 6-2: Esquema del sistema de impermeabilización representado por una región con material de baja permeabilidad (elaboración propia).	53
Figura 6-3: Esquema del sistema de impermeabilización representado por una región vacía (elaboración propia).	53
Figura 6-4: Esquema de superficies de fallas viables (azul) e inviables (rojo) según SLOPE/W para cuando se tiene una región vacía (morado) (elaboración propia).	54

Figura 6-5: Esquema representativo de las condiciones de borde (elaboración propia).	55
Figura 6-6: Esquema representativo del nivel freático poco regular en el caso EG1NF3CS2 (resultado obtenido de SEEP/W).	55
Figura 6-7: Esquema del mallado con curva representativa del nivel freático en caso EG1NF3CS2 (imagen obtenida de SEEP/W).	56
Figura 6-8: Esquema del mallado sin curva representativa del nivel freático en caso EG1NF3CS2 (imagen obtenida de SEEP/W).	56
Figura 6-9: Esquema representativo del nivel freático final en caso EG1NF3CS2 (resultado obtenido de SEEP/W).	57
Figura 6-10: Esquema del nivel freático en situación casi vertical presente en el caso EG1NF1CS1 (resultado obtenido de SEEP/W).	57
Figura 6-11: Esquema de redes de flujo con leyenda de sus presiones de poros para los casos TG1NF2CS1, TG1NF2CS2 y TG1NF2CS3 (resultado obtenido de SEEP/W).	58
Figura 6-12: Esquema de las superficies de deslizamiento a evaluar en el presente análisis (elaboración propia).	59
Figura 6-13: Esquema de definición de una falla tipo bloque en SLOPE/W (GEOSLOPE International Ltd., 2020).	59
Figura 6-14: Superficies de fallas tipo bloque evaluadas en el caso TG1NF2CS1 (resultado obtenido de SLOPE/W).	60
Figura 6-15: Representación de la definición del bloque izquierdo (imagen modificada a partir de resultado obtenido de SLOPE/W).	61
Figura 6-16: Representación de la definición del bloque derecho (imagen modificada a partir de resultado obtenido de SLOPE/W).	61
Figura 6-17: Superficie de falla global circular para caso EG1NF3CS2 (imagen modificada a partir de resultado obtenido de SLOPE/W).	62
Figura 6-18: Superficie de falla superficial circular para caso TG1NF2CS1 (imagen modificada a partir de resultado obtenido de SLOPE/W).	63
Figura 7-1: Esquema de redes de flujo con leyenda de sus presiones de poros para los casos TG1NF1CS1, TG1NF1CS2 y TG1NF1CS3 (Imagen obtenida de SEEP/W).	65
Figura 7-2: Esquema de la superficie de falla global tipo bloque para el caso TG1NF1CS1 (imagen obtenida de SLOPE/W).	66
Figura 7-3: Esquema de la superficie de falla global circular para el caso TG1NF1CS1 (imagen obtenida de SLOPE/W).	66
Figura 7-4: Esquema de la superficie de falla superficial circular para el caso TG1NF1CS1 (imagen obtenida de SLOPE/W).	66
Figura 7-5: Esquema de la superficie de falla global tipo bloque para el caso EG1NF1CS1 (imagen obtenida de SLOPE/W).	67
Figura 7-6: Esquema de la superficie de falla superficial circular para el caso TG1NF3CS1 (imagen obtenida de SLOPE/W).	70
Figura 7-7: Esquema de la superficie de falla superficial circular para el caso EG1NF3CS1 (imagen obtenida de SLOPE/W).	71
Figura 7-8: Esquema de la superficie de falla superficial circular para el caso EG1NF4CS1 (imagen obtenida de SLOPE/W).	71

Figura 8-1: Factores de seguridad promedio, sus diferencias y desviaciones estándar en función de las variaciones de niveles freáticos para los distintos casos de estudio y tipos de falla del tranque de relaves (elaboración propia).....	76
Figura 8-2: Factores de seguridad promedio, sus diferencias y desviaciones estándar en función de las variaciones de niveles freáticos para los distintos casos de estudio y tipos de falla del embalse de relaves (elaboración propia).	76
Figura 8-3: Factores de seguridad promedio, sus diferencias y desviaciones estándar en función de las variaciones de geometrías para los distintos casos de estudio y tipos de falla del tranque de relaves (elaboración propia).	77
Figura 8-4: Factores de seguridad promedio, sus diferencias y desviaciones estándar en función de las variaciones de geometrías para los distintos casos de estudio y tipos de falla del embalse de relaves (elaboración propia).	77
Figura 8-5: Factores de seguridad promedio, sus diferencias y desviaciones estándar en función de las variaciones de los coeficientes sísmicos para los distintos casos de estudio y tipos de falla del tranque de relaves (elaboración propia).....	78
Figura 8-6: Factores de seguridad promedio, sus diferencias y desviaciones estándar en función de las variaciones de los coeficientes sísmicos para los distintos casos de estudio y tipos de falla del embalse de relaves (elaboración propia).....	78
Figura 8-7: Diagrama de flujo que resume las jerarquizaciones de los tres parámetros críticos analizados, para las distintas situaciones (elaboración propia).	90
Figura 8-8: Diagrama de flujo que resume las jerarquizaciones de los cuatro parámetros críticos, considerando diferencias promedio (elaboración propia).	91
Figura 8-9: Diagrama de flujo que resume las jerarquizaciones de los cuatro parámetros críticos, considerando diferencias máximas (elaboración propia).	93

1. Introducción

La industria minera lleva años siendo un motor de desarrollo para Chile, esta ha estado aportando con al menos un 8% del PIB nacional desde el año 2011. En el 2019 aportó con un 9% del PIB del país y en el acumulado al tercer trimestre del 2020 ha aportado con un 12% (Consejo Minero, 2021). Se destacan estos resultados positivamente en especial si se toma en cuenta el mensaje del presidente ejecutivo del Consejo Minero, Joaquín Villarino Herrera (Consejo Minero, 2021), que afirma que al igual que para prácticamente todas las actividades del país, la minería no ha sido la excepción y también se ha visto afectada por la expansión del coronavirus.

Dentro de la industria minera se destaca la minería del cobre, esta corresponde a más del 90% de las exportaciones mineras de Chile. Este mineral, además, se destaca por ser necesario a nivel mundial para diversos fines; se estima que un 31% del cobre se utiliza en construcción, un 24% en redes eléctricas, 24% en consumo general (monedas, aparatos electrónicos y otros), 11% en transporte y un 10% en maquinaria industrial (Consejo Minero, 2020).

Como Chile posee un 23% de las reservas de cobre del mundo (Consejo Minero, 2021), este tiene la responsabilidad de explotar el mineral con tal de satisfacer la demanda mundial. La dificultad que se presenta a esto es el proceso de explotación del mineral. De la roca que se busca procesar, algo menos de 1% corresponde al elemento de interés económico que se desea recuperar. Este, además, debe ser finamente molido y debe someterse a procesos de flotación para así obtener lo que se conoce como el “concentrado”, el cual se caracteriza por poseer concentraciones de entre un 20 y un 30% de cobre (SERNAGEOMIN, 2021). El resto del material se considera muy pobre en cobre como para ser rentable y por ende pasa a convertirse en el desecho del proceso. Estos se denominan relaves y deben ser depositados de forma segura y amigable para el medio ambiente.

En el año 2019, Chile produjo 5,8 millones de toneladas de cobre, y esta producción podría aumentar a 8 millones de toneladas a partir del año 2026 si se ejecutan todos los proyectos mineros en carpeta (Consejo Minero, 2020). Obviamente la producción minera viene de la mano con la producción de relaves, en Chile se producen aproximadamente 1,8 millones de toneladas de relave al día (CORFO, 2017) y se espera que esta cantidad vaya en aumento con el paso de los años. Con esto surgen las siguientes interrogantes ¿Dónde y cómo se almacenan estas masivas cantidades de relave producido?, la respuesta es en depósitos de relaves. Estas estructuras cumplen la función de almacenar los relaves de forma segura, es decir, asegurando tanto la estabilidad física como química del depósito; y a la vez buscan recuperar una fracción del agua presente en el relave para su reutilización (Decreto Supremo N°248, 2007).

Para la correcta reutilización de dicho recurso hídrico, primero debe asegurarse la estabilidad química del depósito. Los relaves corresponden a roca molida que puede poseer diversas mineralogías, en el caso de los yacimientos metálicos (cobre, plomo, oro, hierro, entre otros) y de carbón, se pueden encontrar grandes cantidades de sulfuros (Fundación Chile, 2015). Estos cuando se mantienen en contacto con agua y se exponen al oxígeno ambiental reaccionan y generan lo que se conoce como drenaje ácido de roca (INAP, 2012), también conocido por otros autores como

drenaje minero (Fundación Chile, 2015). La generación de esta sustancia imposibilita la reutilización del agua recuperada y a la vez impone un riesgo para el medio ambiente (INAP, 2012).

Los depósitos de relaves al igual que toda obra de ingeniería, pueden estar sujetos a fallas. Estas pueden ser catastróficas, como también leves. Las primeras usualmente comprometen el objetivo principal del depósito, es decir, se producen fallas de flujos en las cuales escurre parte del material almacenado. En cuanto a las segundas, a modo de ejemplo estas pueden ser pequeñas fallas de deslizamiento que después de deslizarse por una leve distancia, la presión del suelo sobre el muro se alivia y el deslizamiento se detiene sin comprometer así a la estructura completa o a la operabilidad de esta. Para distinguir a estas fallas leves sin graves consecuencias de las fallas catastróficas es que se acuña el termino de “rendimiento insatisfactorio” (Duncan, 2000).

Una de las fallas catastróficas en depósitos de relaves chilenos más reciente sería la del tranque Las Palmas (2010). En este, colapsó el 80% del volumen total del depósito, este material escurrió hacia los esteros aledaños y propiedades de particulares, y a la vez ocasionó la muerte de cuatro personas residentes de una vivienda cercana (Minería chilena, 2010). Para evitar fallas de esta magnitud y fatalidades como las de este caso, es que se vuelve el deber de todo ingeniero civil el diseñar con la intención de proteger la vida.

Para lograr dicho cometido es que resulta de interés para la ingeniería civil el desarrollar diversos análisis y estudios sobre la estabilidad física de los depósitos de relaves. Este tipo de estabilidad, sobre dichas estructuras, abarca varios campos, entre ellos se encuentra la estabilidad de taludes, la cual será en la que estará enfocada el presente trabajo.

En la ingeniería civil, es común que los diseños de ciertas estructuras estén dados por factores de seguridad. Estos en algunos casos pueden estar normados mientras que en otros están basados en experiencia. El problema que surge a partir de esto es que dicho factor se ve como algo absoluto sin importar el nivel de incertidumbre que poseen los cálculos de este (Duncan, 2000). Por esto, se vuelve de importancia para la ingeniería civil el realizar análisis de confiabilidad que permitan evaluar los efectos de esas incertidumbres sobre la estabilidad de la estructura.

Tomando lo anterior en cuenta es que el presente estudio busca analizar probabilísticamente la estabilidad de taludes, de depósitos de relaves tipo, evaluando los siguientes cuatro parámetros: la resistencia al corte de los materiales que constituyen el relleno del muro, la geometría de este, el nivel freático y los coeficientes sísmicos. Para efectos de este informe, de aquí en adelante, estos cuatro parámetros a estudiar se conocerán como parámetros críticos.

El presente trabajo de título busca conocer y comprender de una mejor manera las consecuencias y efectos que ejercen los cuatro parámetros críticos estudiados sobre la estabilidad de taludes en los depósitos de relaves. Esto se realiza tomando en cuenta las incertidumbres que poseen ciertos parámetros que componen a los análisis de estabilidad de taludes. Por último, también se quiere lograr realizar una jerarquización apropiada sobre cuáles de los cuatro parámetros críticos analizados influyen de mayor manera sobre dicha estabilidad.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo General

El objetivo general del presente trabajo de título es desarrollar un análisis de sensibilidad sobre la estabilidad de taludes en tranques y embalses de relave. Los parámetros críticos por evaluar en este análisis son la resistencia al corte de los materiales que constituyen el relleno del muro, la geometría de este, el nivel freático y los coeficientes sísmicos.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Estudiar los prismas resistentes que componen a los depósitos de relaves, analizar sus composiciones, tipos, geometrías, tipos de fallas, entre otras características.
- Establecer los valores y rangos de valores a analizar de los siguientes parámetros críticos: resistencia al corte de los materiales que constituyen el relleno del muro, geometría de este, nivel freático y coeficientes sísmicos.
- Realizar sobre los taludes de tranques y embalses de relaves, análisis de estabilidad probabilísticos y determinísticos de equilibrio límite, con respecto a los cuatro parámetros críticos previamente mencionados, mediante el software SLOPE/W de GeoStudio.
- Definir una jerarquización de la influencia de los cuatro parámetros críticos en términos de la estabilidad de taludes.

1.2 Estructura de Trabajo

El presente trabajo de título se compone por 10 capítulos, la introducción corresponde al número 1 de estos. En el 2 se presenta el marco teórico, en este se abarca la teoría detrás de los conceptos que forman parte del análisis de sensibilidad, es decir, método de equilibrio límite, análisis probabilístico, modelos constitutivos, entre otros. El capítulo 3 presenta la metodología utilizada para desarrollar este trabajo.

En el capítulo 4 se presentan los primeros resultados. Estos corresponden a los valores y rangos, encontrados en la revisión bibliográfica, de los distintos parámetros que componen al presente trabajo. En el capítulo 5 se seleccionan, a partir de los resultados del capítulo 4, los parámetros que compondrán a los casos de estudio y la cantidad de estos últimos. El 6, presenta detalles y definiciones propias de los modelos a realizar en los softwares que realizan los análisis que componen a este trabajo. En el capítulo 7 se presentan los resultados obtenidos de dichos análisis y en el 8 se analizan y se discuten.

El capítulo 9 presenta las conclusiones sobre el presente trabajo de título y finalmente en el 10 se exponen algunas recomendaciones para trabajos e investigaciones que se podrían realizar a futuro.

Posterior a estos 10 capítulos se incluye la bibliografía y una sección de anexos.

2. Marco Teórico

En este capítulo se abarca la teoría detrás de los principales conceptos que forman parte del presente trabajo de título.

2.1 Depósitos de Relave

En parte ya se introdujeron algunos de los conceptos utilizados en el presente capítulo, pero no está de más recapitular. El relave se define según el Decreto Supremo N°248 (2007) como: “Suspensión de sólidos en líquidos, formando una pulpa, que se generan y desechan en las plantas de concentración húmeda de especies minerales que han experimentado una o varias etapas en circuito de molienda fina”.

Ahora, un depósito de relaves corresponde a la estructura que contiene de forma segura estos desechos y su objetivo además de almacenarlo con seguridad, también busca recuperar parte del agua que transporta a dicho material (Decreto Supremo N°248, 2007). Vale la pena destacar aquí que toda faena minera que genere y deba depositar relaves como parte del proceso extractivo, está obligada a cumplir las disposiciones presentes en el Decreto Supremo N°248 (2007).

2.1.1 Tipos de Depósitos de Relaves

Existen diversos tipos de depósitos de relaves, estos pueden variar según la cantidad de agua que se utiliza para transportar al relave o la forma de contener dicho material. A continuación, se presentan descripciones de algunos tipos de estos, dadas por el Decreto Supremo N°248 (2007):

- **Embalse de relaves:** Corresponde al depósito de relaves cuyo muro de contención está compuesto por material de empréstito. Este se encuentra impermeabilizado tanto en su coronamiento como en su talud aguas arriba, esta impermeabilización puede realizarse con un material de baja permeabilidad o con un material sintético como una geomembrana de alta densidad. También se conocen como embalse de relaves, los depósitos que se ubican en una depresión del terreno que no requiere de la construcción de un muro de contención.
- **Tranque de relaves:** Consiste en un depósito de relaves cuyo muro de contención se compone por la fracción más gruesa del relave (arenas). El artículo 55 del Decreto Supremo N°248 (2007) impone que esta fracción gruesa no debe estar constituida por más de un 20% de partículas menores a la malla #200 (0,074 [mm]).
- **Relaves espesados:** Este consiste en ser un depósito de relaves donde sus desechos, antes de ser depositados, son sometidos a un proceso de sedimentación, esto se realiza con un equipo denominado espesador, y con ello se logra eliminar una parte importante del agua que contienen. Estos depósitos deben evitar que el relave fluya a otras áreas distintas a las del emplazamiento determinado y a la vez debe contar con piscinas de recuperación del agua remanente.
- **Relaves filtrados:** De manera similar al anterior, este depósito somete a los relaves a un proceso de filtración antes de ser depositados. Esto lo realiza mediante equipos especiales

de filtros que se encargan de asegurar que la humedad sea menor al 20%. Este depósito debe asegurarse que el relave depositado no fluya a otras áreas distintas a las del emplazamiento determinado.

- **Relaves en pasta:** Este tipo de depósito se compone de relaves que presentan una situación intermedia entre el relave espesado y el filtrado. Dicho relave corresponde a una mezcla de agua con sólido, la cual dispone de un bajo contenido de agua y su sólido posee una alta presencia de partículas finas. Esto da como resultado una consistencia espesa, similar a una pulpa de alta densidad.
- **Otros tipos:** Existen otros tipos de depósitos de relaves, que son bastante menos comunes a los previamente mencionados. Algunos ejemplos de estos son los depósitos en minas subterráneas, en rajos abandonados, entre otros (SERNAGEOMIN, 2021).

En este trabajo de título, se estudian los tranques y embalses de relaves. Es por ello, que resulta conveniente mencionar que, de ahora en adelante, para efectos del presente informe, cuando este se refiera a depósitos de relaves, se estará refiriendo exclusivamente a estos dos tipos.

2.1.2 Composición de un depósito de relaves

Según SERNAGEOMIN (2021), un depósito de relaves se constituye de los siguientes componentes:

- **Muro:** También conocido como prisma resistente, este corresponde a la obra de ingeniería que permite contener los relaves que en ella se descargan, es decir, delimita la cubeta.
- **Cubeta:** Esta corresponde a la zona del depósito de relaves en la cual se depositarán estos mismos (Decreto Supremo N°248, 2007). Dentro de la cubeta, debido a un proceso de sedimentación de las partículas sólidas, se puede formar la laguna de aguas claras.
- **Laguna de aguas claras:** Masa de agua que se forma en la cubeta por la sedimentación o decantación de la fracción sólida del relave.
- **Sistema de drenaje:** Sistema ubicado en la base del muro que se utiliza para retirar el agua y deprimir a un grado adecuado el nivel freático que se encuentra en el interior de este. El sistema en cuestión debe de diseñarse con un alto factor de seguridad ($FS \geq 10$) y debe construirse con un riguroso control de calidad (Valenzuela, 2016).
- **Coronamiento:** Corresponde a la parte superior del prisma resistente. El artículo 50 del Decreto Supremo N°248 (2007), impone que el coronamiento del muro de un depósito de relaves debe ser como mínimo de 2 [m].
- **Revanca:** Es la diferencia menor, en cota, entre el coronamiento del muro y la superficie inmediatamente vecina del relave (puede ser superficie de agua como también fracción sólida). El artículo 49 del Decreto Supremo N°248 (2007), impone que la revanca debe ser como mínimo de 1 [m]. El artículo 30 del Decreto 50 (2015) también establece dicho valor mínimo, pero junto a este impone ciertas consideraciones para la determinación de la

revancha de diseño como lo serían: Efecto del viento, altura de la ola causada por el viento, asentamiento por consolidación de la estructura y asentamiento dinámico causado por sismo.

- Canal de contorno: Corresponden a los canales de desvío que se encargan de captar y desviar las escorrentías superficiales aledañas al depósito de relaves, impidiendo así el ingreso de estas aguas a la cubeta de la obra.
- Playa activa: Zona donde se descargan los relaves en la cubeta, se denomina playa debido a que usualmente esta zona está seca en la superficie y se asemeja a una playa de arenas finas.

En la Figura 2-1 se presenta un esquema que ejemplifica a un depósito de relaves estándar e indica todas sus componentes.

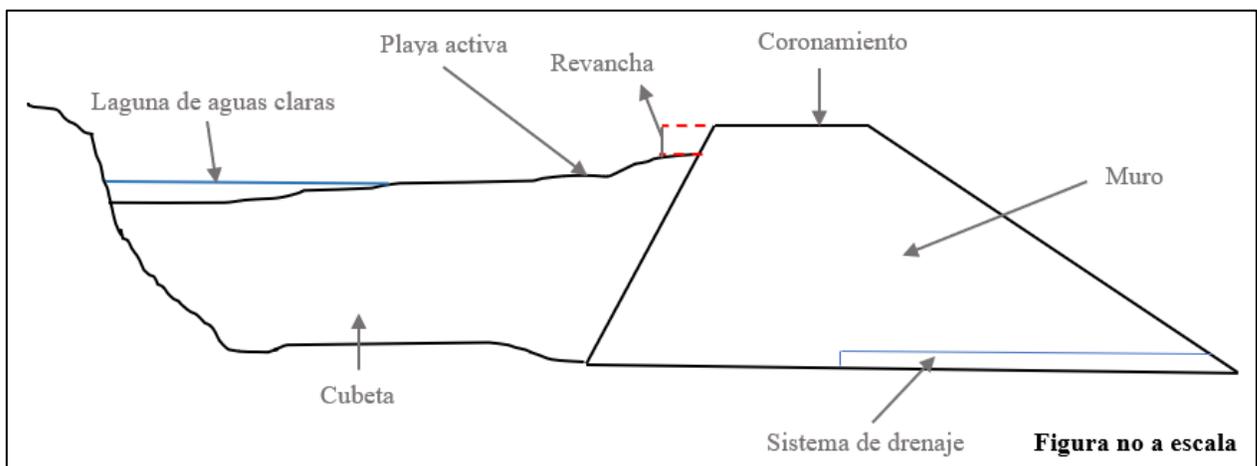


Figura 2-1: Vista de perfil de un depósito de relaves (elaboración propia).

2.1.3 Métodos Constructivos

Los tranques de relaves poseen la peculiaridad de que son construidos por etapas. Primero se comienza con un muro de partida (starter dyke), que luego se eleva a medida que se llena la cubeta con relave. Esto separa la situación de los tranques de relaves en etapas de operación y etapas de construcción. Con respecto a las últimas, existen tres métodos constructivos para elevar la altura del prisma resistente, estos son: el método aguas abajo (ver Figura 2-2), eje central (ver Figura 2-3) y aguas arriba (ver Figura 2-4).

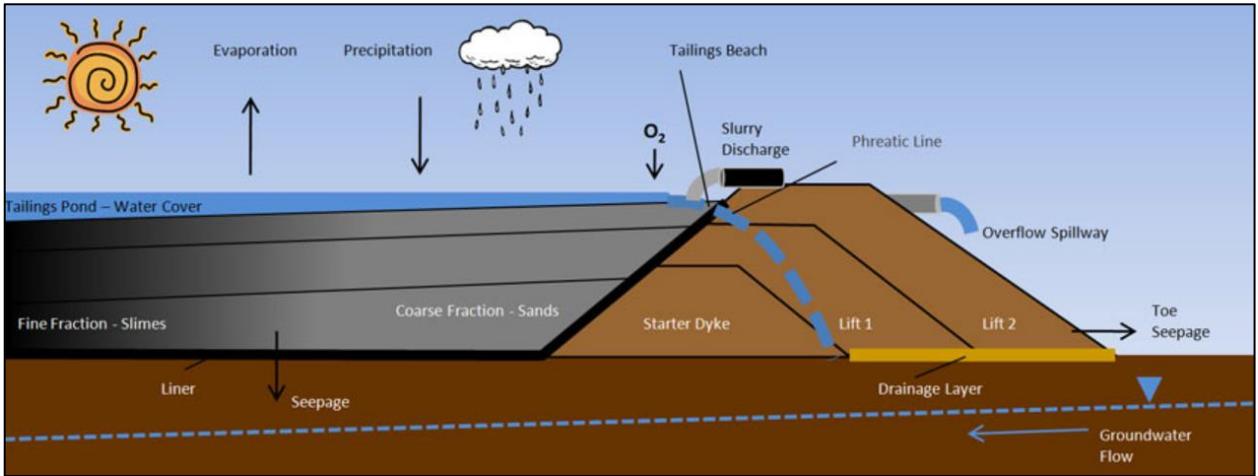


Figura 2-2: Método de construcción aguas abajo (INAP, 2012).

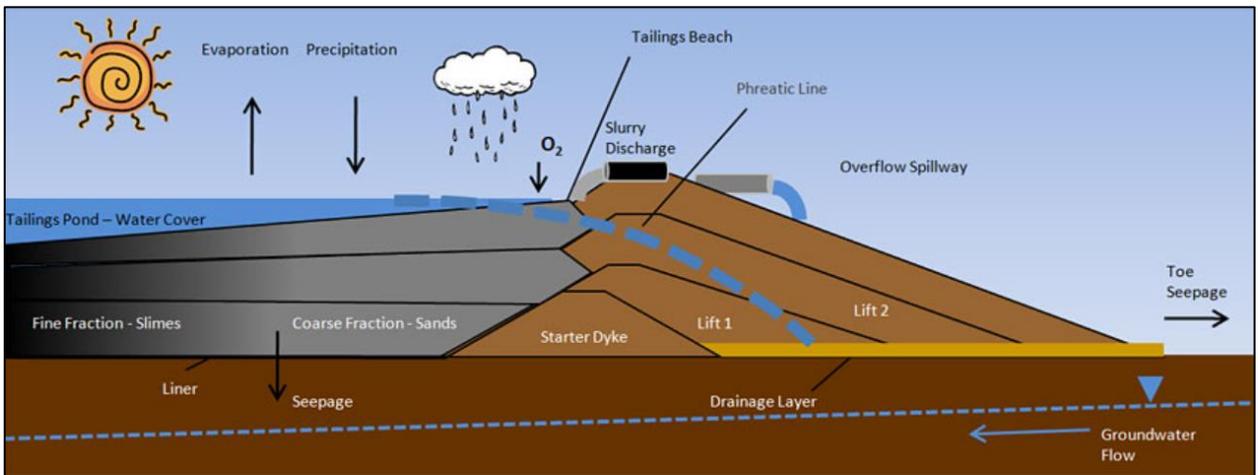


Figura 2-3: Método de construcción eje central (INAP, 2012).

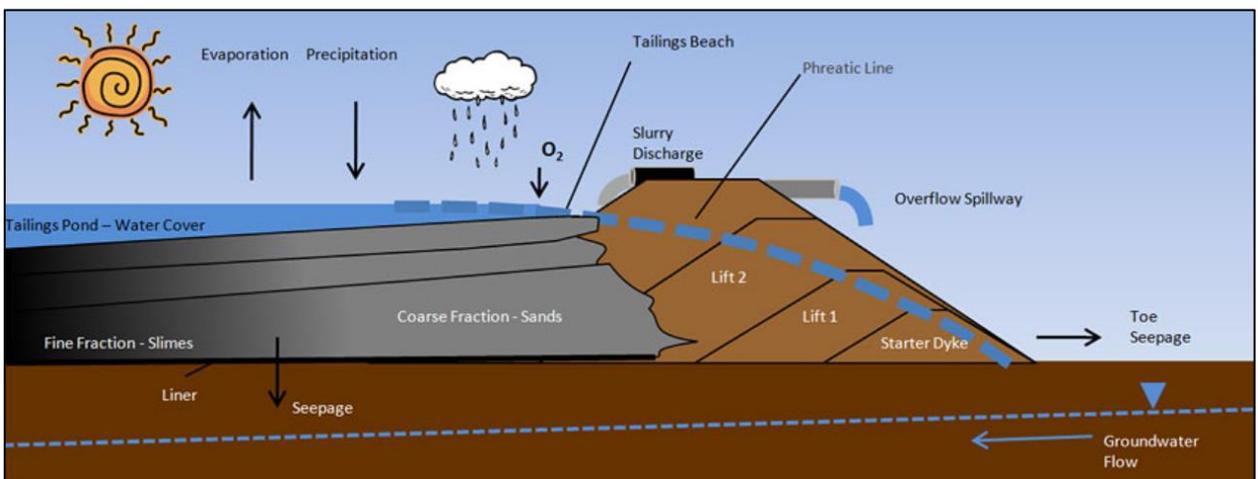


Figura 2-4: Método de construcción aguas arriba (INAP, 2012).

Las figuras anteriores provienen del capítulo 4 del GARD Guide (INAP, 2012), y un factor importante para rescatar de estas es que bajo el muro de partida no se realiza sistema de drenajes. Esto implica directamente que el método de construcción aguas arriba no tiene un sistema de drenajes, provocando así, que su nivel freático no se deprima a los niveles deseados y se posea agua en gran parte de la estructura. Esta condición del nivel freático, además del hecho que en este método las elevaciones posteriores se fundan sobre relaves, provocan que esta forma de construcción sea más riesgosa que las demás. Debido a esto y a otras razones, es que el artículo 50 del Decreto Supremo N°248 (2007) prohíbe este método de construcción en Chile desde el año 1970.

2.2 Catastro de Depósitos de Relaves Chilenos

Del catastro de depósitos de relaves realizado por el Servicio Nacional de Geología y Minería (SERNAGEOMIN, 2020), se pueden obtener ciertos datos sobre la situación actual de los depósitos de relaves en Chile. Algunos de estos datos son el nombre de la empresa, la faena, región y provincia en que se ubica, nombre de la instalación, tipo de depósito, recurso que se explota, sus coordenadas, estado de la instalación, método constructivo, volúmenes, etc.

De este catastro se obtiene que actualmente en Chile existen 757 depósitos de relaves registrados. Ahora, para el presente trabajo de título, es de utilidad conocer la situación con respecto al tipo de depósito (ver Tabla 2-1), el estado en el que se encuentran (ver Tabla 2-2) y el método constructivo utilizado en los tranques de relaves (ver Tabla 2-3).

Tabla 2-1: Cantidad de depósitos según su tipo (SERNAGEOMIN, 2020).

Tipo de depósito	Cantidad [-]	Porcentaje aproximado [%]
Tranque	606	80,1
Embalse	122	16,1
Filtrado	16	2,1
Espesado	6	0,8
En pasta	5	0,7
Otros	2	0,3
Total	757	100

Tabla 2-2: Cantidad de depósitos según su estado (SERNAGEOMIN, 2020).

Estado instalación	Cantidad [-]	Porcentaje aproximado [%]
Inactivo	467	61,7
Abandonado	173	22,9
Activo	112	14,8
En construcción	5	0,7
Total	757	100

Tabla 2-3: Cantidad de tranques según su método de construcción (SERNAGEOMIN, 2020).

Método de construcción	Cantidad [-]	Porcentaje aproximado [%]
Aguas arriba	213	35,1
Eje central	89	14,7
Aguas abajo	42	6,9
Sin información	262	43,2
Total	606	100

2.3 Mecanismos de Fallas Observados en Depósitos de Relaves Chilenos

Del catastro de depósitos de relaves presentado en el capítulo 2.2 es fácil notar que gran parte de los tranques poseen un método de construcción aguas arriba, esto se debe a que previo al año 1960 la mayoría de los depósitos de relaves se realizaban con dicho método constructivo. Las fallas en dichas estructuras construidas mediante este método son bastante más comunes que aguas abajo y eje central (Valenzuela, 2016). Ahora, se puede intentar refutar la afirmación anterior indicando que las fallas son más comunes en este método constructivo debido a que una mayor cantidad de depósitos se realizan con este. Pero el objetivo de todo diseño es que la estructura no falle, y en el caso chileno los tranques construidos mediante los métodos aguas abajo o eje central no poseen registros de fallas con excepción de algunos pequeños incidentes con daños mínimos (Valenzuela, 2016). Por estos motivos y a la vez debido a la falla catastrófica de El Cobre N°1 en 1965, es que en Chile se prohíbe el método de construcción aguas arriba desde el año 1970.

En un análisis realizado por Villavicencio et al. (2014), se estudian las fallas de 38 tranques de relaves en Chile, de estas se concluye que el 50% de los casos fallaron debido a licuación sísmica con falla de flujo, un 32% falló por inestabilidad de taludes con deformaciones inducidas por sismos y un 18% por rebalses con fallas de flujo. Ahora, si se toma en consideración que los tranques son los depósitos de relaves más comunes en Chile, del análisis se puede concluir que los tres mecanismos de falla mencionados serían los principales en depósitos de relaves chilenos.

La principal causa de fallas de depósitos de relaves en Chile se debe a la alta actividad sísmica del país. Esta afirmación se ve respaldada por el análisis mencionado anteriormente, ya que en este la mayoría de las fallas estudiadas poseen un mecanismo de falla inducido por sismo. A la vez, se identifican cuatro causas principales que contribuyen a la inestabilidad de los depósitos de relaves, estas serían: los métodos de construcción, la mala compactación, el alto contenido de finos en el material que constituye el relleno del muro y los altos grados de saturación (Villavicencio et al., 2014).

A continuación, se describen los principales mecanismos de fallas de depósitos de relaves chilenos.

2.3.1 Licuación Sísmica

Este mecanismo de falla se da por el aumento en las presiones de poros que se genera durante un sismo. Dicho aumento en las presiones de poros implica una reducción en los esfuerzos efectivos, que se traduce en una disminución de la resistencia al corte del suelo en cuestión.

El aumento en las presiones de poros puede ser suficiente como para reducir los esfuerzos efectivos a cero, provocando así que el suelo posea un comportamiento equivalente a un líquido y por ende se genere una falla de flujo en el depósito de relaves.

Algunos factores que contribuyen a que se genere este fenómeno son:

- El grado de compactación que poseen los suelos que componen al prisma resistente.
- La permeabilidad de estos suelos, que se ve relacionada con el contenido de finos del material.
- La presión de poros en el interior del muro, que se encuentra vinculada con el nivel freático y la distancia en la que se encuentra la laguna de aguas claras con respecto a él.
- El método constructivo. Un muro desarrollado por el método de construcción aguas arriba es más propenso a fallar por licuación, debido a que se da este fenómeno en los relaves que se encuentran bajo la estructura (Villavicencio et al., 2014).

Un ejemplo de este mecanismo de falla se dio en el tranque de relaves Antiguo para el terremoto del 14 de octubre de 1997, que afectó a la zona norte de Chile. La licuación se generó por el terremoto en sí y a la vez por las grandes precipitaciones que se registraron en la zona el día anterior al evento en cuestión. Este fenómeno provocó una falla de flujo de aproximadamente 60.000 [m³] de relaves por más de 150 [m] aguas abajo (Villavicencio et al., 2014).

Un ejemplo más reciente sería el ocurrido en el tranque de relaves Las Palmas para el terremoto del Maule, Chile; el 27 de febrero del 2010. Esta falla terminó provocando el fallecimiento de cuatro personas y el escurrimiento del 80% del volumen total del depósito por una distancia de aproximadamente 500 [m] (Villavicencio et al., 2014).

2.3.2 Inestabilidad de Taludes

Este fenómeno consiste en una falla por deslizamiento o rotación de una masa de suelo que en parte se encuentra presente en alguno de los taludes del muro. La superficie de falla puede poseer diversas geometrías; puede ser planar (ver superficie a) de Figura 2-5), por bloques (ver superficie b) de Figura 2-5), circular (ver superficies a) y b) de Figura 2-6) o compuesta (ver superficie c) de Figura 2-6). Y a la vez, puede poseer diversas magnitudes, es decir; puede abarcar sólo al talud en cuestión (superficie a), Figura 2-6), puede comprometer parte del coronamiento (superficie b), Figura 2-6) e incluso puede llegar a considerar el prisma resistente por completo (superficie b), Figura 2-5).

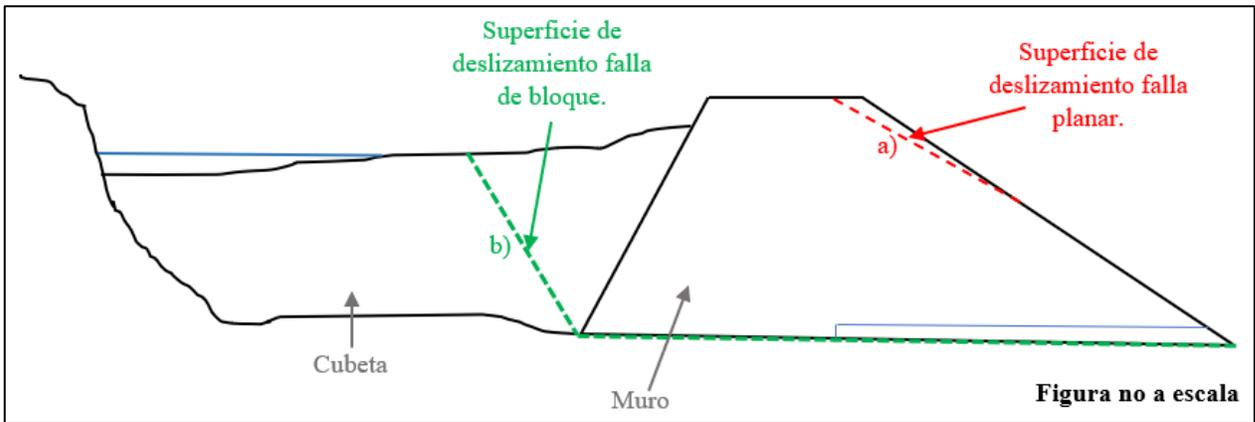


Figura 2-5: Esquema de superficies de falla planar y de bloque en un depósito de relaves (elaboración propia).

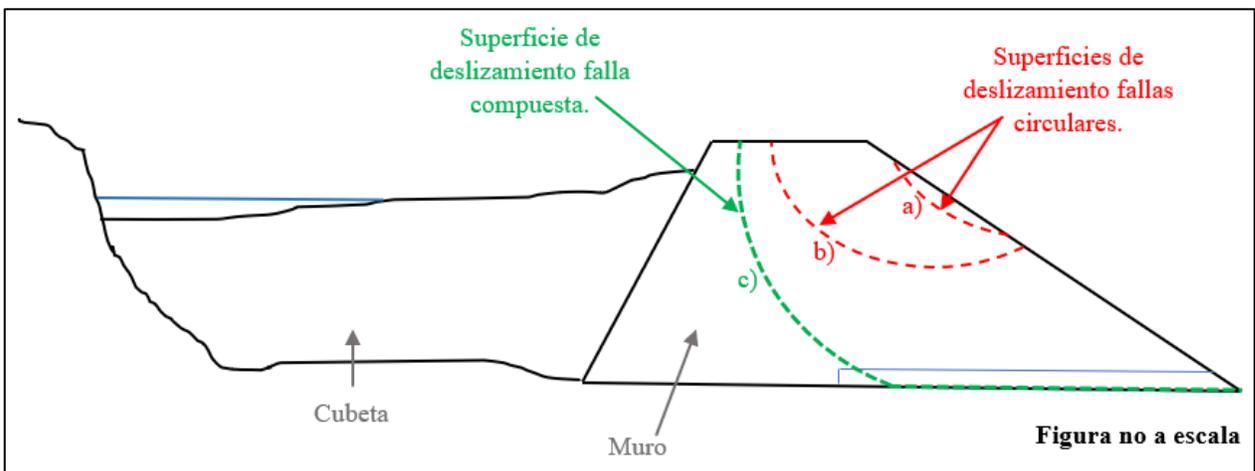


Figura 2-6: Esquema de superficies de falla circulares y compuesta en un depósito de relaves (elaboración propia).

Como se mencionó anteriormente en el caso de licuación sísmica, un sismo aumenta las presiones de poros provocando así una reducción de los esfuerzos efectivos y por ende una disminución de la resistencia al corte de los materiales que constituyen al relleno del muro. Esta baja en la resistencia al corte puede generar grandes deformaciones que posteriormente darían lugar a una falla en los taludes del prisma resistente.

Algunos factores que aportan a que se genere este mecanismo de falla son:

- Un aumento en el nivel freático dentro del muro o un acercamiento de este al talud aguas abajo. Esto se puede dar por lluvias intensas, bloqueo de sistemas de drenaje, fallas en los canales de contorno y malos procesos de deposición de relaves que permiten la formación de la laguna de aguas claras a una cercanía no deseable del prisma resistente.

- Un mal diseño de la estructura, algunos ejemplos que podrían generar este fenómeno son: considerar anchos de coronamientos bajos o el utilizar taludes de pendientes que se acercan al ángulo de fricción en reposo del material que constituye al prisma resistente.
- Procesos de compactación deficientes en los suelos que conforman a la estructura.
- Alta presencia de finos en el material que compone al muro.

Algunos ejemplos de este mecanismo de falla se vieron para el terremoto del 27 de febrero del 2010 en Chile. Estos fueron el tranque Planta Chacón, Tranque No. 1 Planta Bellavista y Tranque Veta del Agua No. 5. Se tiene que los tres tranques poseen una causa para las fallas en común y esta sería una compactación insuficiente del material que constituye al muro. Algunas consecuencias que surgieron a partir de estas fallas fueron la inundación del Tranque No. 2 Planta Bellavista y la obstrucción por una longitud del orden de 100 [m] de un arroyo aledaño al Tranque Veta del Agua No. 5 (Villavicencio et al., 2014).

2.3.3 Rebalse

Este mecanismo de falla consiste en el rebosamiento del agua o relave, que se contiene en la cubeta del depósito, sobre el muro (ver Figura 2-7).

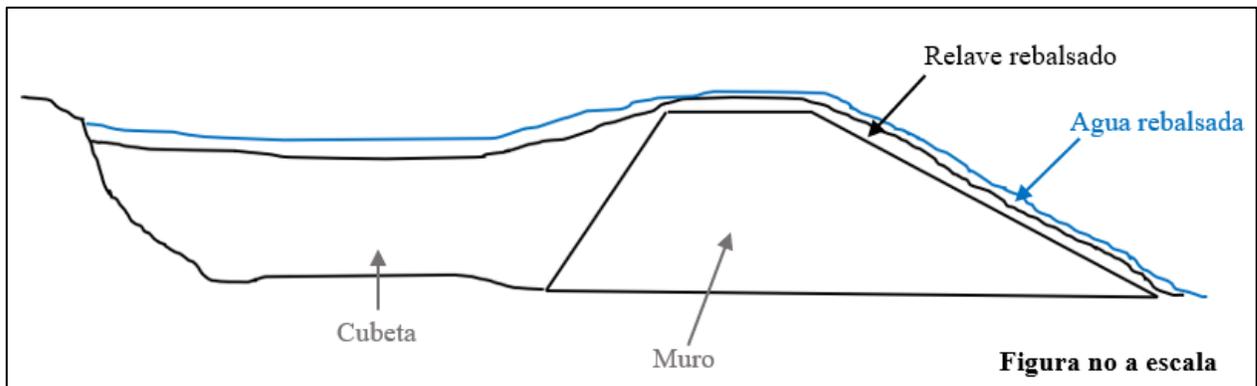


Figura 2-7: Esquema de una falla por rebalse (elaboración propia).

El rebalse del material en sí es un tipo de falla debido a que el material que se desborda de la cubeta contamina al entorno aledaño a la estructura. Pero, además, este fenómeno puede provocar fallas por inestabilidad de taludes y también, puede generar erosiones que posteriormente podrían significar la falla o colapso del muro. A la vez, el incremento rápido de las presiones de poros asociadas al evento de rebalse puede generar licuaciones estáticas en los relaves (Villavicencio et al., 2014).

Este mecanismo de falla puede desatarse por diversos factores o eventos. Fuertes precipitaciones, fallas en los canales de contorno o colapsos de los sistemas de drenaje pueden provocar un aumento en el nivel freático que posiblemente desencadene este fenómeno. Vientos fuertes, sismos o deslizamientos en el interior de la cubeta pueden ocasionar olas dentro de esta que dan como resultado el desborde del material almacenado. Por último, un mal diseño de la revancha mínima

del depósito o una mala administración de la laguna de aguas claras, permitiendo que esta se encuentre cerca del muro, facilita que se efectúe este fenómeno.

Algunos ejemplos de este mecanismo de falla se vieron en la V Región durante el año 2002. El 22 de septiembre de dicho año, los tranques El Cobre 2, 3, 4 y 5 fallaron por este fenómeno que se vio ocasionado por fuertes precipitaciones y en el cual el volumen de material que se desbordó fue de 8.000 [m³]. De la misma forma, el 8 de noviembre del mismo año el tranque El Cobre falló mediante este mecanismo, pero para esta ocasión el material rebalsado fue de 4.500 [m³] (Villavicencio et al., 2014).

2.3.4 Erosión Interna

Este mecanismo de falla no es tan común en depósitos de relaves. Para el caso de los tranques esta afirmación se puede respaldar con el estudio de Villavicencio et al. (2014) en el que como se mencionó anteriormente, analizó fallas en 38 tranques de relaves chilenos y ninguno de estos presentó falla por erosión interna. En cuanto a embalses, históricamente la erosión interna ha provocado la falla de aproximadamente 0,5% de estos (Fell et al., 2003). A pesar de lo poco frecuente que estas sean, de igual manera vale la pena incluirlo en el presente capítulo.

Este fenómeno consiste en la generación de un conducto dentro del prisma resistente, que permite la salida, por el talud aguas abajo, del material almacenado en la cubeta (ver Figura 2-8). Una vez que se forma el conducto, se facilita el progreso de la erosión, pudiendo así provocar el colapso de gran parte de la estructura. El hecho de que se escape el material almacenado ya es considerado como una falla del depósito, pero además este mecanismo puede dar lugar a otros tipos de falla, como lo serían inestabilidad de taludes y fallas de flujo.

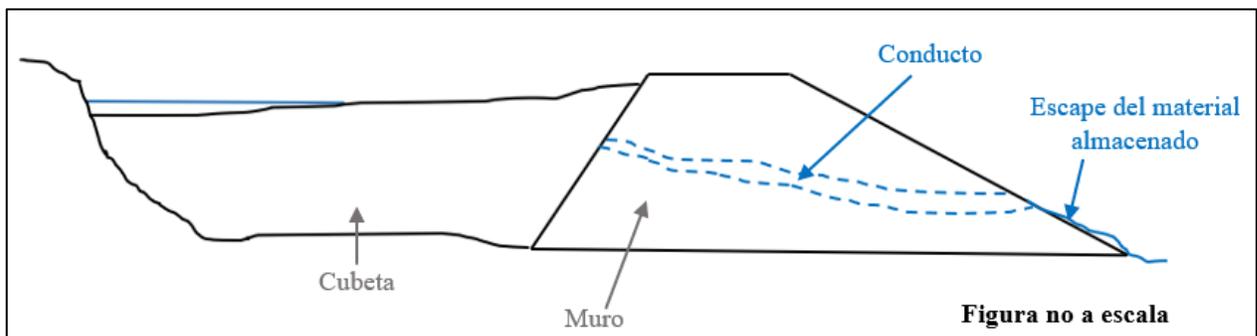


Figura 2-8: Esquema de una falla por erosión interna (elaboración propia).

2.4 Métodos de Equilibrio Limite

Estos métodos son los más utilizados en la práctica para el cálculo de estabilidad de taludes y se basan fundamentalmente en una consideración de equilibrio plástico limite (Barrera y Campaña, 2005). Con el paso de los años, se han desarrollado bastantes métodos para calcular los factores de seguridad de taludes y la mayoría de estos utilizan los principios de equilibrio limite como base, la excepción a esto, serían los métodos de elementos finitos que se abarcan en el capítulo 2.5.

La mayor parte de los métodos que se basan en equilibrio límite son bastante similares, estos consisten en subdividir la masa de suelo, que puede llegar a deslizarse, en una cierta cantidad de dovelas (ver Figura 2-9). Las diferencias entre cada uno radican en qué ecuaciones de equilibrio estático se satisfacen, cuales fuerzas entre dovelas se incluyen y cuál sería la relación que se asume entre las fuerzas de corte y normales entre dovelas (GEOSLOPE International Ltd., 2020).

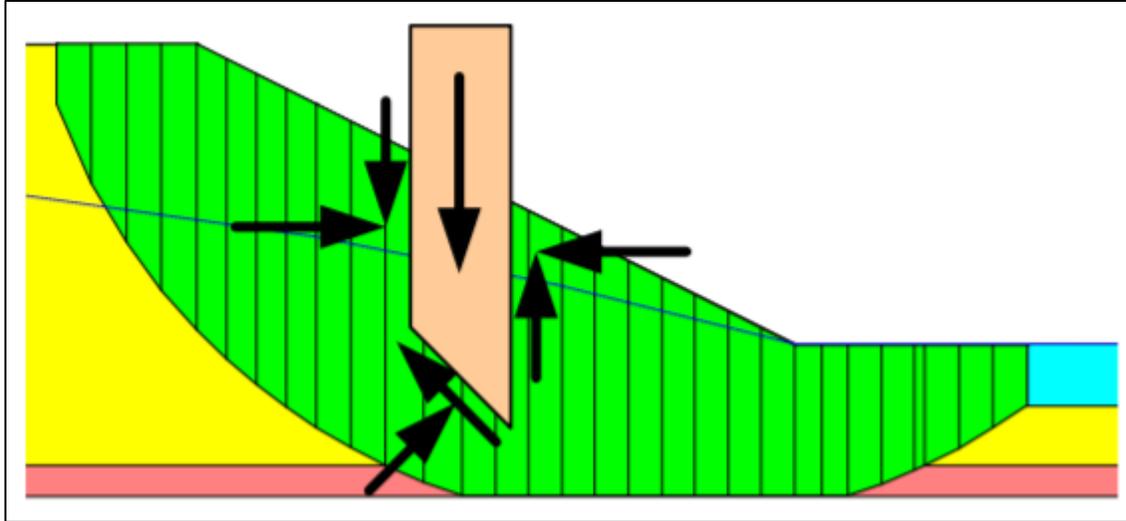


Figura 2-9: Representación de las dovelas en una masa en deslizamiento (GEOSLOPE International Ltd., 2020).

Para que la solución del presente método converja, tanto las fuerzas que actúan sobre cada dovela como la totalidad de la masa en deslizamiento deben encontrarse en equilibrio.

En la Tabla 2-4 se presenta una lista de los métodos de equilibrio límite que se encuentran disponibles para utilizar en el software SLOPE/W de GeoSlope. A la vez, se indican qué ecuaciones de equilibrio estático estas satisfacen.

Tabla 2-4: Métodos de equilibrio límite y ecuaciones de equilibrio estático que satisfacen (GEOSLOPE International Ltd., 2020).

Método	Equilibrio de momentos	Equilibrio de fuerzas
Ordinario o de Fellenius	Sí	No
Bishop simplificado	Sí	No
Janbu simplificado	No	Sí
Spencer	Sí	Sí
Morgenstern-Price	Sí	Sí
Corps of Engineers 1	No	Sí
Corps of Engineers 2	No	Sí
Lowe-Karafiath	No	Sí
Janbu generalizado	Sí (por dovela)	Sí
Sarma	Sí	No

De entre los métodos presentados en la Tabla 2-4, se destacan el de Spencer y el de Morgenstern-Price por satisfacer ambas ecuaciones de equilibrio tanto para las dovelas como para la totalidad de la masa deslizante. Además, vale la pena mencionar que el método de Morgenstern-Price se distingue por ser el más preciso de la lista anterior, aunque su comprensión y aplicación es laboriosa (Barrera y Campaña, 2005). En la actualidad, es posible utilizar dicho método gracias al desarrollo de computadores capaces de manejar los procedimientos iterativos y las formulaciones matemáticas, propias de este, que incluyen todas las fuerzas entre dovelas y satisfacen ambas ecuaciones de equilibrio.

La diferencia entre el método de Morgenstern-Price y el de Spencer consiste en las consideraciones que estos toman acerca de las fuerzas de corte entre dovelas. El segundo considera una función constante que infiere que la relación entre fuerzas de corte y normales son invariables entre todas las dovelas (GEOSLOPE International Ltd., 2020). Por otro lado, el primero permite especificar las funciones, esto significa que el método de Morgenstern-Price al tomar en cuenta una función constante es equivalente al de Spencer. Las funciones más comunes son la constante y la “half sine” (GEOSLOPE International Ltd., 2020). La última lo que hace es concentrar las fuerzas de corte entre dovelas en el medio de la masa deslizante, implicando así que la base y el coronamiento posean menores fuerzas. Esta función se considera la estandarizada por simple experiencia e intuición, no posee consideraciones teóricas que la respalden (GEOSLOPE International Ltd., 2020). Es por lo anterior, que si se considera necesario se puede utilizar otra función.

El método de equilibrio limite posee ciertas limitantes, estas se mencionan en la lectura de Krahn (2003) y algunas de estas serían: el hecho de que el método en cuestión se basa puramente en un principio de equilibrio estático, este no toma en cuenta deformaciones o desplazamientos, lo que genera dos consecuencias: la primera es que las variaciones locales en factores de seguridad no se pueden considerar y la segunda es que las distribuciones de esfuerzos calculadas comúnmente pueden ser bastante irreales. Otra limitante es la dificultad para que el resultado converja bajo ciertas condiciones, como lo sería cuando se presentan fuerzas laterales como anclajes. Comúnmente los taludes que requieren de refuerzos laterales son bastante empinados, como consecuencia de esto la superficie de deslizamiento crítica será bien inclinada, y al tomar en cuenta ambos factores, se da que es difícil obtener una solución que converja.

2.5 Método de Elementos Finitos

Una de las limitantes del método de equilibrio limite era el no incluir relaciones de esfuerzo-deformación. Esta pieza faltante no se encuentra ausente en los análisis de elementos finitos. Es por ello por lo que en algunos análisis de estabilidad de taludes las tensiones en el suelo primero se calculan utilizando el programa de elementos finitos SIGMA/W de GeoStudio, y posteriormente se determinan a partir de ellas los factores de seguridad mediante SLOPE/W (GEOSLOPE International Ltd., 2020).

Se puede asumir que los análisis realizados mediante el método de elementos finitos serían más completos que los de equilibrio limite. Pero esto no necesariamente descarta al segundo como una

herramienta para realizar análisis de estabilidad de taludes, ya que este comúnmente da como resultado un factor de seguridad más conservador. Esta afirmación se ve respaldada por las conclusiones que se obtienen de los trabajos de Dawson et al. (1999) y Griffiths & Lane (1999). De lo anterior, se puede rescatar que la elección del método a utilizar para el análisis dependerá de las prioridades del ingeniero. Por un lado, se tiene un método más completo y a la vez complejo y laborioso (elementos finitos), y por el otro se tiene uno más sencillo, rápido y conservador (equilibrio límite).

GeoStudio dentro de su paquete de programas disponibles también tiene a SEEP/W, el cual es otro software de elementos finitos que se utiliza para analizar problemas de infiltraciones de aguas subterráneas y de disipación de las presiones de poros en materiales porosos como suelos y rocas. Este permite realizar tanto análisis permanentes como análisis transitorios. A pesar de que la herramienta para análisis de estabilidad de taludes SLOPE/W, incluye ciertas formas para poder definir las condiciones del agua dentro del muro, para algunos casos estas no son recomendadas por tomar supuestos incorrectos. Como indica el archivo de ejemplos de GEOSLOPE International Ltd. (2021) que trata sobre las presiones de poros en análisis de elementos finitos, cuando se tienen flujos laterales, no es correcto utilizar las definiciones de líneas piezométricas ofrecidas por SLOPE/W. Lo ideal sería utilizar una herramienta de elementos finitos, para así tomar en cuenta todas las consideraciones dadas por los flujos laterales y a la vez así obtener resultados más sensatos y precisos.

Con respecto a la convergencia del análisis de elementos finitos en SEEP/W, se tiene que: GEOSLOPE International Ltd. (2012), sostiene que la convergencia se obtiene si las soluciones sucesivas, en una iteración, son iguales dentro de una tolerancia especificada o si se alcanza el número máximo de iteraciones. Los productos de GeoStudio determinan la convergencia basándose en dos parámetros, los cuales serían: Cifras significativas y diferencia mínima. Las cifras significativas representan a la cantidad de dígitos de un número que presentan relevancia para la precisión del mismo. Mientras que la diferencia mínima tiene como objetivo eliminar los “ruidos” numéricos, es decir, filtra los dígitos insignificantes que no presentan relevancia física en el contexto del análisis.

Según Potts y Zdravkovic (1999), el método de elementos finitos posee los siguientes pasos:

- Discretización del elemento: Este es el proceso en donde la geometría del problema analizado se compone de regiones pequeñas conocidas como elementos finitos, que poseen nodos definidos en su perímetro.
- Aproximación de variable primaria: Se debe seleccionar una variable primaria, que pueden ser tensiones, desplazamientos, entre otros (en la ingeniería geotécnica, es común adoptar los desplazamientos como la variable primaria). Y se deben escoger reglas sobre como debieran variar a lo largo de un elemento finito establecido. Esta variación se expresa en términos de valores nodales.
- Ecuaciones de los elementos: Usar un principio variacional apropiado (por ejemplo, energía potencial mínima) para derivar las ecuaciones de los elementos (ver ecuación 2-1)

$$[K_E]\{\Delta d_E\} = \{\Delta R_E\} \quad (2-1)$$

Donde:

$[K_E]$: Matriz de rigidez del elemento.

$\{\Delta d_E\}$: Vector de incremento de desplazamientos en el nodo del elemento.

$\{\Delta R_E\}$: Vector de incremento de fuerzas en el nodo del elemento.

- Ecuaciones globales: Combina las ecuaciones de los elementos para formar ecuaciones globales (ver ecuación 2-2).

$$[K_G]\{\Delta d_G\} = \{\Delta R_G\} \quad (2-2)$$

Donde:

$[K_G]$: Matriz de rigidez global.

$\{\Delta d_G\}$: Vector de todos los incrementos de desplazamientos nodales.

$\{\Delta R_G\}$: Vector de todos los incrementos de fuerzas nodales.

- Condiciones de borde: Se formulan condiciones de borde y se modifican las ecuaciones globales. Las cargas afectan a $\{\Delta R_G\}$ y los desplazamientos a $\{\Delta d_G\}$.
- Resolver las ecuaciones globales: Las ecuaciones globales (ver ecuación 2-2), están en la forma de una gran cantidad de ecuaciones simultaneas. Estas se resuelven para obtener los desplazamientos $\{\Delta d_G\}$ en todos los nodos. A partir de estos desplazamientos nodales, se evalúan las magnitudes secundarias, como lo serían las tensiones.

Para la mayoría de las simulaciones realizadas en los programas de GeoStudio, se recomienda utilizar elementos finitos triangulares o cuadrilaterales (GEOSLOPE International Ltd., 2015). La afirmación anterior la respaldan Potts y Zdravkovic (1999), al mencionar que usualmente los problemas de dos dimensiones poseen dichas geometrías.

2.6 Resistencia al Corte de los Suelos

Existen distintas formas para representar la resistencia al corte de los suelos, que constituyen el relleno del muro, en un análisis de estabilidad de taludes. Algunas de estas son: Mohr-Coulomb, SHANSEP, bilinear, Hoek and Brown, entre otras. Las primeras dos son las de mayor interés para el presente trabajo de título, debido a que son las que mejor describen las situaciones del suelo que se buscan analizar en este.

2.6.1 Mohr-Coulomb

Este corresponde al modelo más común para describir las resistencias al corte de un suelo en un análisis de estabilidad de taludes. La ecuación que la describe es la siguiente:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2-3)$$

Donde:

τ_f : Resistencia al corte.

c' : Cohesión.

σ' : Esfuerzo efectivo en la superficie de falla.

ϕ' : Ángulo de fricción interna.

En un gráfico de resistencia al corte en función del esfuerzo normal, se tiene que la inclinación está dada por ϕ' y su intersección con el eje de las ordenadas vendría dado por la cohesión (ver Figura 2-10).

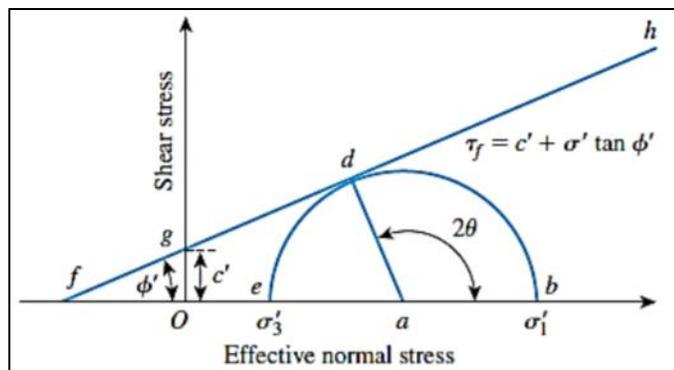


Figura 2-10: Representación gráfica de la ecuación de resistencia al corte de Mohr-Coulomb (Ahmed, 2018).

Una condición no drenada implica que ϕ' es cero, lo cual significa que la resistencia al corte del suelo estaría dada solo por la cohesión de este (ver Figura 2-11).

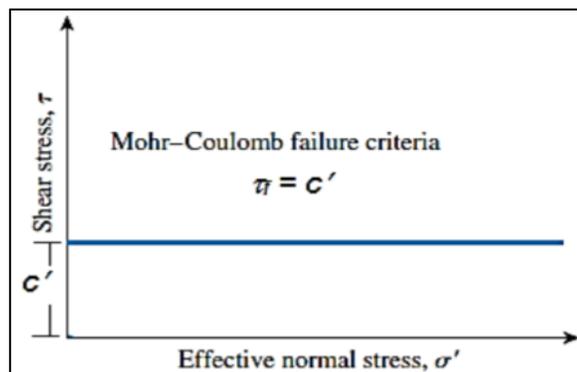


Figura 2-11: Representación gráfica de la resistencia al corte en condición no drenada (Ahmed, 2018).

La ecuación que describe a este modelo (ecuación 2-3) acepta como parámetros tanto los esfuerzos normales como los esfuerzos efectivos. Cuando se trata de un análisis de estabilidad de taludes, es

recomendable utilizar este modelo en función de los esfuerzos efectivos, ya que estos presentan soluciones más realistas con respecto a la posición de la superficie de deslizamiento crítica (GEOSLOPE International Ltd., 2020).

2.6.2 SHANSEP

Según el archivo de ejemplos de GEOSLOPE International Ltd. (2021) que trata sobre este modelo, la resistencia al corte no drenado (S_u) usualmente es directamente proporcional a los esfuerzos efectivos verticales (σ'_v). Por esta razón, es que ha sido de interés para la ingeniería geotécnica el definir una función que represente dicha situación. Ladd y Foot (1974), sugirieron que la relación entre ambos puede refinarse de forma tal que refleje el historial de tensiones del suelo, definida por la relación de sobre consolidación (OCR). Ellos desarrollaron un procedimiento especial que representa a este fenómeno y lo llamaron el método SHANSEP (Stress History and Normalized Soil Engineering Properties).

Dentro de SLOPE/W hay tres opciones para parametrizar este modelo, las cuales son:

- Se especifica la relación S_u/σ'_v .
- Se especifica una función de la relación anterior.
- Se definen los parámetros de la siguiente ecuación:

$$S_u = \sigma'_v(S_{NC})OCR^m \quad (2-4)$$

Donde:

S_{NC} : Relación entre resistencia al corte no drenado y esfuerzos efectivos verticales para un estado normalmente consolidado.

OCR: Relación de sobre consolidación.

m: Exponente que controla la no linealidad.

2.7 Análisis Seudo-estático

Un análisis seudo-estático representa los efectos de un sismo como fuerzas horizontales y verticales que estarían dadas por las siguientes formulas:

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W \quad (2-5)$$

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W \quad (2-6)$$

Donde:

a_h y a_v : Aceleraciones seudo-estáticas horizontales y verticales respectivamente.

W: Peso de la masa en deslizamiento.

g: Aceleración de gravedad.

k_h y k_v : Coeficientes sísmicos horizontales y verticales respectivamente.

Aunque los sismos imponen fuerzas horizontales y verticales, es recomendable no incluir estas últimas en el análisis (Barrera y Campaña, 2005). Es común que el coeficiente sísmico vertical ejerza poco impacto sobre el factor de seguridad de un talud debido a que la fuerza vertical afecta al peso de la masa en deslizamiento, lo cual influye sobre la fuerza normal en la base de esta y por consiguiente repercute en la resistencia al corte de la superficie de deslizamiento. En definitiva, el efecto de esta fuerza se ve comúnmente contrarrestado en cierto grado por el aumento en la resistencia al corte ocasionado por ella misma. Vale la pena destacar que esto solo se cumpliría para resistencias friccionales y no para cohesivas (GEOSLOPE International Ltd., 2020).

El coeficiente sísmico horizontal depende de factores como la aceleración horizontal máxima de campo libre, las características del sismo (magnitud, profundidad, etc.), dimensiones de la obra (volumen potencial masa deslizante y condiciones de borde), existencia de poblados, entre otros (Barrera y Campaña, 2005). Existe una variedad de autores que han propuesto valores o expresiones para determinar este parámetro, algunos de ellos se presentan en la Tabla 2-5.

Tabla 2-5: Coeficientes sísmicos horizontales (Barrera y Campaña, 2005).

Autor	k_h	Observación
Terzaghi (1950)	$k_h=0.1$, $k_h=0.2$ y $k_h=0.5$	Para sismos severos, violentos y destructivos, y sismos catastróficos respectivamente,
Noda & Uwave (1976)	$k_h=a_{max}/g$	Si $a_{max} \leq 2 \text{ m/s}^2$
	$k_h=0.33 \cdot (a_{max}/g)^{0.33}$	Si $a_{max} > 2 \text{ m/s}^2$
Seed (1979)	$k_h=0.10$, $FS_{sismico} \geq 1.15$	Grandes deslizamientos y sitios cercanos a la fuente sísmica, capaz de generar un sismo de Magnitud 6.5
	$k_h=0.15$, $FS_{sismico} \geq 1.15$	Grandes deslizamientos y sitios cercanos a la fuente sísmica, capaz de generar un sismo de Magnitud 8.5
Seed (1980)	$k_h=0.15$, $FS_{sismico} \geq 1.15$	Siempre que no exista una pérdida significativa de resistencia de los materiales durante el sismo (suelos arcillosos, arenas drenadas y suelos no-cohesivos densos). Además, sugiere verificar deformaciones con método de Newmark (1965)
Marcuson (1981)	$k_h=0.33 \cdot a_{max}/g$, a $k_h=0.5 \cdot a_{max}/g$	Considera posible amplificación ó amortiguamiento
Krinitzsky et.al (1993), Taniguchi & Sasaki (1986)	$k_h=0.65 \cdot a_{max}/g$	Recomendada para deslizamiento de magnitud intermedia,
Seed & Martin (1966), Dakuolas & Gazetas (1986)	$k_h=a_{max}/g$	Para un talud pequeño.
	$k_h=0.65 \cdot a_{max}/g$	Deslizamiento de magnitud intermedia,
Hynes-Griffin & Franklin (1984)	Idem Seed (1979)	Grandes deslizamientos,
Hynes-Griffin & Franklin (1984)	$k_h=0.5 \cdot a_{max}/g$	Para presas y con $FS=1$, concluyó que la presa no estará sujeta a deformaciones importantes.
Saragoni (1993)	$k_h=0.3 \cdot a_{max}/g$	Si $a_{max} \leq 6.6 \text{ m/s}^2$
	$k_h=0.22 \cdot (a_{max}/g)^{0.33}$	Si $a_{max} > 6.6 \text{ m/s}^2$
Kramer (1996)	$k_h=0.5 \cdot a_{max}/g$	Apropiado para muchos taludes, pero acota que no es una regla general.
Division of Mines and Geology, California (1997)	$k_h=0.15$	-

De la lista anterior se destaca la expresión propuesta por Saragoni (1993), ya que esta es la única de las mencionadas que toma en cuenta las particularidades de los sismos chilenos.

2.8 Análisis Probabilístico

Para que un análisis sea probabilístico, al menos uno de los parámetros que lo compone debe ser definido como una variable con una distribución de probabilidad definida. También, se debe utilizar un método que a partir de estos valores de entrada permita determinar la distribución de probabilidad del resultado del análisis, que para este caso en particular corresponde al factor de seguridad de la estabilidad de taludes de los depósitos de relaves. Una vez obtenido lo anterior se pueden determinar las probabilidades de falla y el índice de confiabilidad, y así, con esto completar el análisis en cuestión.

2.8.1 Método de Monte Carlo

El método de Monte Carlo es un procedimiento que permite resolver problemas matemáticos complejos, utilizando variables aleatorias. Como tal, este se puede utilizar para resolver el análisis probabilístico que se busca desarrollar. Para lograr lo anterior, este calcula varias veces el problema modificando los valores de sus variables aleatorias con respecto a sus distribuciones. El número de veces que este corre el problema depende de la cantidad de variables que se están considerando y a la vez depende del nivel de confiabilidad que se busca alcanzar.

Debido a la complejidad que surge a partir de correr un problema una gran cantidad de veces, es que este método comúnmente se resuelve en computadores mediante ciertos softwares. Para este caso el programa a utilizar es SLOPE/W de GeoStudio.

La metodología que utiliza SLOPE/W para resolver el problema es la siguiente: en primer lugar, se selecciona un método de equilibrio limite, luego a partir de este, se determinan las superficies de deslizamiento más críticas utilizando la media de los parámetros de entrada (esto corresponde a un análisis determinístico). Finalmente, se realiza el análisis probabilístico sobre estas superficies de deslizamiento, considerando la variabilidad definida para los parámetros variables (GEOSLOPE International Ltd., 2020).

Los parámetros que se pueden considerar como variables en SLOPE/W son: las condiciones de presiones de poros, los coeficientes sísmicos, las magnitudes de cargas aplicadas y los parámetros de resistencia de los materiales.

El método de Monte Carlo requiere generar valores aleatorios para los parámetros, para así dárselos como valores de entrada al modelo determinístico. En SLOPE/W, esto se hace utilizando una función generadora de números aleatorios que se encuentran distribuidos entre 0 y 1. Dichos números son los que posteriormente se usan para conseguir el nuevo valor del parámetro que se utiliza en la función de muestreo (GEOSLOPE International Ltd., 2020).

2.8.2 Distribuciones de probabilidad

Son bastantes las distribuciones de probabilidad que existen, pero las distribuciones soportadas por SLOPE/W son cinco y se describen a continuación:

- **Distribución normal:** Esta distribución es conocida por su característica forma de campana y su función de densidad de probabilidad es la siguiente:

$$f(x) = \frac{e^{-(x-u)^2/2\sigma^2}}{\sigma\sqrt{2\pi}} \quad (2-7)$$

Donde:

x: Es la variable en cuestión.

u: Es la media de la variable.

σ : Es la desviación estándar.

En la siguiente figura se presenta un gráfico estándar de la función de densidad de probabilidad de la variable x.

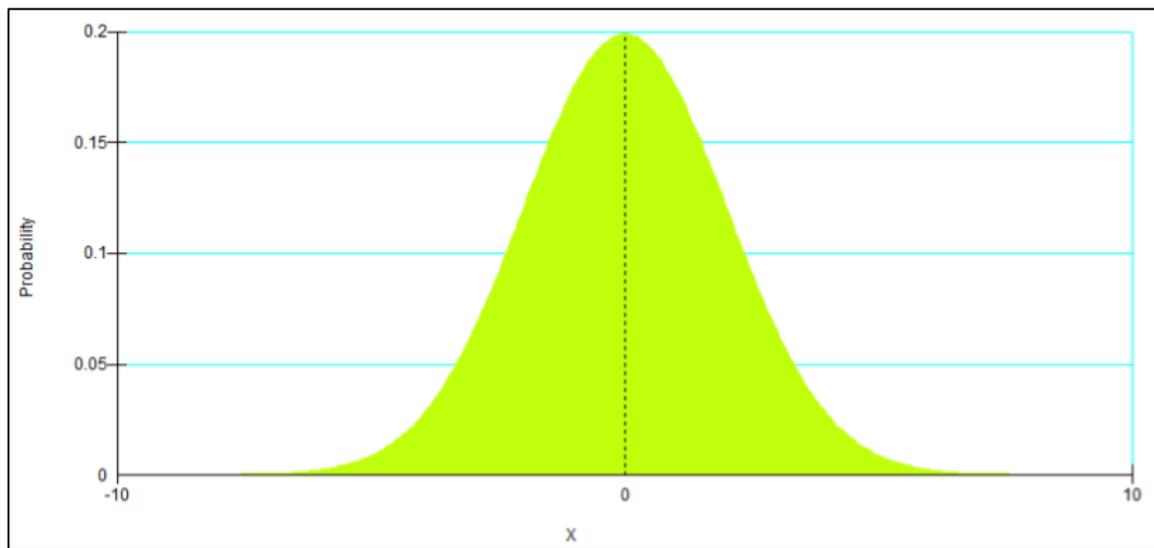


Figura 2-12: Ejemplo de función de densidad de probabilidad normal (GEOSLOPE International Ltd., 2020).

Tras obtener la función de densidad de probabilidad, SLOPE/W integra el área bajo la curva para así obtener una función de distribución de probabilidad que posteriormente la invierte. Esta función de distribución invertida se denomina función de muestreo y se presenta un ejemplo de esta en la Figura 2-13. En el eje de las abscisas de dicho gráfico, se tiene el rango de números aleatorios entre 0 y 1. Y en el eje de las ordenadas, se encuentra el rango de la variable en cuestión.

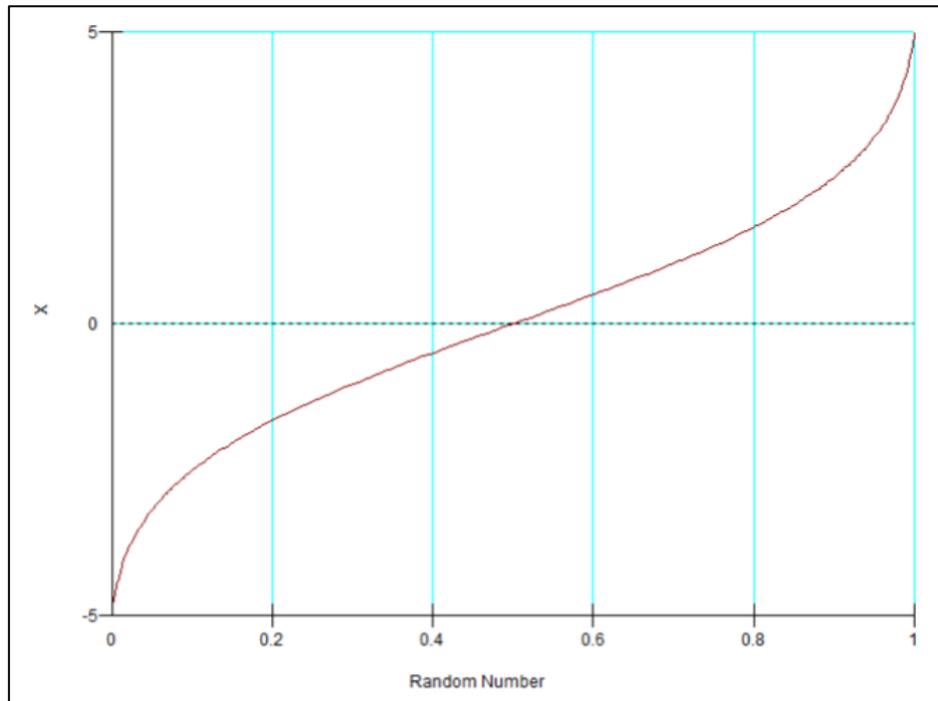


Figura 2-13: Ejemplo de función de muestreo normal (GEOSLOPE International Ltd., 2020).

- Distribución log-normal: Una variable x está log-normalmente distribuida si el logaritmo natural de x está con una distribución normal. La función de densidad de probabilidad para esta distribución es la siguiente:

$$f(x) = \frac{e^{-(\ln(x-\theta)-m)^2/2\sigma^2}}{(x-\theta)\sigma\sqrt{2\pi}} \quad (2-8)$$

Donde:

σ : Es la desviación estándar log-normal.

m : Es la media log-normal.

θ : Compensación de la media log-normal.

Los parámetros de distribución log-normales σ y m se relacionan a la media y desviación estándar de x de la siguiente manera:

$$\sigma = \sqrt{\ln\left(\left(\frac{\text{desv. estándar}}{\text{media}}\right)^2 + 1\right)} \quad (2-9)$$

$$m = \ln(\text{media}) - \frac{1}{2}\sigma^2 \quad (2-10)$$

Existe un caso especial conocido como la función estándar de densidad de probabilidad log-normal que consiste en que $\theta=0$ y $m=1$. La Figura 2-14 presenta este caso, pero, además, considera que $\sigma=1$.

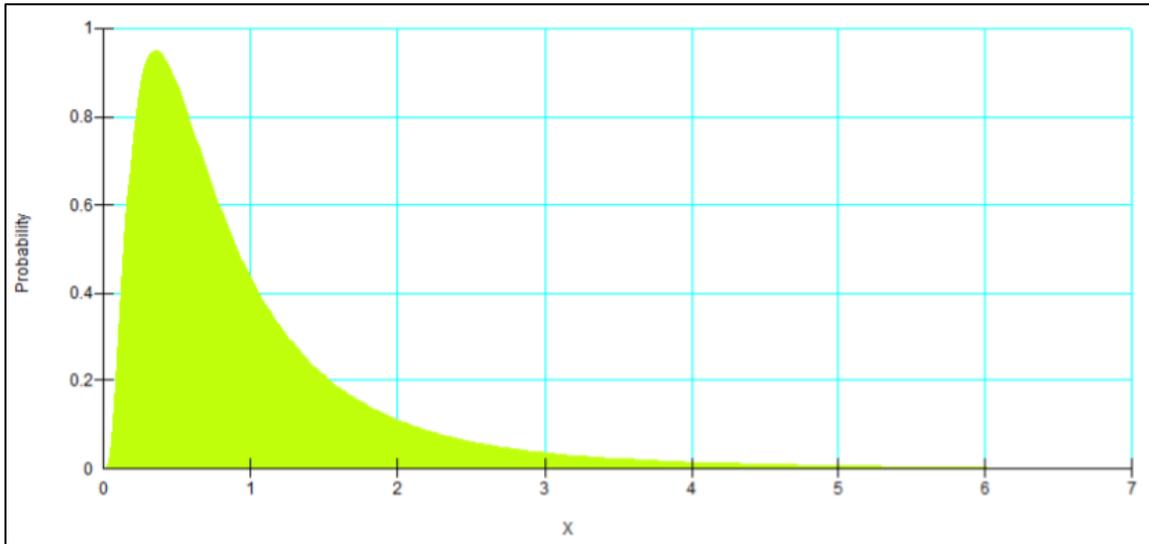


Figura 2-14: Ejemplo de función estándar de densidad de probabilidad log-normal (GEOSLOPE International Ltd., 2020).

A modo de ejemplo, si se considera que la media de la variable x es 18, la función de muestreo se vería de la siguiente forma:

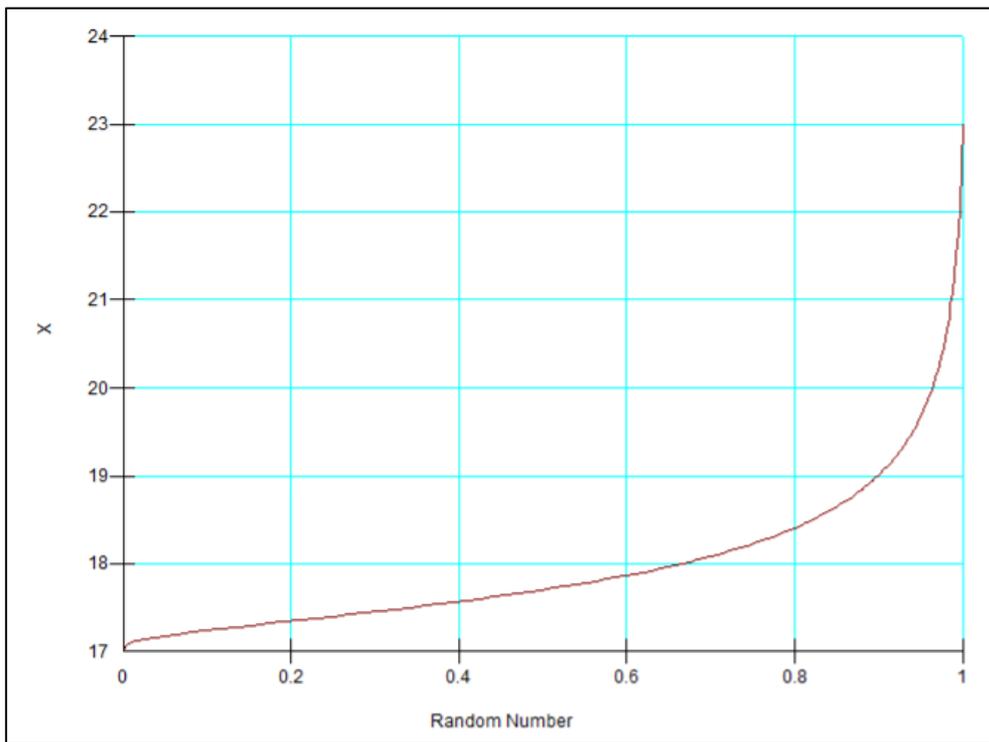


Figura 2-15: Ejemplo de función de muestreo log-normal (GEOSLOPE International Ltd., 2020).

- Distribución uniforme: Esta distribución se caracteriza por que todos sus valores poseen probabilidades de ocurrencias iguales. Gráficamente esto se representaría de las siguientes formas:

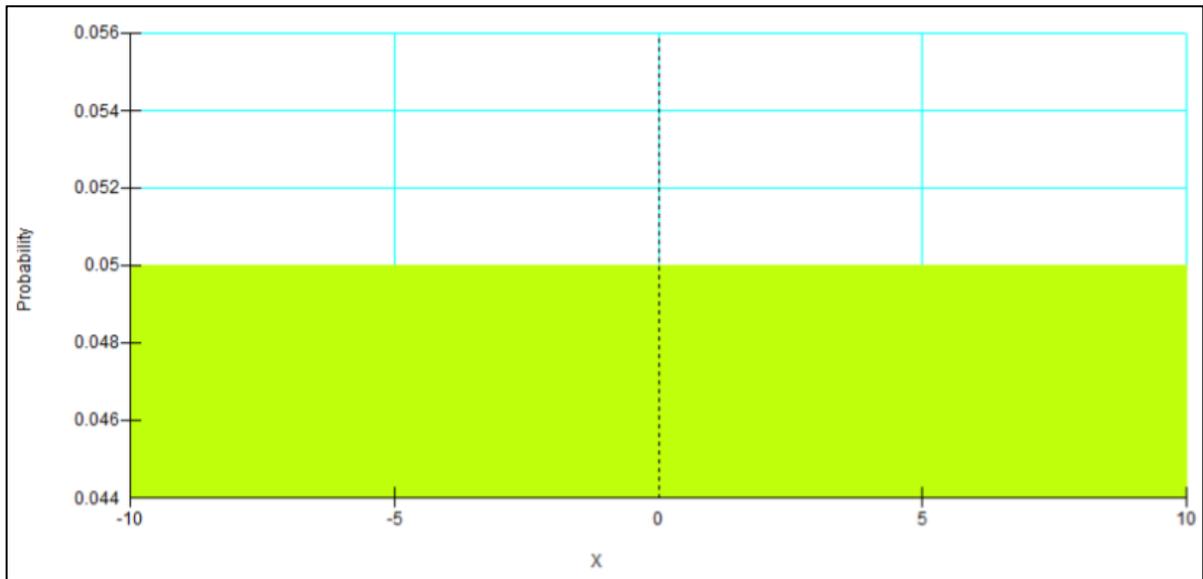


Figura 2-16: Ejemplo de función de densidad de probabilidad uniforme (GEOSLOPE International Ltd., 2020).

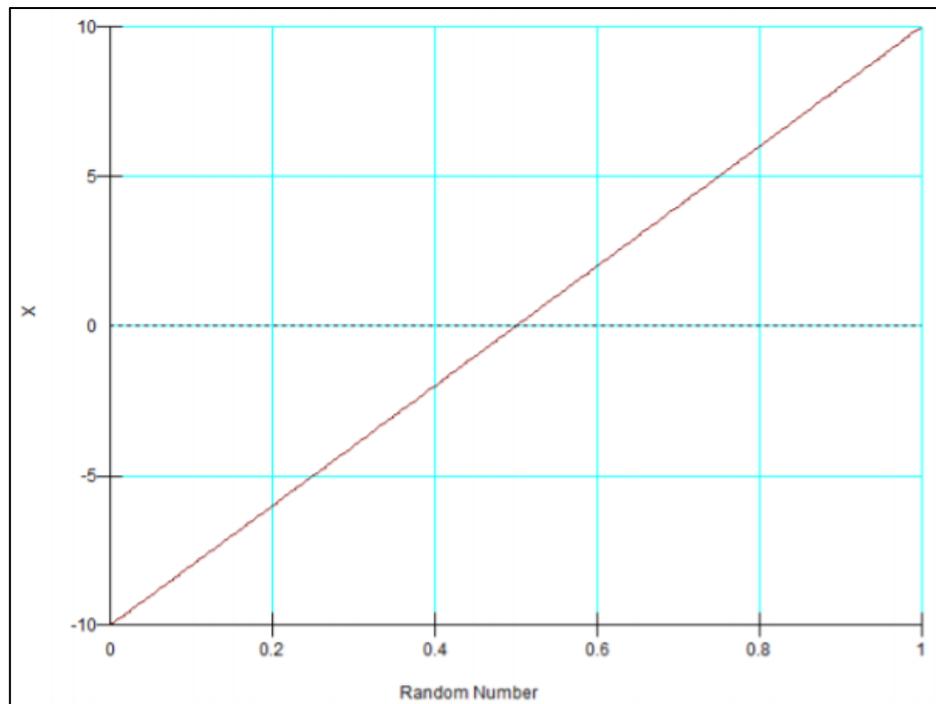


Figura 2-17: Ejemplo de función de muestreo uniforme (GEOSLOPE International Ltd., 2020).

- Distribución triangular: Esta distribución se caracteriza por su forma triangular en el gráfico de la función de densidad de probabilidad (ver Figura 2-18). Sus vértices están dados por un mínimo, un máximo y un ápice. Esta se puede representar gráficamente de las siguientes formas:

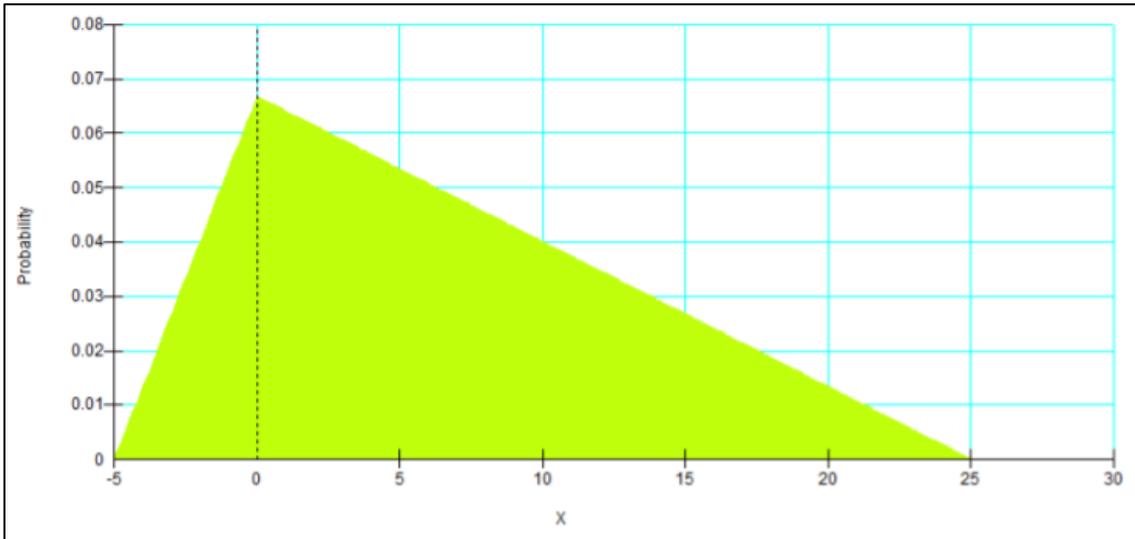


Figura 2-18: Ejemplo de función de densidad de probabilidad triangular (GEOSLOPE International Ltd., 2020).

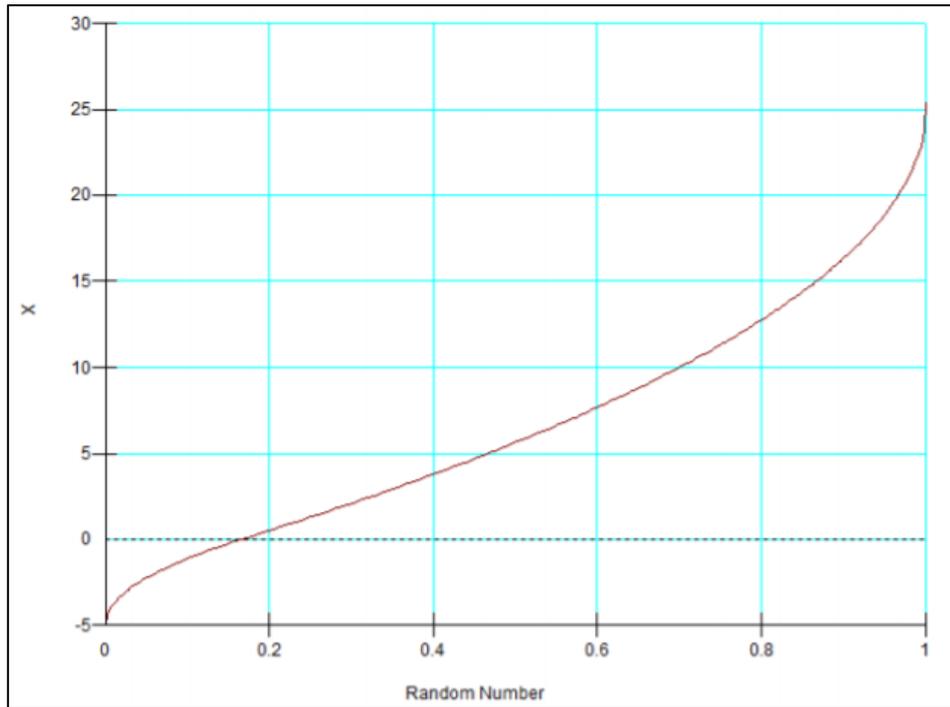


Figura 2-19: Ejemplo de función de muestreo triangular (GEOSLOPE International Ltd., 2020).

- Distribución spline general: Esta distribución se caracteriza por representar curvas de todo tipo y forma. A modo de ejemplo se presenta una función bimodal:

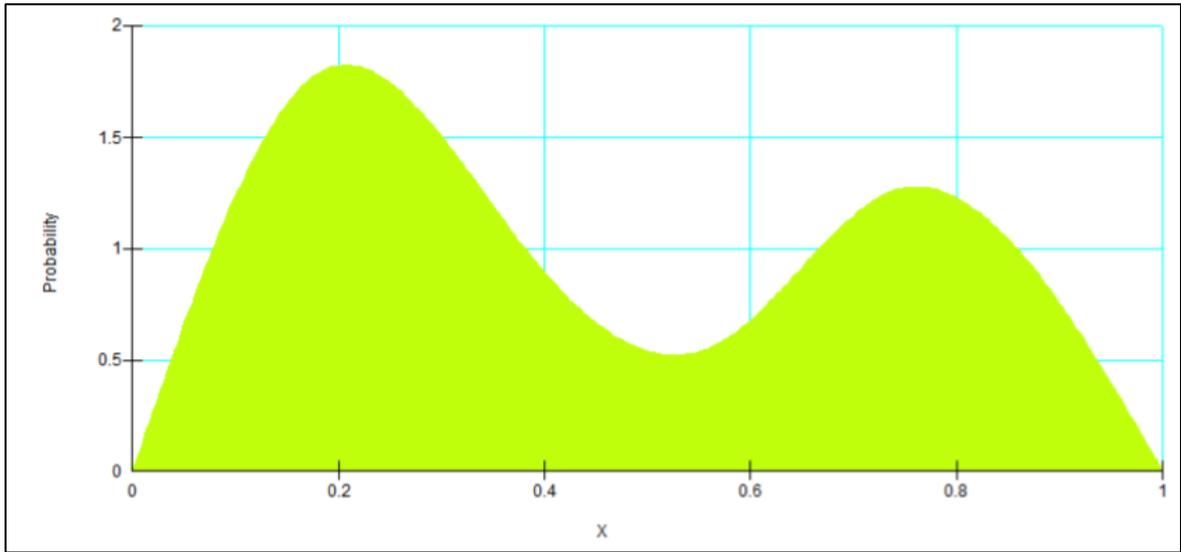


Figura 2-20: Ejemplo de función de densidad de probabilidad spline general (GEOSLOPE International Ltd., 2020).

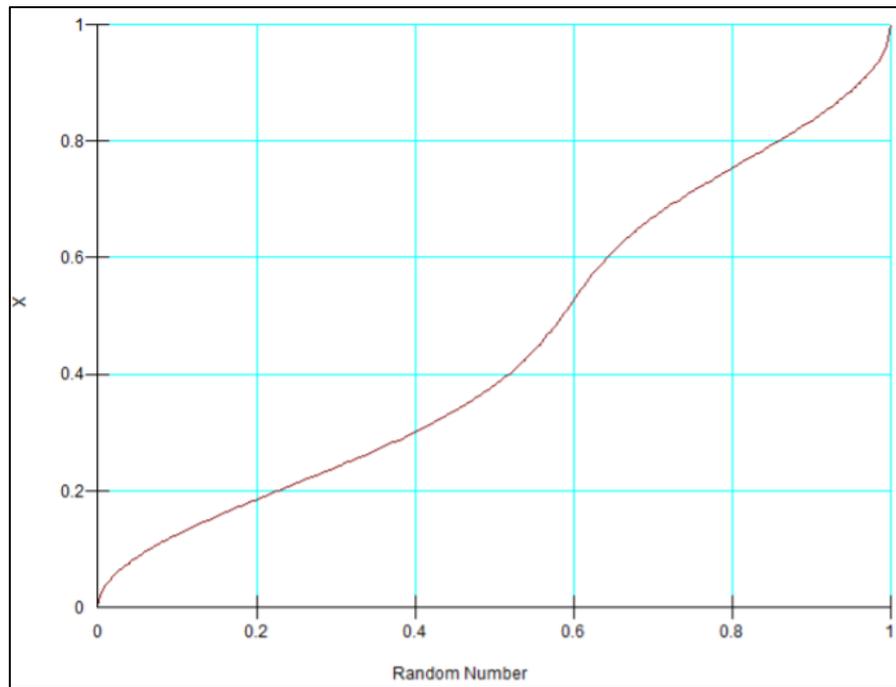


Figura 2-21: Ejemplo de función de muestreo spline general (GEOSLOPE International Ltd., 2020).

2.8.3 Datos de Entrada

Como se ha mencionado anteriormente, con tal de realizar el análisis probabilístico en cuestión se requiere seleccionar los parámetros variables y definir las distribuciones probabilísticas que los caracterizan.

Dependiendo de la distribución, los datos de entrada que demandan pueden variar. Lo que tienen en común las cinco distribuciones ya descritas, es que todas requieren un valor mínimo y uno máximo. Tanto la distribución normal como la log-normal solicitan la media y la desviación estándar, la distribución log-normal se diferencia en que además pide un parámetro que permite redefinir desde donde comienza el gráfico de la función de densidad de probabilidad.

La distribución uniforme sólo requiere del mínimo y el máximo. La triangular solicita que se indique el valor en donde se encuentra el ápice. Y, por último, la spline general pide que se defina una función además del mínimo y el máximo de esta.

Es común que en la ingeniería geotécnica se estimen valores razonables de parámetros a partir de datos escasos o ensayos que no son suficientes. Como los análisis determinísticos se realizan de igual forma considerando esas aproximaciones, se considera razonable utilizar las mismas aproximaciones para los análisis de confiabilidad. Por lo tanto, a partir de dichos datos es posible definir un valor medio y a la vez determinar un mínimo y un máximo aproximados. Ahora la dificultad radica en determinar la desviación estándar con esta limitada cantidad de datos. Conseguir esto en una distribución normal no presenta mayores problemas, debido a que se tiene la solución descrita por Dai y Wang (1992) conocida como “Three-Sigma Rule”, también conocida como “Regla 68-95-99,7”

Para esta, los autores utilizan el hecho de que el 99,73% de todos los valores de un parámetro en una distribución normal se encuentran a tres desviaciones estándar de la media. Sigue que, teniendo los valores máximos y mínimos del parámetro, se puede hacer la aproximación de que la media está a tres desviaciones estándar de estos valores. Por lo tanto, la desviación estándar se puede determinar aproximadamente mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{\text{Máximo}-\text{Mínimo}}{6} \quad (2-11)$$

Donde:

σ : Desviación estándar del parámetro.

Máximo: Valor máximo posible del parámetro.

Mínimo: Valor mínimo posible del parámetro.

2.8.4 Resultados

Como se mencionó anteriormente, los resultados que se obtienen de un análisis probabilístico son la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad. Junto a estos también es posible obtener los gráficos de función de densidad de probabilidad y distribución de probabilidad del factor de seguridad. Y a la vez, es posible adquirir el factor de seguridad mínimo, medio y máximo; además de la desviación estándar de este.

La probabilidad de falla corresponde a la cantidad de ensayos realizados por el método de Monte Carlo que resultan en un factor de seguridad menor a uno, sobre la cantidad de ensayos totales que convergen con éxito. Este resultado puede multiplicarse por 100 posteriormente para así adquirir

una probabilidad de falla representada en porcentajes. Se debe destacar que esta no sólo representaría la cantidad de taludes que fallan si se construyeran varios completamente idénticos, sino que también equivale a un nivel de confianza que se le puede asignar a un diseño.

Al igual que como señala Duncan (2000), vale la pena destacar que los resultados de un análisis de confiabilidad no reemplazan a los de uno determinístico o viceversa, lo ideal sería realizar ambos análisis ya que estos se complementan. Como prueba de esto se tiene que las desviaciones estándar pueden afectar de tal forma que un talud con un mayor factor de seguridad determinístico presente mayores probabilidades de fallas que uno con un menor valor de dicho factor (GEOSLOPE International Ltd., 2020).

Para efectos de los depósitos de relaves, Oboni & Oboni (2019), a partir de datos históricos globales, estiman que las probabilidades de falla aproximadas para estas estructuras a lo largo del mundo son de 10^{-3} (para la década alrededor del año 1979) y 2×10^{-4} (para la década alrededor del año 1999), en otras palabras, de 0,1 y 0,02% respectivamente. Cabe destacar que los autores anteriormente señalados, en el mismo documento sostienen que para depósitos de relaves razonablemente diseñados, mantenidos y gestionados en el mundo, se esperan probabilidades de falla anuales que están entre los valores anteriormente mencionados.

El índice de confiabilidad (β) que se obtiene del presente análisis esta dado por la siguiente formula:

$$\beta = \frac{(\mu-1)}{\sigma} \quad (2-12)$$

Donde:

μ : Media del factor de seguridad.

σ : Es desviación estándar del factor de seguridad.

En la ecuación anterior, se resta la media del factor de seguridad por 1, debido a que este valor corresponde al límite que existe entre un diseño estable y uno que falla.

3. Metodología de Trabajo

En el presente capítulo, se plantea la metodología utilizada para desarrollar el trabajo de título en cuestión y lograr cumplir con los objetivos de este.

3.1 Revisión Bibliográfica

El análisis de estabilidad de taludes realizado en este estudio no toma como modelo de evaluación un tranque y un embalse real de parámetros conocidos, en su lugar, plantea depósitos de relaves con parámetros y geometrías ficticias pero que se ven respaldadas por bibliografía. Es por ello, que el primer procedimiento a desarrollar para el presente trabajo de título es el realizar una revisión bibliográfica con el objetivo de recopilar una gama de valores para los distintos parámetros que componen al estudio en cuestión.

En esta revisión bibliográfica, no basta con encontrar sólo un valor para los parámetros que se buscan, esto se debe a que el trabajo abarca análisis probabilísticos y por ende deben existir parámetros variables con rangos definidos. Además, los parámetros críticos a estudiar requieren de al menos tres valores sensatos, para así lograr un análisis de sensibilidad capaz de evaluar los efectos de la variación de estos en la estabilidad de taludes de los depósitos de relaves.

Vale la pena destacar que son bastantes los parámetros que describen a un suelo, pero para este caso, como el análisis se realiza mediante los softwares de GeoStudio: SEEP/W y SLOPE/W, basta con presentar los parámetros que dichos programas solicitan para su correcta ejecución.

Los resultados de este procedimiento se presentan primeramente en el capítulo 4, luego, en el 5 se realiza una selección de estos para así definir los casos de estudio que se evaluarán en el presente trabajo de título.

3.2 Análisis de Redes de Flujo

Una vez que se tienen los casos de estudio definidos, queda modelarlos en los programas mencionados anteriormente. En primer lugar, se debe realizar un análisis de redes de flujo, para esto se utiliza el software de elementos finitos SEEP/W que ya ha sido mencionado brevemente en el capítulo 2.5. Esta herramienta forma parte del paquete de GeoStudio de GEOSLOPE International Ltd, y permite analizar problemas de infiltraciones de aguas subterráneas y las condiciones de las presiones de poros en materiales porosos como suelos y rocas. Ya se mencionó anteriormente en dicho capítulo, pero vale la pena recalcar que para el presente estudio se busca utilizar un software de elementos finitos para analizar las presiones de poros. Lo anterior se hace con la intención de poder así incluir los efectos de los flujos laterales y obtener resultados precisos sobre el comportamiento del agua dentro de las estructuras analizadas.

Otra razón por la cual se escoge la presente herramienta para el análisis de redes de flujo es debido al análisis de estabilidad de taludes que le sigue a este. Dentro del paquete de GeoStudio se encuentra el software de equilibrio límite SLOPE/W que es capaz de tomar como un valor de

entrada los resultados provenientes del análisis realizado por SEEP/W. Con esto se logra un análisis de estabilidad de taludes más apropiado ya que toma en cuenta las consideraciones de flujos que sólo un análisis de elementos finitos es capaz de evaluar.

Para realizar el análisis de redes de flujo, se siguen los siguientes pasos:

- Lo primero que se hace es definir el tipo al cual este corresponde, en definitiva, definir si este es transitorio o permanente. Para el presente estudio se realiza un análisis del tipo permanente, es decir, en este no se toman en cuenta los cambios del nivel freático en el tiempo.
- Tras esto, se deben modelar las regiones con respecto a las geometrías presentadas en el capítulo 5 (ver Tabla 5-1 y Tabla 5-10) y en el capítulo 6.1 (ver Figura 6-1).
- Luego se definen los materiales, para ello SEEP/W solicita valores de cuatro parámetros del suelo, los cuales serían: permeabilidad, porosidad, contenido de agua residual e índice de compresibilidad (los valores de estos se encuentran establecidos en la Tabla 5-2). Además de ingresar los valores para dichos parámetros, este procedimiento requiere de ciertos detalles que se encuentran descritos en el capítulo 6.2.1.
- Tras definir los materiales, estos se dibujan en los modelos, es decir se asignan los materiales a las regiones correspondientes.
- Posterior a ello se definen y asignan las condiciones de borde. Una descripción con mayores detalles de este procedimiento se entrega en el capítulo 6.2.2. Para el caso de la condición de borde que representa al sistema de drenaje, las longitudes de esta se encuentran en la Tabla 5-10.
- Con todos los pasos anteriores realizados, se puede iniciar el análisis. Tras obtener los resultados, se realiza el procedimiento iterativo descrito en el capítulo 6.2.3 y dependiendo de la condición de los resultados se deben realizar las modificaciones que se describen en dicho capítulo.

3.3 Análisis de Estabilidad de Taludes

Tras el análisis de redes de flujos, se procede a realizar el análisis de estabilidad de taludes. Para ello, primero se deben modelar los casos de estudio en el software de equilibrio límite SLOPE/W. En el capítulo 3.2 ya se introdujo brevemente la herramienta en cuestión, de aquella descripción se destaca que esta pertenece al paquete de GeoStudio y que permite admitir como valores de entrada los resultados obtenidos del análisis de redes de flujo realizado en SEEP/W.

El programa SLOPE/W se caracteriza por realizar análisis de estabilidad de taludes mediante el método de equilibrio límite (ver capítulo 2.4). Dichos análisis pueden poseer diversas características y condiciones, a modo de ejemplo se tiene que: los suelos analizados pueden ser representados por diversos modelos (en el capítulo 2.6 se describen dos de estos), los análisis pueden incorporar condiciones pseudo-estáticas (ver capítulo 2.7) y a la vez, pueden ser análisis

probabilísticos (ver capítulo 2.8). Estas condiciones y características, como también algunas más, están incluidas en la gama de opciones que SLOPE/W ofrece para sus análisis.

Sigue que, para realizar el análisis de estabilidad de taludes, de forma tal que se cumplan los objetivos predispuestos en el presente documento, se sigue el siguiente procedimiento:

- En primer lugar, se establece el análisis de redes de flujo realizado en SEEP/W como precedente de este. Lo anterior implica que ambos análisis poseen la misma geometría y a la vez permite que SLOPE/W pueda seleccionar como condición de presiones de poros los resultados del análisis precedente, que justamente dicha opción es la que se toma.
- Posteriormente, se establece una distribución probabilística para el cálculo del factor de seguridad y dependiendo del tipo de superficie de deslizamiento que se está evaluando (los detalles sobre ellas se presentan en el capítulo 6.3.2), se definen valores para: la profundidad mínima de esta y el número de dovelas (ver Tabla 6-1).
- Se procede a definir los materiales que componen a estos análisis, dependiendo del suelo, se tiene que los valores para los parámetros que los describen, se pueden encontrar en los capítulos 5.1.2 y 5.2. Para el caso de los parámetros que se consideran como variables, en estos se ingresa el valor promedio en la ventana de definición del material.
- Tras lo anterior, se puede proseguir con establecer los parámetros probabilísticos, esto se realiza en la pestaña de distribución presente en la ventana de definición del programa. Aquí se define la distribución del parámetro variable y los datos que dicha distribución solicita. En el capítulo 5.2 se presentan los valores a ingresar.
- Sigue que se definen las cargas sísmicas, los valores de estas dependen del caso de estudio que se esté evaluando (ver Tabla A.1-1 y Tabla A.1-2).
- Luego se debe definir el tipo de superficie de deslizamiento que poseerá el análisis. Estas se describen en el capítulo 6.3.2, y dependiendo del tipo, la definición puede variar.
- Una vez completados los pasos anteriores se procede a ejecutar el análisis y así obtener los resultados correspondientes.

3.4 Análisis de Resultados

Para cumplir con los objetivos que se impone el presente estudio, se realiza un análisis y discusión sobre los resultados entregados por los softwares SEEP/W y SLOPE/W para los distintos casos de estudio establecidos. Es decir, se analizan y discuten las condiciones de presiones de poros, el nivel freático dentro del muro, la superficie de deslizamiento crítica, las probabilidades de falla, el índice de confiabilidad y los factores de seguridad promedio, mínimos, máximos y sus desviaciones estándar.

4. Resultados de la Revisión Bibliográfica

En este capítulo se presentan, con su respectiva referencia bibliográfica adjunta, los distintos valores y rangos de los parámetros que forman parte del presente estudio.

4.1 Geometría de los Depósitos de Relaves

Las geometrías que caracterizan a embalses y tranques de relaves poseen una alta variedad debido a la gran diferencia que existe en tamaño entre algunos depósitos de relaves y otros. El artículo 12 del Decreto 50 (2015) clasifica a los embalses en tres categorías, la primera (categoría A), se refiere como embalses pequeños a los que tengan alturas de muro entre 5 y 15 [m] o posean capacidades entre 50.000 y 1.500.000 [m³]. Del catastro del SERNAGEOMIN (2020) se rescata que 260 depósitos de relaves entrarían en esta categoría y otros 397 no logran entrar a esta por poseer capacidades menores al mínimo impuesto.

De lo mencionado anteriormente, se puede concluir que la mayoría de los depósitos de relaves en Chile son considerados de categoría A o menores. Pero, a pesar de dicha estadística, este trabajo de título tiene interés en analizar los depósitos de relaves que presenten mayores amenazas en caso de una eventual falla catastrófica. Por ello es por lo que los datos recopilados para el presente estudio provienen de depósitos de relaves de categoría C, es decir, depósitos considerados como grandes, con alturas máximas de muro iguales o superiores a 30 [m] o capacidades iguales o superiores a 60.000.000 [m³].

Vale la pena destacar que Consejo Minero (2021), en su página web presenta fichas informativas de los depósitos de relaves activos de sus empresas socias. De estas se obtiene la mayor parte de los datos recopilados sobre las variables que componen a este parámetro crítico. Sigue que estas son:

4.1.1 Altura del Muro

Esta componente geométrica considera el punto más alto del coronamiento del prisma resistente y su máxima profundidad basal al nivel de fundación. En la Tabla 4-1 y la Tabla 4-2 se presentan las alturas recopiladas de la bibliografía y sus correspondientes referencias.

Tabla 4-1: Alturas del muro de tranques de relaves.

Alturas [m]	Referencias
182,9	Consejo Minero (2021), tranque Las Tórtolas
107	Consejo Minero (2021), tranque El Torito
172	Consejo Minero (2021), tranque El Mauro
198	Consejo Minero (2021), tranque Los Quillayes
130	Consejo Minero (2021), tranque Ovejería
100	Verdugo et al. (2017)
Hasta 200 [m]	Barrios (2019)

Tabla 4-2: Alturas del muro de embalses de relaves.

Alturas [m]	Referencias
45	Consejo Minero (2021), embalse Zaldívar
107	Consejo Minero (2021), embalse Laguna Seca
72	Consejo Minero (2021), embalse Pampa Pabellón
57	Consejo Minero (2021), embalse El Trigo
156,87	Consejo Minero (2021), embalse Los Diques
36	Consejo Minero (2021), embalse Pampa Austral
Hasta 150 [m]	Barrios (2019)

4.1.2 Pendientes de los Taludes

En esta variable se toma en cuenta tanto la pendiente del talud aguas abajo como aguas arriba de los depósitos de relave. Estas se identifican como una relación vertical-horizontal y los valores de dichas razones para tranques y embalses de relaves son las siguientes:

Tabla 4-3: Pendientes de los taludes del muro de tranques de relaves.

Pendiente aguas abajo [V:H]	Pendiente aguas arriba [V:H]	Referencias
1:4	1:2	Verdugo et al. (2017) y Consejo Minero (2021), tranques Los Quillayes y Ovejería.
1:3	1:2	Consejo Minero (2021), tranques Las Tórtolas y El Mauro
1:3,7	1:2	Consejo Minero (2021), tranque El Torito
Hasta 1:4	-	Barrios (2019)
Entre 1:3,5 y 1:4	-	Valenzuela (2016)

Tabla 4-4: Pendientes de los taludes del muro de embalses de relaves.

Pendiente aguas abajo [V:H]	Pendiente aguas arriba [V:H]	Referencias
1:2	1:2	Hunter y Fell (2003)
1:2	1:1,5	Consejo Minero (2021), embalse Zaldívar
1:2	1:1,8	Consejo Minero (2021), embalse Laguna Seca
1:1,8	1:1,8	Consejo Minero (2021), embalse El Trigo
1:1,7	1:2	Consejo Minero (2021), embalse Los Diques
1:2	1:2,5	Consejo Minero (2021), embalse Pampa Austral
1:1,8	1:2	Consejo Minero (2021), embalse Carén
Entre 1:1,8 y 1:2,5	Entre 1:1,8 y 1:2,5	Barrios (2019)

En cuanto a las pendientes de la fundación y de los relaves se tiene que estas se expresan en porcentaje y se presentan en la Tabla 4-5.

Tabla 4-5: Pendientes de fundaciones y relaves.

Material	Pendientes [%]	Referencias
Fundación	-3 y 4	Pulgar (2020)
Relave	Entre 0,3 y 1	Barrera y Pinto (2002), como se citó en Conejera (2016)

4.1.3 Ancho de Coronamiento

En cuanto a este factor geométrico, se tiene que los datos obtenidos de la revisión bibliográfica indican los siguientes valores para los tranques y embalses de relaves:

Tabla 4-6: Anchos de coronamiento del muro de tranques de relaves.

Ancho de coronamiento [m]	Referencias
15	Consejo Minero (2021), tranques Las Tórtolas y Ovejería
13	Consejo Minero (2021), tranque El Torito
10	Consejo Minero (2021), tranque El Mauro
20	Consejo Minero (2021), tranque Los Quillayes

Tabla 4-7: Anchos de coronamiento del muro de embalses de relaves.

Ancho de coronamientos [m]	Referencias
8	Consejo Minero (2021), embalse Zaldívar
15	Consejo Minero (2021), embalse Laguna Seca
40	Consejo Minero (2021), embalse Pampa Pabellón
10	Consejo Minero (2021), embalse El Trigo
30	Consejo Minero (2021), embalse Los Diques
7	Consejo Minero (2021), embalse Pampa Austral

4.1.4 Revanchas

Carvajal (2018) sostiene que las revanchas mínimas tanto para tranques como para embalses de relaves debieran ser mayores o iguales a 3 [m]. Los datos recopilados en su mayoría respaldan dicho umbral de aceptabilidad propuesto (ver Tabla 4-8 y Tabla 4-9).

Tabla 4-8: Revanchas mínimas en tranques de relaves.

Revanchas [m]	Referencias
3	Consejo Minero (2021), tranques Las Tórtolas y El Torito
5	Consejo Minero (2021), tranques El Mauro y Ovejería

Tabla 4-9: Revanchas mínimas en embalses de relaves.

Revanchas [m]	Referencias
3	Consejo Minero (2021), embalse Pampa Pabellón
5	Consejo Minero (2021), embalses Laguna Seca, El trigo, Los Diques y Carén
1,5	Consejo Minero (2021), embalse Pampa Austral

4.2 Parámetros de los Suelos

En el presente capítulo, no solo se abarcan las variables que componen al parámetro crítico a estudiar (resistencia al corte de los materiales que constituyen al muro), sino que también los demás parámetros de todos los suelos que compondrán a los análisis realizados en este trabajo de título. Los suelos en cuestión son los de fundación, los relaves y los que constituyen el relleno del muro tanto para el tranque como para el embalse de relaves.

Con respecto al primero, se deben mencionar ciertas consideraciones: para efectos del presente estudio, se busca que la fundación no forme parte de las superficies de deslizamiento resultantes de los análisis de estabilidad de taludes a realizar. Con esto se quiere lograr una evaluación más exclusiva del muro en sí. Para conseguir este objetivo es que se recomienda asumir como fundación una roca altamente competente (C. R. Pastén, comunicación personal, 2021). La roca asumida e investigada a continuación corresponde a una ligeramente erosionada o una intacta.

Sumado al supuesto anterior, se tiene que el tranque para un análisis pseudo-estático, como es el del presente estudio, posee comportamientos no drenados (C. R. Pastén, comunicación personal, 2021). Para representar dicho comportamiento es que se recomienda utilizar el método SHANSEP, con la peculiaridad de que el tranque no se debe modelar por completo con este, sólo su sección completamente saturada (bajo el nivel freático), el resto de esta estructura (sobre el nivel freático) se debiera considerar con un comportamiento drenado y ser modelado mediante el método de Mohr-Coulomb (J. M. Núñez, comunicación personal, 2021). Para el relave también se recomienda utilizar el método SHANSEP, pero en este caso se debiera modelar por este en su totalidad (J. M. Núñez, comunicación personal, 2021).

Antes de presentar los valores y rangos, investigados en la revisión bibliográfica, de los parámetros de suelos, se debe tomar en cuenta lo siguiente:

Tabla 4-10: Presencia de finos máxima en suelos de depósitos de relaves.

Suelo	Presencia de finos máxima [%]	Referencias
Tranque	20	Verdugo et al. (2017)
	20	Carvajal (2018)
	20	Decreto Supremo N°248 (2007)
Embalse	20	Hunter y Fell (2003)

Los datos recopilados de la revisión bibliográfica toman en cuenta la consideración anterior, para sus valores. Ahora sigue que estos son los siguientes:

4.2.1 Ángulo de fricción

Los ángulos de fricción de los distintos suelos que componen al presente estudio se entregan en la Tabla 4-11.

Tabla 4-11: Ángulos de fricción de los distintos suelos.

Suelo	Ángulo de fricción [°]	Referencias
Tranque	De 34 a 38	Troncoso (1995)
	De 34 a 40	Verdugo et al. (2017)
	De 32 a 40	R. E. Gesche, comunicación personal, 2021
	37	Barrios (2017)
Embalse	45	Hunter y Fell (2003)
	De 45 a 50	Barrios (2019), embalse Carén
Relave	-	-
Fundación	De 45 a 55	Look (2007)
	45	US Army Corps of Engineers (2003)

El relave no presenta resultados para el ángulo de fricción debido a que como se mencionó anteriormente, este se modela en su totalidad mediante el método SHANSEP, el cual no solicita dicho parámetro.

4.2.2 Cohesión

Los datos recopilados sobre la cohesión se encuentran en la Tabla 4-12.

Tabla 4-12: Cohesión de los distintos suelos.

Suelo	Cohesión [kPa]	Referencias
Tranque	De 0 a 40 y de 0 a 25	Pulgar (2020)
	De 0 a 60	Verdugo et al. (2017)
	0	C. R. Pastén, comunicación personal, 2021
Embalse	0, 30 y 75	Hunter y Fell (2003)
	10	Barrios (2019), embalse Carén
	49	Barrios (2017)
Relave	-	-
Fundación	De 30.000 a 50.000	Look (2007)

De manera similar al ángulo de fricción, el relave no presenta resultados de cohesión debido a que el método SHANSEP no la requiere.

4.2.3 Relación S_u/σ'_v

Esta ya fue introducida en el capítulo 2.6.2 y consiste en ser la relación entre la resistencia al corte no drenado (S_u) y los esfuerzos efectivos verticales (σ'_v).

Tabla 4-13: Relación S_u/σ'_v de los distintos suelos.

Suelo	Relación S_u/σ'_v [-]	Referencias
Tranque	0,2	J. M. Núñez, comunicación personal, 2021
Embalse	-	-
Relave	0,1	J. M. Núñez, comunicación personal, 2021
Fundación	-	-

En este caso, el embalse y la fundación no presentan resultados visibles debido a que estos se modelan exclusivamente mediante el método de Mohr-Coulomb. Se recuerda que para el tranque se utiliza tanto dicho modelo como el SHANSEP, por ello es por lo que esta estructura presenta valores tanto de la relación S_u/σ'_v como de la cohesión y el ángulo de fricción.

4.2.4 Pesos unitarios

En la Tabla 4-14 se presentan los valores de pesos unitarios recopilados para los distintos suelos que componen al presente estudio.

Tabla 4-14: Pesos unitarios de los distintos suelos.

Suelo	Peso unitario [kN/m^3]	Referencias
Tranque	21	Verdugo et al. (2017)
	Entre 12 y 18	Pulgar (2020)
	18	Barrios (2017)
Embalse	18 y 19	US Army Corps of Engineers (2003)
	21	Barrios (2017)
	23	Hunter y Fell (2003)
Relave	17	Verdugo et al. (2017)
	14	Barrios (2017)
Fundación	26	US Army Corps of Engineers (2003)
	De 28 a 29	Look (2007)

4.2.5 Permeabilidad

Los valores de la permeabilidad para los suelos estudiados se encuentran en la siguiente tabla:

Tabla 4-15: Permeabilidad de los distintos suelos.

Suelo	Permeabilidad [m/s]	Referencias
Tranque	Entre 10^{-6} y $6 \cdot 10^{-4}$	Valenzuela (2016)
	10^{-6}	Flores et al. (2020)
	Entre 10^{-5} y 10^{-4}	Valdebenito y Viveros (1998)
Embalse	Entre 10^{-7} y $2 \cdot 10^{-5}$	Hunter y Fell (2003)
Relave	10^{-8}	Valenzuela (2016)
	10^{-8}	Pulgar (2020)
	Menor a 10^{-7}	Urbano y Falcón (2016)
	Entre $3 \cdot 10^{-9}$ y $4 \cdot 10^{-6}$	Musso (2018)
	Entre $1,2 \cdot 10^{-8}$ y $3,1 \cdot 10^{-7}$	Cortés (2019)
Fundación	10^{-9}	R. E. Gesche, comunicación personal, 2021
	Entre $1,2 \cdot 10^{-12}$ y $1,2 \cdot 10^{-8}$	Baena (2011)

Una consideración para tomar en cuenta con respecto a las permeabilidades es que estas pueden variar bastante con respecto a la profundidad (Velázquez, 2013).

4.2.6 Densidad relativa

Este parámetro no forma parte del presente análisis de manera directa, en su lugar, se utiliza para determinar rangos de porosidades en los suelos que constituyen los muros de los tranques y embalses de relaves. Esto lo logra gracias a la siguiente relación planteada por Budhu (2011):

Tabla 4-16: Relación entre densidad relativa y porosidad para suelos granulares (Budhu, 2011).

D_r (%)	Porosity, n (%)	Description
0-20	100-80	Very loose
20-40	80-60	Loose
40-70	60-30	Medium dense or firm
70-85	30-15	Dense
85-100	<15	Very dense

Sigue que las densidades relativas para los suelos que constituyen los muros de los tranques y embalses de relaves son las siguientes:

Tabla 4-17: Densidad relativa en muros de tranques y embalses de relaves.

Suelo	Densidad relativa [%]	Referencias
Tranque	50 a 60	Verdugo et al. (2017)
	50 a 60	Troncoso (1995)
Embalse	76 a 88	Riquelme (2016)

4.2.7 Porosidad

A partir de la Tabla 4-16 (Budhu, 2011) y las densidades relativas planteadas por Riquelme (2016), Troncoso (1995) y Verdugo et al. (2017) (ver Tabla 4-17) se obtienen las siguientes porosidades para suelos que constituyen los muros de tranques y embalses de relaves.

Tabla 4-18: Porosidades en muros de tranques y embalses de relaves, utilizando relación de Budhu (2011).

Suelo	Porosidad [-]	Referencias
Tranque	0,4 a 0,5	Verdugo et al. (2017)
	0,4 a 0,5	Troncoso (1995)
Embalse	0,12 a 0,24	Riquelme (2016)

De manera similar a lo anterior, se puede determinar la porosidad de la roca de fundación mediante la siguiente relación:

Tabla 4-19: Relación entre densidad de roca con porosidad (Look, 2007).

Rock density (kg/m ³)	Porosity (%)	Deformability (10 ³ MPa)
<1800	>30	<5
1800–2200	30–15	5–15
2200–2550	15–5	15–30
2550–2750	5–1	30–60
>2750	<1	>60

A partir de esta y los datos presentes en la Tabla 4-14, se obtienen las siguientes porosidades para la roca de fundación:

Tabla 4-20: Porosidad en roca de fundación, utilizando relación de Look (2007).

Suelo	Porosidad [-]	Referencias
Fundación	0,03	US Army Corps of Engineers (2003)
	Menor a 0,01	Look (2007)

Además de los valores anteriores se tienen las siguientes porosidades para los relaves:

Tabla 4-21: Porosidad de relaves.

Suelo	Porosidad [-]	Referencias
Relaves	0,2 a 0,7	Rodríguez et al. (2006)
	0,4 a 0,56	Cortés (2019)

Para recapitular se entrega la siguiente tabla resumen con todas las porosidades obtenidas, tanto las que se adquieren directamente de bibliografía (relaves), como las que se obtienen de las relaciones de Budhu (2011) y Look (2007).

Tabla 4-22: Tabla resumen de porosidades.

Suelo	Porosidad [-]	Referencias
Tranque	0,4 a 0,5	Verdugo et al. (2017)
	0,4 a 0,5	Troncoso (1995)
Embalse	0,12 a 0,24	Riquelme (2016)
Relave	0,2 a 0,7	Rodríguez et al. (2006)
	0,4 a 0,56	Cortés (2019)
Fundación	0,03	US Army Corps of Engineers (2003)
	Menor a 0,01	Look (2007)

4.2.8 Contenido de agua residual

Según GEOSLOPE International Ltd. (2014), el valor de este parámetro típicamente es de un 5 a un 10% de la porosidad. Por lo tanto, tomando en cuenta este rango porcentual y las porosidades mencionadas anteriormente, se tienen los siguientes rangos de valores:

Tabla 4-23: Contenido de agua residual de los distintos suelos, utilizando el rango porcentual sobre la porosidad, planteado por GEOSLOPE International Ltd. (2014).

Suelo	Contenido de agua residual [-]	Referencias
Tranque	Entre 0,02 y 0,05	Verdugo et al. (2017)
	Entre 0,02 y 0,05	Troncoso (1995)
Embalse	Entre 0,006 y 0,024	Riquelme (2016)
Relave	Entre 0,01 y 0,07	Rodríguez et al. (2006)
	Entre 0,02 y 0,056	Cortés (2019)
Fundación	Entre 0,0015 y 0,003	US Army Corps of Engineers (2003)
	Entre 0,0005 y 0,001	Look (2007)

4.2.9 Índice de compresibilidad

El programa GeoStudio de GEOSLOPE International Ltd. en su versión 2021 R2, indica en su ventana de ayuda que un valor que describe bien a este parámetro es $10^{-5} [1/kPa]$. La recomendación anterior se ve respaldada por los siguientes valores obtenidos de bibliografía:

Tabla 4-24: Índices de compresibilidad para los distintos suelos.

Suelo	Índice de compresibilidad [$1/\text{kPa}$]	Referencias
Tranque	10^{-5}	Flores et al. (2019)
Embalse	10^{-5}	Flores et al. (2020)
Relave	10^{-5}	Flores et al. (2020)
Fundación	10^{-8}	R. E. Gesche, comunicación personal, 2021

El único valor que difiere de la recomendación dada sería el correspondiente al suelo de fundación. Sobre esto se tiene que destacar que las rocas no debieran presentar un valor para el índice en cuestión debido a que estas no se pueden someter al ensayo de consolidación del cual este se rescata (R. E. Gesche, comunicación personal, 2021). Sigue que, con tal de poder incluir a la roca de fundación en el análisis, se asume en ella un índice de compresibilidad cercano a cero (10^{-8} [$1/\text{kPa}$]).

4.3 Niveles Freáticos

Gran parte de los parámetros que influyen en el nivel freático ya fueron abarcados en las subsecciones anteriores (permeabilidad, porosidad, contenido de agua residual e índice de compresibilidad). Además de estos, existen otros factores que afectan al nivel freático, y estos son:

- Distancia entre laguna de aguas claras y el muro: El Decreto Supremo N°248 (2007) en su artículo 48 dicta que en el caso de los tranques de relaves, la laguna de aguas claras debe mantenerse lo más alejada posible del muro, para así evitar su saturación y consecuente aumento de la presión de poros que puede llegar a ocasionar su eventual colapso. Carvajal (2018) estima como un umbral aceptable que la laguna de aguas claras este al menos a 200 [m] del muro.
- Longitud del dren en la base del muro: De Valenzuela (2016) se obtiene que un sistema de drenaje sensato para un tranque de relaves, sería uno que cubre un 75% de su ancho basal. Según Barrios (2019), para el caso de un embalse, es seguro asumir uno que cubre el 100% de este.

Un factor para tomar en cuenta es que los drenes reales no siempre se comportan como ideales. Lo que se quiere decir con lo anterior es que, en la realidad, es común que estos se bloqueen parcialmente o no funcionen apropiadamente, y como consecuencia no logran deprimir el nivel freático como corresponde (R. E. Gesche, comunicación personal, 2021). Por lo tanto, a pesar de que se utilice cierta longitud de drenes, esta no siempre es efectiva y por ello, posteriormente en este documento, se utiliza el termino longitud del dren operativo.

- Impermeabilización del muro: El Decreto Supremo N°248 (2007) dicta que tanto los embalses de relaves como los muros de partida de un tranque deben encontrarse

impermeabilizados en el coronamiento y talud aguas arriba. Esto puede realizarse con un material natural de baja permeabilidad o mediante un material sintético como una geomembrana de alta densidad.

El sistema de impermeabilización utilizado sobre el talud aguas arriba del muro al igual que el sistema de drenaje, no siempre actúa a la perfección. En este se pueden generar pequeñas fisuras que provocan zonas de infiltración puntuales (R. E. Gesche, comunicación personal, 2021).

Valenzuela (2016) analiza diversos tranques de relaves chilenos y a partir de aquellos enumera algunas características que explican el buen rendimiento de estos durante las últimas 4 décadas. Una de las tantas características que el menciona es el hecho de que los taludes aguas arriba en depósitos de relaves se encuentran protegidos por una membrana impermeable.

Lo más sensato y a la vez común en cuanto al sistema de impermeabilización es que este comience desde la base, pero existen proyectos en los cuales esta comienza a distintas alturas como lo podría ser a la mitad del talud aguas arriba (R. E. Gesche, comunicación personal, 2021).

4.4 Coeficientes Sísmicos

En el capítulo 2.7 se mencionaron distintos valores y expresiones para determinar el coeficiente sísmico horizontal (ver Tabla 2-5). Estas expresiones requieren de una aceleración horizontal máxima, es por ello por lo que, para satisfacer este parámetro de entrada se buscan registros de aceleraciones máximas de algún terremoto reciente, como lo sería el del Maule ocurrido el 27 de febrero del 2010 (ver Tabla 4-25).

Tabla 4-25: Aceleraciones máximas registradas sin corregir 27 de febrero de 2010 (Boroschek et al., 2010).

Localidad	Estación	Azimut	Aceleraciones máximas (g)					
			Canal 1		Canal 2		Canal 3	
Copiapó (III Región)	QDR	0	EW	0.030	NS	0.016	V	0.008
Vallenar (III Región)	QDR	0	EW	0.020	NS	0.019	V	0.010
Papudo (V Región)	SMA-1	60	Long.	0.295	V	0.155	Trans	0.421
Viña del Mar, Marga-marga (V Región)	Etna	0	NS	0.351	V	0.261	EW	0.338
Viña del Mar, Centro (3) (V Región)	QDR	0	EW	0.334	NS	0.219	V	0.186
Valparaíso, UTFSM (3) (V Región)	SMA-1	180	Long.	0.137	V	0.079	Trans.	0.304
Valparaíso, Almendral (3) (V Región)	SMA-1	310	Long.	0.224	V	0.146	Trans.	0.265
Lillole (3) (V Región)	SMA-1	340	Long.	0.319	V	0.702	Trans.	0.564
Santiago, FCFM (1) RM	ETNA	0	EW	0.163	NS	0.165	V	0.138
Santiago, centro RM	SSA-2	270	Long.	0.218	V	0.182	Trans.	0.309
Santiago, Maipú RM	QDR	0	EW	0.478	NS	0.561	V	0.240
Santiago, Peñalolen RM	QDR	0	EW	0.293	NS	0.295	V	0.280
Santiago, Puente Alto RM	QDR	0	EW	0.263	NS	0.265	V	0.130
Santiago, La Florida RM	K2	0	NS	0.236	V	0.130	EW	0.165
Matanzas (VI Región)	SMA-1	0	Long.	0.342	V	0.234	Trans.	0.308
Hualañe (VII Región)	SMA-1	0	Long.	0.389	V	0.390	Trans.	0.461
Curico (VII Región)	QDR	150	NS	0.470	V	0.198	Trans.	0.409
Talca (VII Región)	SMA-1	0	Long.	0.477	V	0.244	Trans.	0.424
Constitución (VII Región)	SMA-1	0	Long.	0.552	V	0.352	Trans.	0.640
Concepción (VIII Región)	SMA-1	60	Long.	0.402	V	0.398	Trans.	0.284
Angol (2) (IX Región)	QDR	0	EW	0.681	NS	0.928	V	0.281
Valdivia (XV Región)	QDR	0	EW	0.138	NS	0.092	V	0.051

De esta se obtiene que la mayor aceleración máxima horizontal registrada fue de 0,928g. Ahora, a partir de este valor se pueden determinar distintos coeficientes sísmicos dependiendo de la expresión que se escoja. Si se analiza la expresión propuesta por Saragoni (1993):

$$k_h = 0,3 \cdot a_{\max}/g \quad \text{si } a_{\max} \leq 6,6 \text{ m/s}^2 \quad (4-1)$$

$$k_h = 0,22 \cdot (a_{\max}/g)^{0,33} \quad \text{si } a_{\max} > 6,6 \text{ m/s}^2 \quad (4-2)$$

Se tiene que el coeficiente sísmico horizontal (k_h) sería igual a 0,21 para la aceleración en cuestión. Este valor cobra sentido al tomar en cuenta que GEOSLOPE International Ltd., (2020) menciona que valores de hasta 0,3 resultan razonables para dicho parámetro, y que Pulgar (2020) en su trabajo utiliza un rango de 0,1 a 0,2 para estos.

Ahora, ¿Qué pasaría si se utiliza otra de las expresiones predispuestas? Alguna que sea más actual, como por ejemplo Kramer (1996). Esta resulta ser conveniente además por la observación que presenta en la Tabla 2-5, la cual indica que esta es apropiada para muchos taludes. Ahora, sigue que la expresión es la siguiente:

$$k_h = 0,5 \cdot a_{\max}/g \quad (4-3)$$

A partir de esta y la aceleración máxima antes mencionada, se obtiene un coeficiente sísmico horizontal (k_h) de 0,46. Lo cual puede parecer un poco exagerado comparándolo con el resultado obtenido mediante Saragoni (1993), pero la verdad es que se puede dar una diferencia aun mayor dependiendo de la expresión. Por ejemplo, si se utiliza Krinitzsky et al. (1993).

$$k_h = 0,65 \cdot a_{\max}/g \quad (4-4)$$

Para la misma aceleración se obtiene un k_h de 0,6. Entonces lo que realmente se quiere decir con esto es que la variabilidad en coeficientes sísmicos es bastante grande, más aún si se toma en cuenta la incertidumbre que existe entre aceleraciones horizontales máximas dependiendo del evento sísmico. También, cabe destacar que se están utilizando las aceleraciones máximas registradas, las cuales no necesariamente son las máximas reales del lugar en particular; y a la vez, no se puede asegurar que en el registro se encuentra el mayor valor para estas, ocasionada por el sismo.

Con respecto al coeficiente sísmico vertical, se tiene que, como se mencionó en el capítulo 2.7, este comúnmente se omite y se asume nulo (Barrera y Campaña, 2005). Es usual que este se omita debido al poco impacto que ejerce sobre el factor de seguridad de un talud (GEOSLOPE International Ltd., 2020).

5. Definición de los Casos de Estudio

Como se ha mencionado anteriormente, el presente estudio se compone de análisis probabilísticos que requieren de parámetros variables. Pero no todos los parámetros que componen al trabajo pueden serlo, es por ello por lo que, para establecer los casos de estudio a realizar, se deben seleccionar en primer lugar los parámetros constantes y sus valores, y los parámetros variables y sus distribuciones, desviaciones estándar, medias, máximos y mínimos.

La selección anterior está sujeta al criterio del autor y se realiza en base a los resultados de valores referenciados presentados en el capítulo 4.

5.1 Parámetros Constantes

5.1.1 Geometría de los Depósitos de Relaves

Con respecto a las variables que componen a este parámetro crítico, se opta por establecer como constantes a la altura del muro, la revancha, el coronamiento, la pendiente de los relaves y la pendiente del talud aguas arriba del prisma resistente. Esto deja como parámetro variable a la pendiente del talud aguas abajo, la cual se abarca en el capítulo 5.2. Los valores de los parámetros constantes mencionados anteriormente son los siguientes:

Tabla 5-1: Valores de los parámetros geométricos establecidos como constantes.

Parámetro	Valor
Altura del muro del tranque y embalse [m]	100
Revancha del tranque y embalse [m]	3
Ancho de coronamiento del tranque y embalse[m]	15
Pendiente de la superficie de los relaves [%]	1
Pendiente talud aguas arriba del muro del tranque [V:H]	1:2
Pendiente talud aguas arriba del muro del embalse [V:H]	1:1,8

5.1.2 Parámetros de los Suelos

La mayor parte de los parámetros de los suelos abarcados en el capítulo 4.2 se definen como constantes. Vale decir que todos los parámetros del relave y la fundación se establecen como tal. Los valores determinados se presentan en la Tabla 5-2.

Tabla 5-2: Parámetros constantes de los distintos suelos.

Suelo	Parámetro	Valor
Tranque	Cohesión [kPa]	0
	Contenido de agua residual [-]	0,05
	Índice de compresibilidad [$1/\text{kPa}$]	10^{-5}
	Permeabilidad [m/s]	10^{-5}
	Porosidad [-]	0,5
	Relación S_u/σ'_v [-]	0,2
Embalse	Contenido de agua residual [-]	0,02
	Índice de compresibilidad [$1/\text{kPa}$]	10^{-5}
	Permeabilidad [m/s]	10^{-6}
	Porosidad [-]	0,2
Relave	Contenido de agua residual [-]	0,05
	Índice de compresibilidad [$1/\text{kPa}$]	10^{-5}
	Permeabilidad [m/s]	10^{-8}
	Peso unitario [kN/m^3]	17
	Porosidad [-]	0,5
	Relación S_u/σ'_v [-]	0,1
Fundación	Ángulo de fricción [$^\circ$]	45
	Cohesión [kPa]	30000
	Contenido de agua residual [-]	0,001
	Índice de compresibilidad [$1/\text{kPa}$]	10^{-5}
	Permeabilidad [m/s]	10^{-9}
	Peso unitario [kN/m^3]	27
	Porosidad [-]	0,01

5.1.3 Niveles Freáticos

Para este caso, tanto la distancia entre laguna de aguas claras y el muro como la longitud del sistema de impermeabilización en talud aguas arriba, se establecieron como parámetros constantes. Se debe recordar que en este último no siempre se cubre la totalidad del talud aguas arriba, y como en el presente estudio se busca evaluar el efecto del nivel freático, se requiere que este se encuentre dentro del muro. Para lograr tal condición es que se asume que el sistema de impermeabilización comienza a una longitud del 50% del talud aguas arriba del muro y cubre a este hasta su coronamiento. En la Tabla 5-3 se entregan estas longitudes expresadas en metros para el muro del tranque y el embalse de relaves.

Tabla 5-3: Valores de los parámetros constantes del nivel freático.

Parámetro	Valor
Distancia entre laguna de aguas claras y muro de tranque y embalse [m]	200,0
Longitud impermeable en talud aguas arriba del tranque [m]	111,8
Longitud impermeable en talud aguas arriba del embalse [m]	103,0

Con la distancia entre laguna de aguas claras y muro del tranque y embalse de relaves, en conjunto con la pendiente del relave y la revancha ya definidas (ver Tabla 5-1), se puede definir la altura constante que poseerá el nivel de agua presente en la cubeta. Este resultado se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 5-4: Altura constante del nivel de agua presente en la cubeta.

Parámetro	Valor
Altura de agua en cubeta del tranque y embalse de relaves[m]	95

5.1.4 Coeficientes Sísmicos

El coeficiente sísmico vertical se asume como constante y su valor es el siguiente:

Tabla 5-5: Valor del coeficiente sísmico vertical.

Parámetro	Valor
Coficiente sísmico vertical (k_v) [-]	0

5.2 Parámetros Variables

Como se mencionó anteriormente, para los parámetros considerados como variables, se deben establecer la distribución de estos, la desviación estándar y sus valores medios, mínimos y máximos. Para el presente estudio, los parámetros que se definieron como variables son los pesos unitarios y el ángulo de fricción de los suelos que constituyen al muro en el tranque y embalse de relaves, además de la cohesión en este último.

Es seguro asumir que estos están definidos por una distribución normal ya que, ciertos resultados de laboratorio en suelos naturales indican que la mayoría de las propiedades del suelo pueden considerarse como variables aleatorias, que se ajustan a la función de distribución normal (GEOSLOPE International Ltd., 2020). Sumado a esto se tiene el ejemplo acerca de análisis de probabilidad y sensibilidad dado por GEOSLOPE International Ltd. (2021) que define con una distribución normal al ángulo de fricción, cohesión y peso unitario del suelo de un embalse.

Como se asume una distribución normal para los parámetros variables que se utilizan en el presente estudio, es posible determinar la desviación estándar de estos mediante la ecuación (2-11), planteada por Dai y Wang (1992) y mencionada en el capítulo 2.8.3 del presente documento. Para lograr esto, primero se deben definir los rangos de las variables en cuestión (ver Tabla 5-6).

Tabla 5-6: Rangos de los parámetros variables establecidos.

Suelo	Parámetro	Valor	
		Mínimo	Máximo
Tranque	Ángulo de fricción [°]	32	40
	Peso unitario [kN/m ³]	15	21
Embalse	Ángulo de fricción [°]	43	50
	Cohesión [kPa]	0	60
	Peso unitario [kN/m ³]	18	23

Con los rangos ya definidos en la tabla anterior, se procede a calcular las desviaciones estándar y se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-7: Desviaciones estándar de los parámetros variables.

Suelo	Parámetro	Desviación estándar
Tranque	Ángulo de fricción [°]	1,33
	Peso unitario [kN/m ³]	1
Embalse	Ángulo de fricción [°]	1,2
	Cohesión [kPa]	10
	Peso unitario [kN/m ³]	0,8

Finalmente, los valores medios definidos para estos parámetros son los que se presentan a continuación:

Tabla 5-8: Valores medios de los parámetros variables.

Suelo	Parámetro	Valor medio
Tranque	Ángulo de fricción [°]	35
	Peso unitario [kN/m ³]	18
Embalse	Ángulo de fricción [°]	45
	Cohesión [kPa]	30
	Peso unitario [kN/m ³]	20

A modo de recapitulación se presenta la siguiente tabla resumen:

Tabla 5-9: Tabla resumen de los parámetros variables.

Suelo	Parámetro	Valor medio	Mínimo	Máximo	Desviación estándar
Tranque	Ángulo de fricción [°]	35	32	40	1,33
	Peso unitario [kN/m^3]	18	15	21	1
Embalse	Ángulo de fricción [°]	45	43	50	1,2
	Cohesión [kPa]	30	0	60	10
	Peso unitario [kN/m^3]	20	18	23	0,8

5.3 Casos de Estudio

En las secciones anteriores se definieron los parámetros constantes y variables, de estos se puede notar que sólo uno de los parámetros críticos a analizar en el presente estudio (resistencia al corte de los materiales que constituyen al muro del depósito de relaves) se definió como variable. En los otros tres parámetros críticos (geometría del muro, nivel freático y coeficientes sísmicos) no se ha definido ningún parámetro que componga a estos como variable. Lo anterior se debe a que estos son los parámetros críticos por sensibilizar para así definir los casos de estudio a realizar y sus respectivas cantidades.

La variable de la geometría del muro que se evalúa es la pendiente aguas abajo de este (se representa por la relación vertical:horizontal), del coeficiente sísmico se tiene el coeficiente sísmico horizontal (también conocido como k_h) y del nivel freático se estudia la longitud operativa del dren (que se representa por un porcentaje del ancho basal del muro, implicando así que este parámetro no sea completamente independiente de la geometría). Con respecto al último, vale la pena recordar que este puede presentar problemas que provocan que su longitud no sea efectiva, es por ello por lo que para este parámetro se definen longitudes operativas del dren que pueden ser menores a las recomendadas por bibliografía (Nivel freático 2 de Tabla 5-10). Junto a lo anterior, también, se escogen valores de este, que pueden llegar a ser inviables, esto con el objetivo de poder analizar los efectos del nivel freático en los tipos de fallas más superficiales (Niveles freáticos 3 y 4 de Tabla 5-10). Vale la pena destacar que utilizar estos últimos niveles freáticos no afecta negativamente al presente estudio, ya que este no está enfocado en el diseño de los depósitos de relaves, por lo tanto, no importa que estos valores provoquen que los factores de seguridad de algunos casos de estudio sean menores a 1 o que sus probabilidades de falla sean del 100%, lo relevante es evaluar los efectos sobre estos que ejerce dicho parámetro crítico.

Con el objetivo de retomar la definición de los casos de estudio, es que se destaca que todos estos se componen de los parámetros constantes y variables previamente definidos, y a la vez, se ven representados por un valor determinado de los tres parámetros críticos sensibilizados. Los valores de estos son los siguientes:

Tabla 5-10: Valores de los parámetros críticos definidos para sensibilizar a través de los casos de estudio del presente trabajo.

Parámetros críticos		
Estructuras	Caso tranques	Caso embalses
Geometría 1 [V:H]	1:4	1:2
Geometría 2 [V:H]	1:3,5	1:1,8
Geometría 3 [V:H]	1:3	1:1,7
Nivel freático 1 [% del ancho basal del muro]	75	
Nivel freático 2 [% del ancho basal del muro]	50	
Nivel freático 3 [% del ancho basal del muro]	25	
Nivel freático 4 [% del ancho basal del muro]	15	
Coefficiente sísmico 1 [-]	0,15	
Coefficiente sísmico 2 [-]	0,22	
Coefficiente sísmico 3 [-]	0,3	

Con los casos de estudio se busca evaluar todas las combinaciones posibles para los valores anteriores, y esto en ambos tipos de estructuras. Por lo tanto, se tiene que este trabajo se compone de 36 casos de estudio por estructura, es decir, 72 en total. Estos se codifican de forma tal que el código describa de cierta manera a qué estructura corresponde el caso de estudio en cuestión y qué geometrías, niveles freáticos y coeficientes sísmicos lo componen. El método para codificarlos se presenta en la siguiente figura:

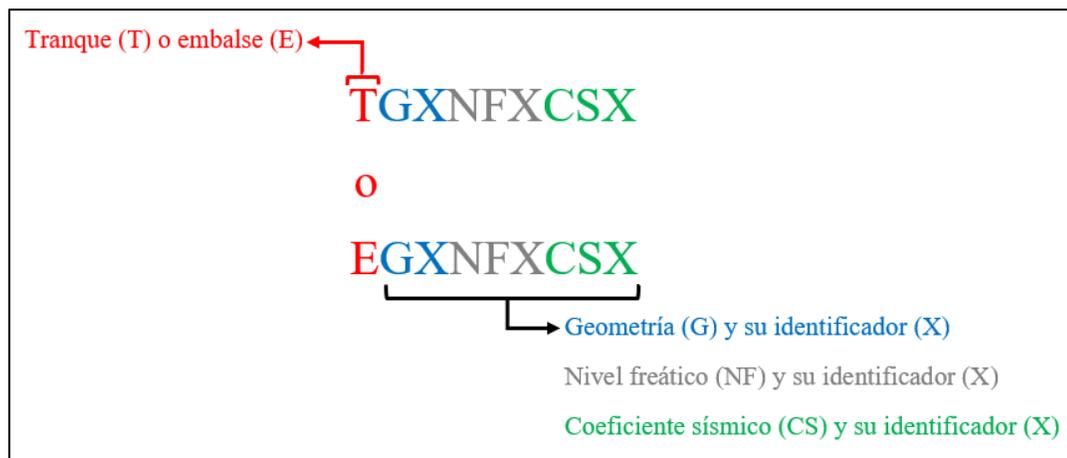


Figura 5-1: Esquema explicativo del método de codificación de los casos de estudio (elaboración propia).

Los valores para los identificadores (X) se presentaron en la Tabla 5-10, es decir, las geometrías y coeficientes sísmicos se identifican con los números del uno al tres mientras que el nivel freático del uno al cuatro. Los casos de estudio, tanto para tranques como para embalses de relaves, se presentan en los anexos de este informe (ver Tabla A.1-1 y Tabla A.1-2 respectivamente).

6. Modelamiento de los Casos de Estudio

Vale la pena destacar que existen detalles propios del modelamiento de las estructuras, es decir, existen ciertas características que se deben definir para representar de una manera sensata, en los programas correspondientes, los casos de estudio establecidos en el capítulo 5. Estas especificaciones pueden ser generales, es decir, afectan a ambos análisis, como también pueden ser exclusivas de un análisis en particular, ya sea el de flujo realizado en SEEP/W o el de estabilidad de taludes realizado en SLOPE/W.

6.1 Definiciones Generales de los Modelos

Con respecto a la definición de regiones, se tiene que, algunos materiales se modelan hasta ciertos límites. Esto se realiza en la roca de fundación y el relave con tal de evitar que se expandan indefinidamente en algún sentido. En el caso del relave, este se modela hasta 300 [m] horizontalmente a partir del límite inferior de la revancha (ver Figura 6-1). La fundación comparte este límite por un lado y por el otro se establece una delimitación dada por una distancia de 50 [m] a partir del pie del muro, en cuanto a su profundidad, se establece que esta sea de 70 [m].

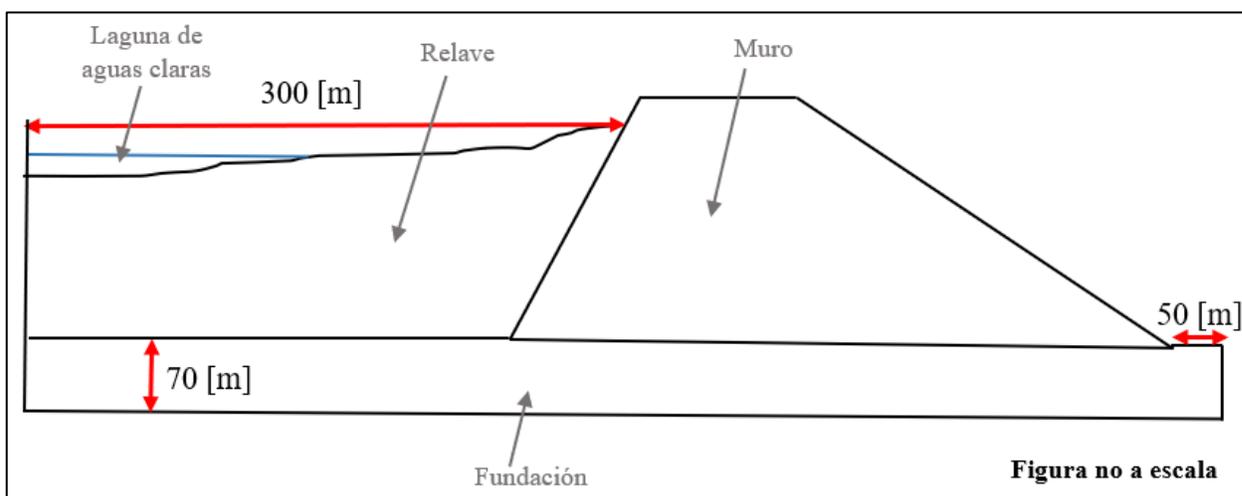


Figura 6-1: Límites geométricos de los modelos (elaboración propia).

6.2 Definiciones Específicas para SEEP/W

6.2.1 Definición de los Materiales

Los materiales se definen por el modelo constitutivo “Saturado/No saturado” del programa SEEP/W y el método de estimación que se utiliza para estimar la función de conductividad hidráulica en estos es el método Van Genuchten.

6.2.2 Definición de las Condiciones de Borde

En primer lugar, se debe mencionar que el programa SEEP/W presenta dificultades para poder modelar al sistema de impermeabilización. El programa en cuestión no ofrece una condición de borde que represente de forma directa a la capa impermeable que se busca utilizar en el talud aguas arriba, pero sí ofrece dos métodos que permiten representarla de cierta forma. La primera opción es definir un material granular con una permeabilidad cercana a cero y dibujarlo en la región del talud aguas arriba que corresponda (ver Figura 6-2). La segunda es dejar dicha región vacía (J. M. Núñez, comunicación personal, 2021), es decir, no se dibuja ningún material en ella (ver Figura 6-3).

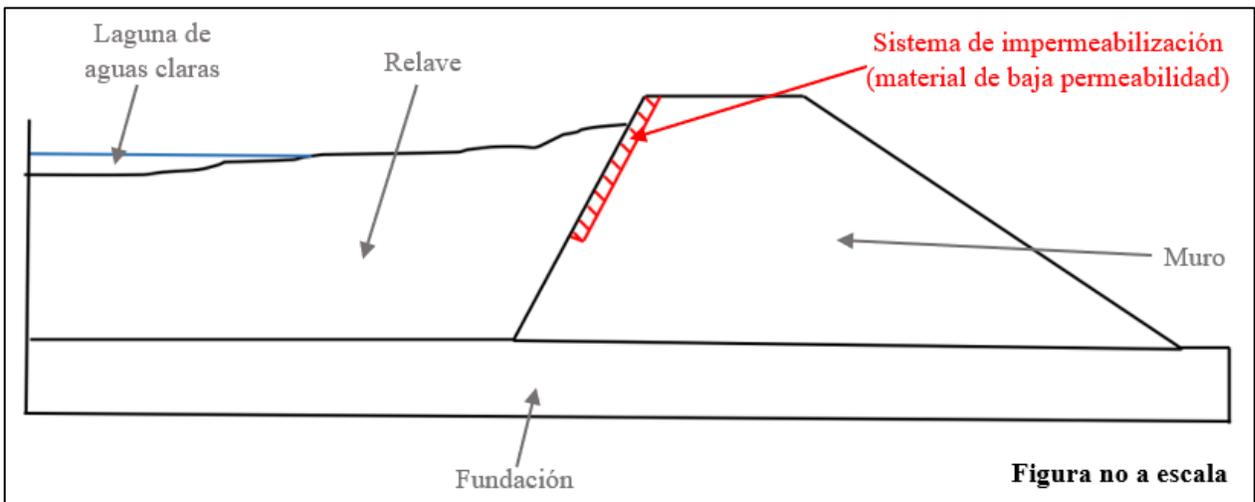


Figura 6-2: Esquema del sistema de impermeabilización representado por una región con material de baja permeabilidad (elaboración propia).

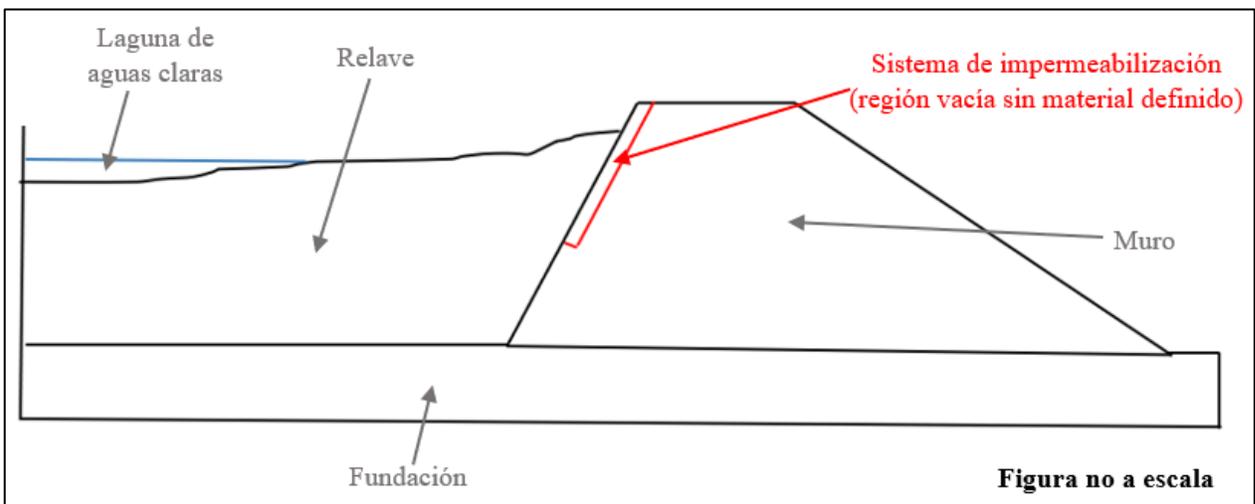


Figura 6-3: Esquema del sistema de impermeabilización representado por una región vacía (elaboración propia).

Como ambas opciones cumplen el mismo objetivo, se puede escoger cualquiera de ellas, en este caso se utiliza la de modelar al sistema de impermeabilización por una región vacía, para así evitar la necesidad de definir un material que en definitiva no existe. Se tiene que destacar que esta región debe rellenarse con los materiales que constituyen al muro para poder ejecutar los análisis de estabilidad de taludes. De no hacerlo, el programa no toma en cuenta como superficies de deslizamiento viables todas las fallas que envuelven o pasan a través de dicha región (ver Figura 6-4).

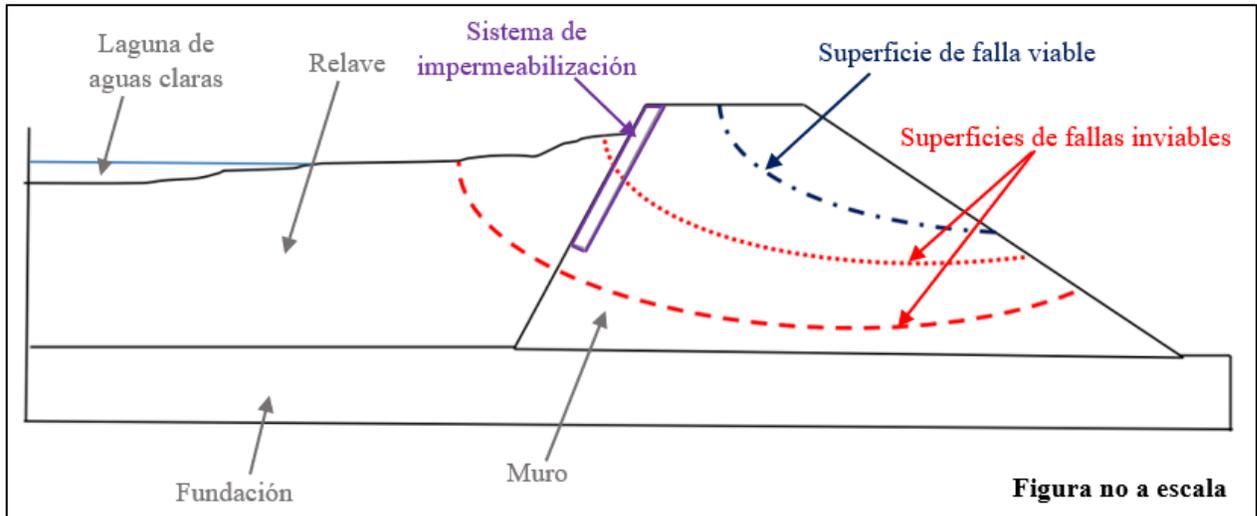


Figura 6-4: Esquema de superficies de fallas viables (azul) e inviables (rojo) según SLOPE/W para cuando se tiene una región vacía (morado) (elaboración propia).

Además del sistema de impermeabilización, existen otras condiciones de borde que sí se pueden modelar como tales en el programa correspondiente. Una de estas es la carga de agua, la cual se establece en el talud aguas arriba del muro y se define como una de “Carga/Altura (H)” constante cuyo valor se encuentra en la Tabla 5-4 (ver segmento celeste en Figura 6-5). Otra corresponde al sistema de drenaje ubicado en el pie de la estructura, este se modela como una condición de borde “Altura de carga de presión” constante de 0 [m] (ver segmento rojo en Figura 6-5). Para el caso anterior, se tiene que es recomendable que el dren que esta representa se encuentre con un mallado del análisis de elementos finitos más discretizado que el del resto del modelo, es decir, que el tamaño de los elementos finitos que componen la malla en dicho segmento sean de menores dimensiones (GEOSLOPE International Ltd., 2019). Por último, se establece en el talud aguas abajo de la estructura una condición de borde “Tasa de agua” constante de 0 [m³/s] (ver segmento morado en Figura 6-5), que se encarga de permitir la salida del agua si la presión supera los 0 [kPa] (GEOSLOPE International Ltd., 2019).

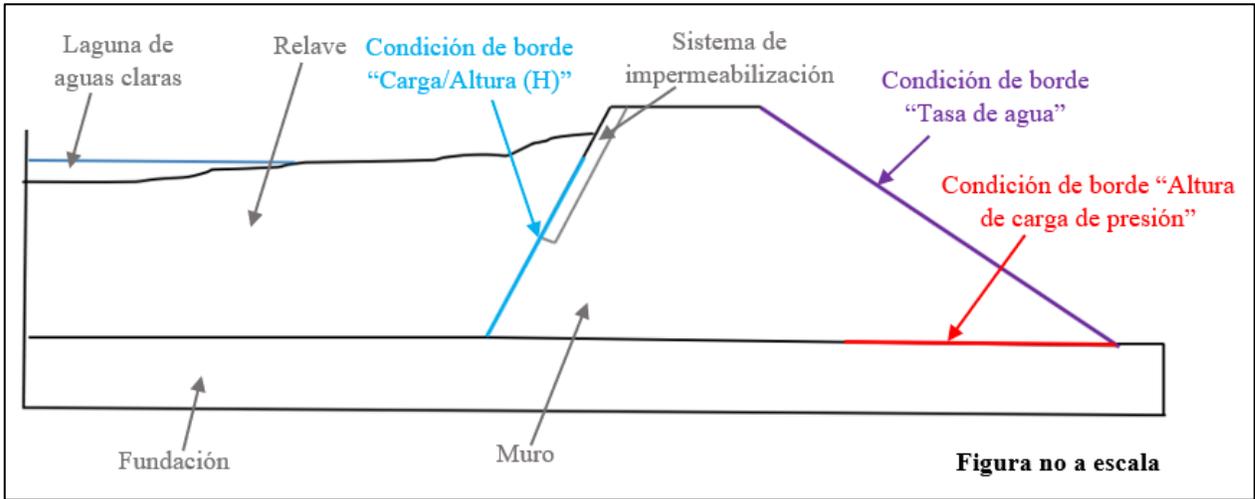


Figura 6-5: Esquema representativo de las condiciones de borde (elaboración propia).

6.2.3 Discretización de los Elementos Finitos

En el capítulo 2.5 se mencionó que es recomendable utilizar elementos finitos triangulares o cuadrilaterales, por lo tanto, dicho patrón de mallado es el que se utiliza para los modelos realizados. En cuanto al tamaño de estos, se debe mencionar que GEOSLOPE International Ltd. (2015) recomienda que se ocupe el establecido como estándar por el mismo programa y que no se modifiquen a menos que sea en poca magnitud o que algún elemento lo amerite, como lo sería el caso de la condición de borde que representa al sistema de drenaje. El estandarizado anterior varía dependiendo del caso de estudio, debido a las diferencias que estos tienen en cuanto a la geometría del muro.

Un tema que surge con la discretización estandarizada por el programa es que para esta se entregan soluciones de niveles freáticos poco regulares, un ejemplo de estas se tiene en la Figura 6-6 cuyo nivel freático se ve representado por la curva azul segmentada.

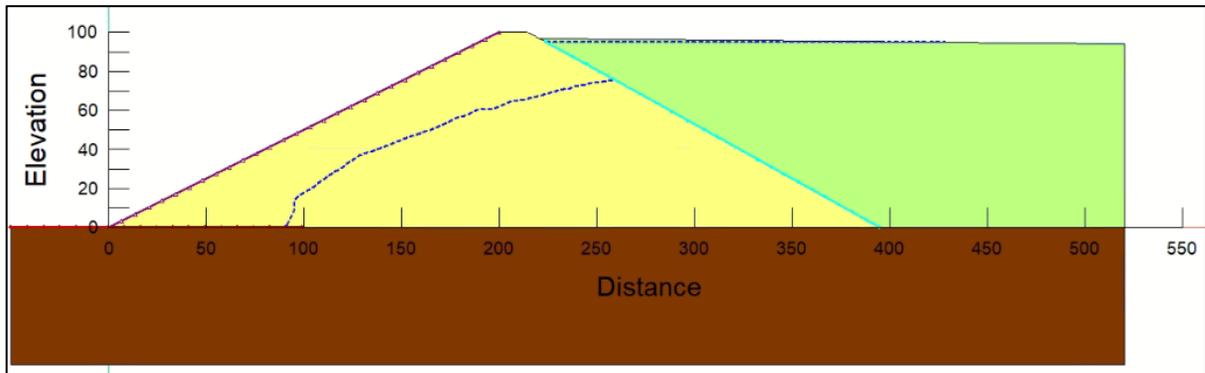


Figura 6-6: Esquema representativo del nivel freático poco regular en el caso EG1NF3CS2 (resultado obtenido de SEEP/W).

Para solucionar este problema lo que se puede hacer es discretizar más, disminuyendo el tamaño de los elementos del mallado. Pero este método trae consigo otras dificultades las cuales serían problemas de convergencia. Por ello es por lo que para solucionar lo anterior, lo que se hace es dividir la región del muro con una curva que representa al nivel freático dentro de este. Realizar esto provoca que los nodos se originen a partir de dicha curva y así se emula una mayor discretización sin el haberla realizado (ver Figura 6-7).

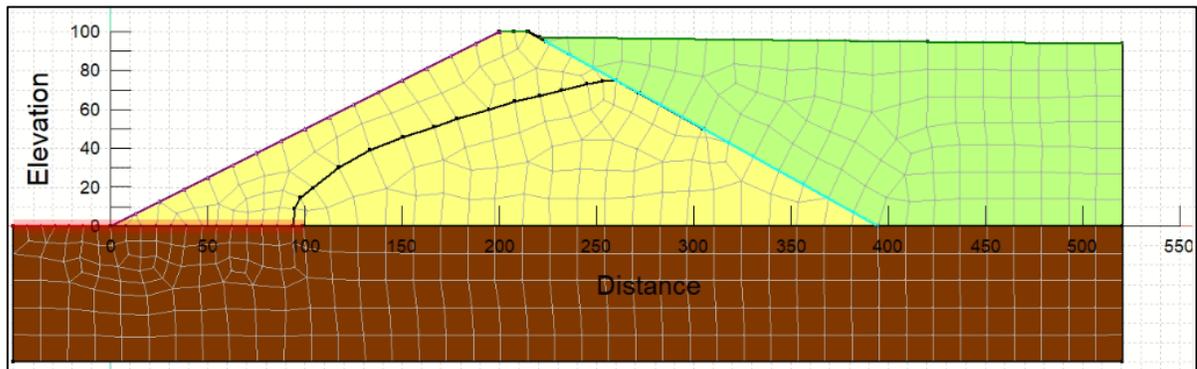


Figura 6-7: Esquema del mallado con curva representativa del nivel freático en caso EG1NF3CS2 (imagen obtenida de SEEP/W).

Para comparar se presenta la Figura 6-8 que no posee la división del muro, generada por la curva representativa del nivel freático.

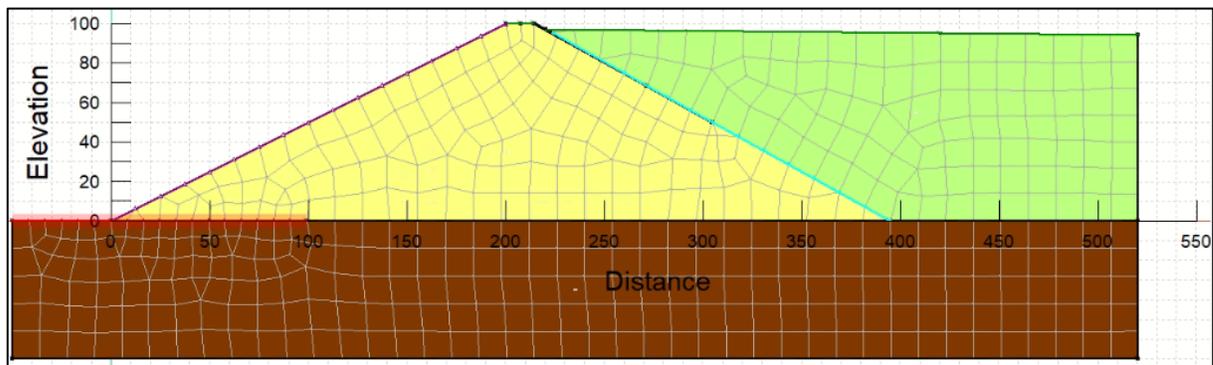


Figura 6-8: Esquema del mallado sin curva representativa del nivel freático en caso EG1NF3CS2 (imagen obtenida de SEEP/W).

La solución anterior puede ayudar a que el nivel freático se vea más estético y regular, pero vale la pena destacar que esta es iterativa. La curva divisoria inicialmente ayuda de cierta forma a regular el nivel freático, pero como su primera solución era irregular, sus resultados no son del todo precisos. Por ello, es por lo que el nivel freático en su segunda solución difiere con la curva divisoria, y para resolver aquello es que se debe iterar modificando a esta para que se ajuste al nivel freático actual. El resultado final de este procedimiento se presenta en la Figura 6-9, para comparar se puede ver nuevamente a la Figura 6-6 que representa el estado natural de la estructura.

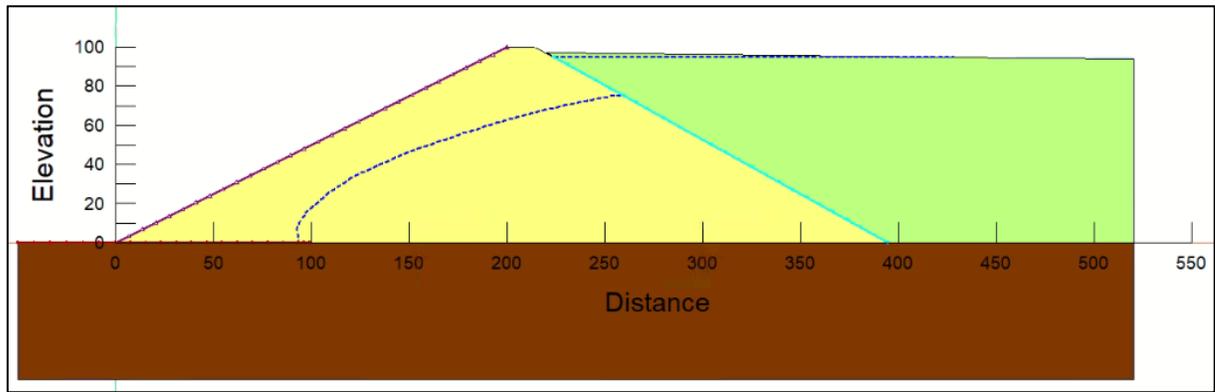


Figura 6-9: Esquema representativo del nivel freático final en caso EG1NF3CS2 (resultado obtenido de SEEP/W).

Vale la pena mencionar que la solución anterior de por sí se tenía que hacer en todos los tranques debido a que el nivel freático se encarga de separar, en esta estructura, entre caso drenado y no drenado (tal como se menciona en el capítulo 4.2). Por lo tanto, sólo en los embalses es que se realiza este procedimiento con el único objetivo de regular de cierta forma al nivel freático del modelo.

Ahora, como se mencionó anteriormente, discretizar disminuyendo el tamaño de los elementos del mallado no era una solución viable debido a que generaba problemas de convergencia. Pero algunos modelos de por sí ya los presentan a pesar de utilizar el mallado estandarizado dado por el programa en cuestión. Según GEOSLOPE International Ltd. (2012), los problemas de convergencia comúnmente se desarrollan cuando se tienen niveles freáticos representados por una función casi vertical. Esta situación se presenta en algunos de los modelos realizados debido a cómo el dren deprime al agua dentro de la estructura (ver Figura 6-10).

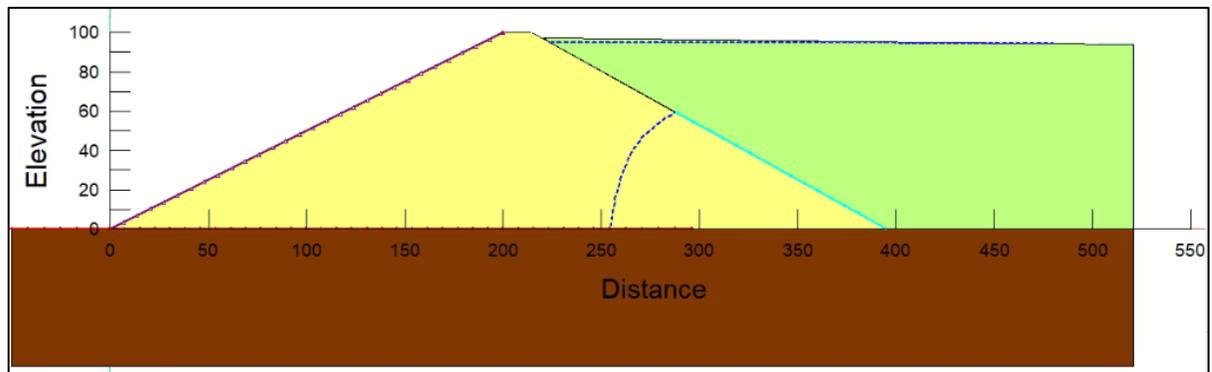


Figura 6-10: Esquema del nivel freático en situación casi vertical presente en el caso EG1NF1CS1 (resultado obtenido de SEEP/W).

Para solucionar los problemas de convergencia ya mencionados, una solución que se tiene es modificar los parámetros de relajación presentes en la ventana de definición del proyecto bajo los ajustes de convergencia (GEOSLOPE International Ltd., 2012). Pero en algunos modelos la solución anterior no basta, y por ello, en estos se opta por modificar el tamaño de los elementos

finitos que componen al mallado del análisis. Estas modificaciones no siguen una regla general, en algunos casos discretizar menos (aumentar el tamaño de los elementos) elimina los problemas de convergencia, mientras que en otros los magnifica.

6.3 Definiciones Específicas para SLOPE/W

6.3.1 Definición de Resistencias dadas por Succión

Como se mencionó en el capítulo 3.3, el primer paso para modelar los casos de estudio en SLOPE/W es establecer el análisis de redes de flujo de SEEP/W como precedente para las condiciones de poros del problema. Una consideración que se debe tener presente de lo anterior es que el análisis de estabilidad de taludes puede tomar en cuenta resistencias por succiones dadas por las presiones de poros negativas que se encuentran sobre el nivel freático en los muros. A modo de ejemplo, se entrega la Figura 6-11, la cual representa al esquema de redes de flujo que se obtiene para el caso TG1NF2CS1 (que además es el mismo para los casos TG1NF2CS2 y TG1NF2CS3).

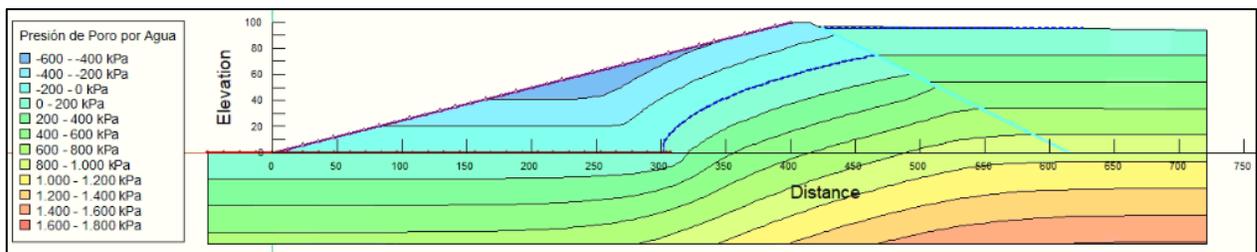


Figura 6-11: Esquema de redes de flujo con leyenda de sus presiones de poros para los casos TG1NF2CS1, TG1NF2CS2 y TG1NF2CS3 (resultado obtenido de SEEP/W).

A nivel del presente estudio, no se busca incluir fuerzas resistentes por succión, debido a lo poco confiables que estas son especialmente cuando se trata de un análisis del tipo pseudo-estático como lo serían los de este trabajo.

SLOPE/W ofrece dos métodos para definir succiones, uno es estableciendo el parámetro constante ϕ_b y el otro es ingresando una función de contenido volumétrico de agua. Según investigaciones publicadas, el primero usualmente posee valores menores que ϕ' y mayores que cero, el rango más común de este sería entre 15 y 20° (GEOSLOPE International Ltd., 2020). Con tal de evitar que el software considere resistencias por succiones lo que se hace es establecer un valor de cero en el parámetro ϕ_b , con esto se le indica al programa que el efecto de las presiones de poros negativas sobre las resistencias de los materiales es nulo, por ende, a pesar de que SLOPE/W indique la existencia de dichas presiones, estas no ejercen ningún efecto sobre los resultados del análisis de estabilidad de taludes. Vale la pena destacar que el software tiene estandarizado un valor de cero para ϕ_b , es decir, el programa de por sí no incluye resistencias por succión a menos que el usuario se lo indique.

6.3.2 Definición de las Superficies de Deslizamiento

Como se ha mencionado anteriormente en el presente documento, existen diversos tipos de fallas (bloque, circular, planar, entre otros) y diversas magnitudes de estas también. Para los análisis de estabilidad de taludes correspondientes a este estudio, se evaluarán tres tipos de superficies de fallas. Una de estas será global de tipo bloque (ver superficie de deslizamiento a) en Figura 6-12), otra global circular (revisar superficie de deslizamiento b) en Figura 6-12) y por último una falla superficial circular (notar superficie de deslizamiento c) de Figura 6-12).

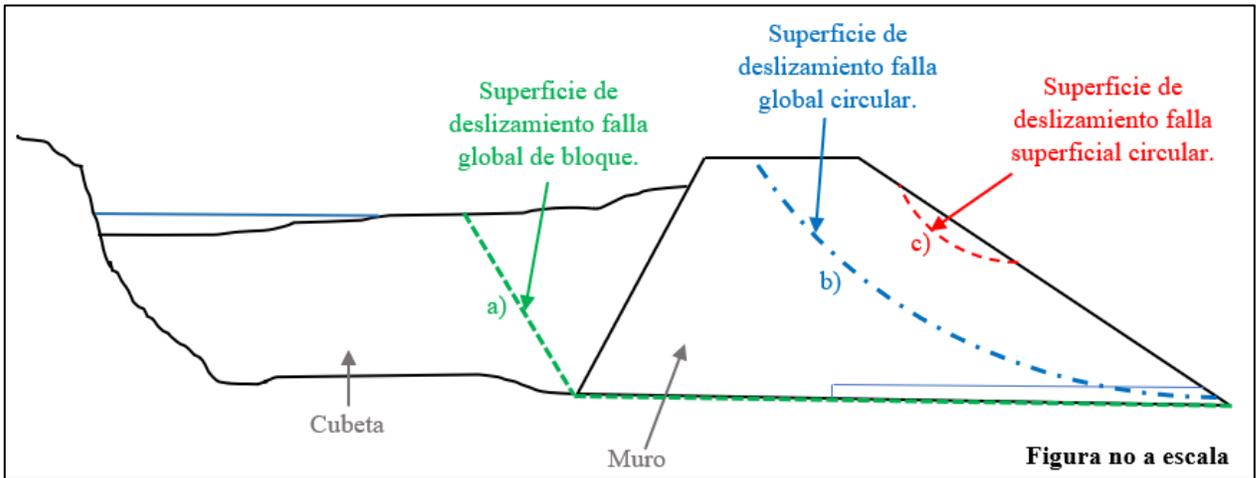


Figura 6-12: Esquema de las superficies de deslizamiento a evaluar en el presente análisis (elaboración propia).

- Falla global de tipo bloque: Esta evalúa el deslizamiento de todo el muro o la mayor parte de él, es por dicha razón que para este tipo de falla se define una mayor cantidad de dovelas que para los otros dos (70 dovelas). Con tal de facilitar la explicación de cómo esta se define en SLOPE/W, se presenta la Figura 6-13.

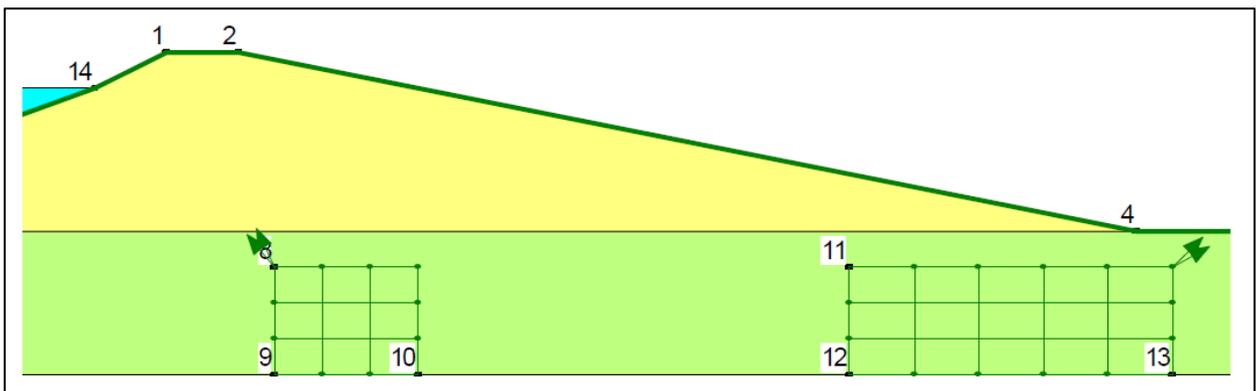


Figura 6-13: Esquema de definición de una falla tipo bloque en SLOPE/W (GEOSLOPE International Ltd., 2020).

En la figura anterior se pueden apreciar dos bloques de cuadrículas, estos se denominan bloque izquierdo y bloque derecho. En ambos es necesario definir los tres vértices

numerados, el número de divisiones entre estos (tanto horizontalmente como verticalmente) y los ángulos de inclinación (representados por las flechas en los vértices superiores de los bloques) incluyendo la cantidad de ángulos que se quieren evaluar entre estos.

El programa en este caso, que consiste en ser una falla de izquierda a derecha, lo que hace es evaluar como superficie de deslizamiento a la proyección hacia la superficie desde un punto de la cuadrícula del bloque izquierdo considerando alguno de los ángulos de inclinación definidos para este. Luego se conecta dicho punto con uno cualquiera del bloque derecho y se proyecta la falla a la superficie con una inclinación dada por los ángulos definidos para este. El procedimiento anterior se repite para todas las inclinaciones y todos los puntos y sus combinaciones en ambos bloques.

Para el caso del presente estudio, se debe destacar que las superficies de deslizamiento van de derecha a izquierda, no de izquierda a derecha como se ha representado en ejemplos anteriores.

Sigue que, para el análisis de este tipo de falla, se define el bloque izquierdo como un solo punto que se ubica al nivel de fundación, a un 25% de la longitud basal del muro a partir de su pie aguas abajo, y se restringe su ángulo de inclinación a 180° solamente, es decir, la falla sale por el pie del prisma resistente. En cuanto a su bloque derecho, este también se encuentra en la base de la estructura y en él se evalúan cinco puntos que se distribuyen desde 35 [m] dentro del muro desde su pie aguas arriba hasta 15 [m] dentro de la cubeta desde el mismo punto. Los ángulos de inclinación definidos en este son los estandarizados por SLOPE/W, es decir, 45 a 65° , y se evalúan tres ángulos entre estos. Para dar a entender lo anterior se presentan las siguientes figuras:

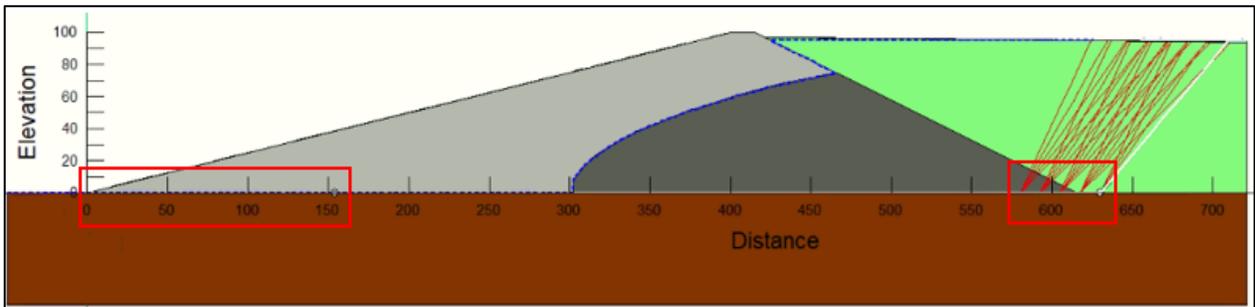


Figura 6-14: Superficies de fallas tipo bloque evaluadas en el caso TG1NF2CS1 (resultado obtenido de SLOPE/W).

Sigue que se presentan los aumentos de las zonas enmarcadas en rojo de la figura anterior.

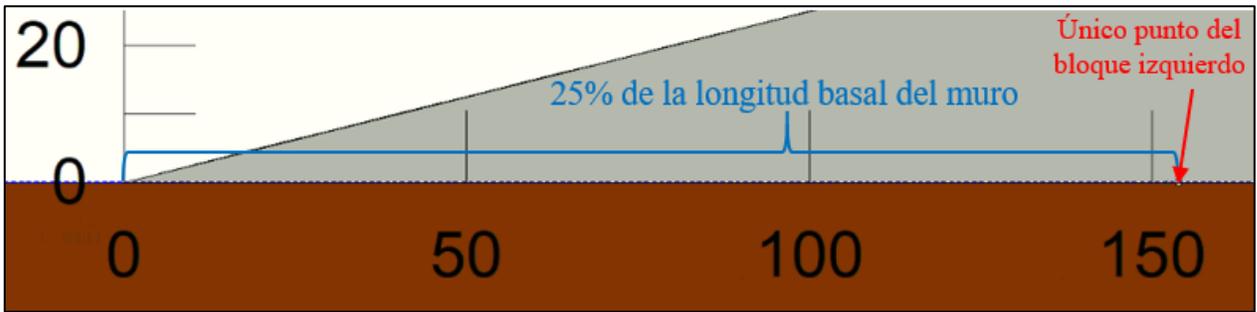


Figura 6-15: Representación de la definición del bloque izquierdo (imagen modificada a partir de resultado obtenido de SLOPE/W).

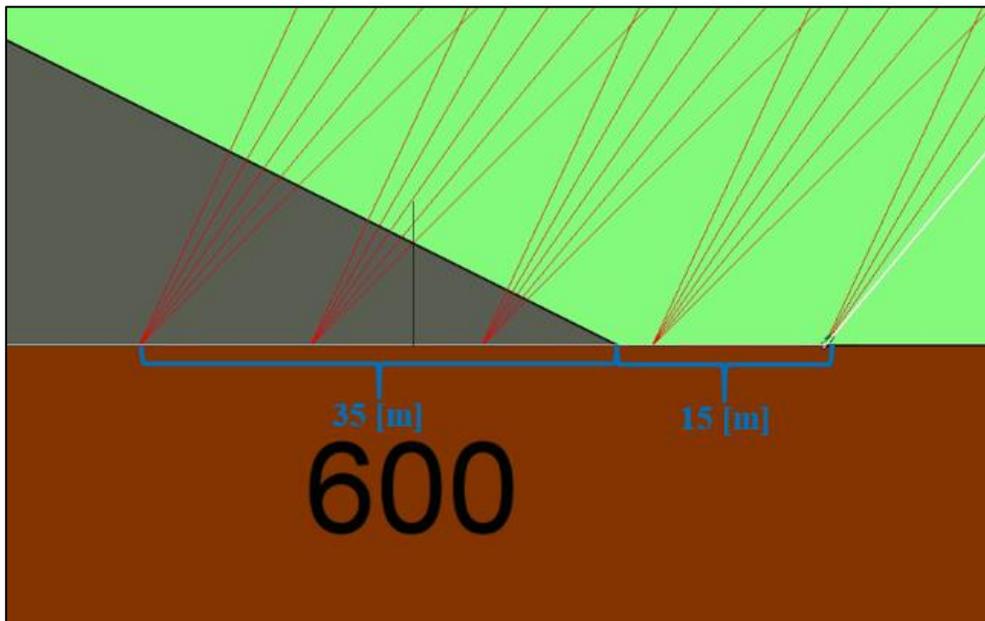


Figura 6-16: Representación de la definición del bloque derecho (imagen modificada a partir de resultado obtenido de SLOPE/W).

Cabe destacar que en la Figura 6-14, la superficie de deslizamiento representada por una línea en blanco corresponde a la falla crítica de entre todas las evaluadas.

Con las consideraciones para la definición de las fallas globales tipo bloque ya presentadas, ahora, vale la pena mencionar una dificultad a la cual estas se enfrentan. El inconveniente en cuestión es que para este tipo de falla se poseen problemas de convergencia cuando se utilizan ángulos muy agudos para definir a la superficie de deslizamiento, y a la vez, estos también se presentan cuando ambos bloques se encuentran demasiado cerca uno del otro (GEOSLOPE International Ltd., 2020). Las dificultades de convergencia antes mencionadas se traducen en que una cantidad no menor de las superficies de deslizamiento evaluadas poseen un factor de seguridad indefinido.

- Falla global circular: Este tipo de falla busca abarcar al menos la mitad del coronamiento de la estructura, y a partir de dicha entrada, analizar una falla circular profunda hasta

aproximadamente el pie aguas abajo del muro. Debido a que se busca que esta sea honda, es que se define en el programa una profundidad mínima de 30 [m] para la superficie de deslizamiento. Si no se impusiera esta limitante, las fallas en los casos que no presentan cohesión, como por ejemplo los tranques de relaves, resultarían ser indeseablemente superficiales, implicando así que no se cumpla con la evaluación de una falla global circular. Cabe destacar, además, que por el hecho de que en esta falla se evalúa una masa de deslizamiento de menor longitud, que la vista en el caso de la global tipo bloque, se define una cantidad de 50 dovelas para componer a este análisis.

Para definir a este tipo de falla se utiliza el método de entrada y salida de SLOPE/W, este se caracteriza por solicitar rangos en los cuales se encontrarán las entradas y las salidas de todas las superficies de deslizamiento a evaluar. Junto a la definición de rangos se debe establecer el número de incrementos sobre este, es decir, se debe definir la cantidad de puntos que se desea evaluar dentro de él. A la vez, se tiene que ingresar el número de incremento de radios para la falla circular que se quieren analizar.

En este estudio, se define el rango de entrada para todas las estructuras desde la revancha mínima hasta la mitad del coronamiento. En su lugar, el rango de salida para el embalse se establece desde la proyección de 30 [m] horizontales, al talud aguas abajo, hasta el pie de este (ver Figura 6-17). Mientras que en los tranques, la diferencia radica en que dicha proyección es de 50 [m].

Para todos los casos se establece un número de incrementos sobre el rango (tanto de entrada como de salida) de seis, esto se traduce en que se evalúan siete puntos incluyendo los que corresponden a los límites. En cuanto al incremento de radios, se define un número de aumentos de 10 para todos los casos. Con tal de facilitar la comprensión de la definición de este tipo de falla es que se presenta la siguiente figura:

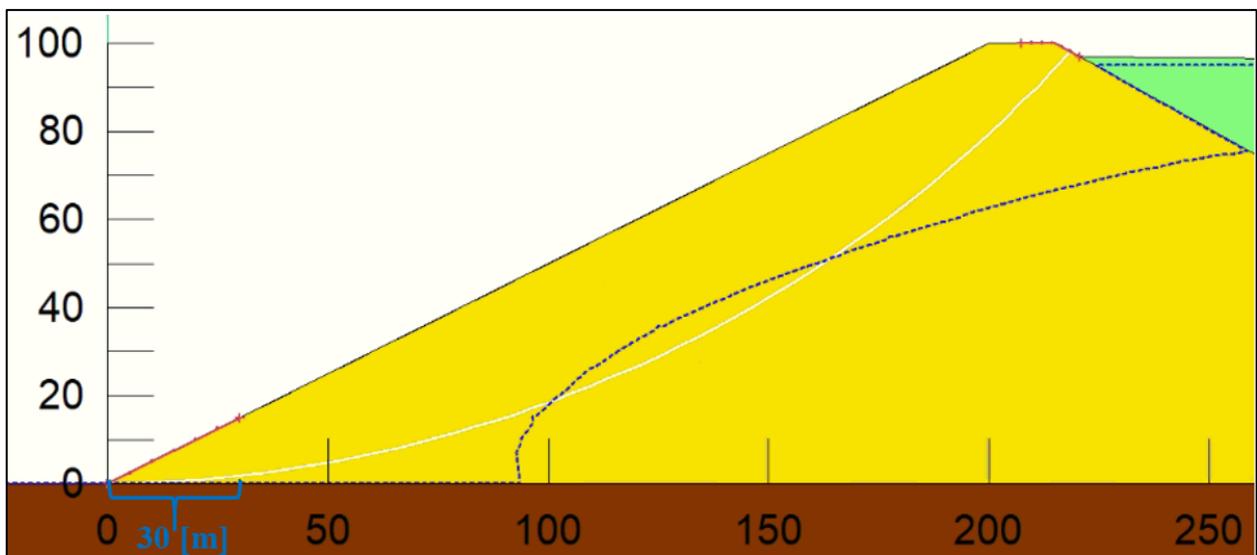


Figura 6-17: Superficie de falla global circular para caso EG1NF3CS2 (imagen modificada a partir de resultado obtenido de SLOPE/W).

Los segmentos rojos presentes en el coronamiento y en el pie de la estructura representan los rangos de entrada y salida respectivamente. Nuevamente cabe mencionar que la línea blanca presente en la figura representa a la superficie de deslizamiento crítica. Por último, se destaca nuevamente que el rango de salida para el tranque de relaves se define hasta los 50 [m], pero siguiendo la misma lógica dada por el caso del embalse en la figura anterior.

- Falla superficial circular: Esta al igual que la falla global circular, se define mediante el método de entrada y salida. A la vez, aquí también se define una cantidad de 50 dovelas. Las diferencias entre estas radican en la profundidad de falla y la definición de los rangos. Con respecto a la primera diferencia, se tiene que como se busca una solución superficial, se establece la profundidad mínima de superficie de deslizamiento estandarizada por $SLOPE/W$, la cual sería de 0,1 [m].

En cuanto a los rangos, se tiene que la salida se define desde el pie del talud aguas abajo hasta la mitad de este. Mientras que la entrada se define desde el coronamiento hasta una distancia de 50 [m], sobre el talud, desde su punto medio (ver Figura 6-18). En ambas estructuras se establece el incremento de radios estandarizado por $SLOPE/W$, el cual corresponde a un valor de cuatro. En los tranques la cantidad de incrementos sobre el rango de entrada es de 10 y en el rango de salida es de ocho, en el caso de los embalses estos serían de ocho y seis respectivamente. Para ejemplificar lo anterior de una mejor manera, se presenta la siguiente figura:

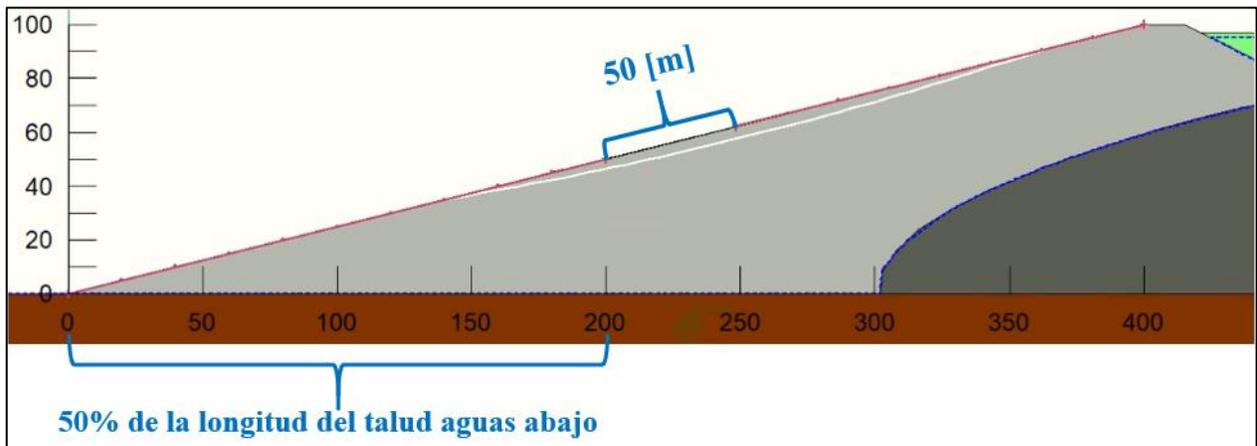


Figura 6-18: Superficie de falla superficial circular para caso TG1NF2CS1 (imagen modificada a partir de resultado obtenido de $SLOPE/W$).

A modo de resumen se presentan las profundidades mínimas de las superficies de deslizamientos y el número de dovelas definidos para cada tipo de falla estudiada:

Tabla 6-1: Número de dovelas y profundidades mínimas de deslizamientos para cada tipo de falla a analizar en el presente estudio.

Tipo de falla	Número de dovelas [-]	Profundidad mínima de deslizamiento [m]
Global tipo bloque	70	No aplica
Global circular	50	30
Superficial circular	50	0,1

6.3.3 Consideraciones generales

Dentro de las consideraciones generales que se aplican a los tres tipos de fallas evaluadas en el presente estudio, se tiene el número de ensayos de Monte Carlo y el método de búsqueda para las convergencias de los factores de seguridad.

Con respecto al primero, se tiene que la cantidad requerida de estos depende del nivel de confianza que se busca en la solución. A modo de ejemplo GEOSLOPE International Ltd. (2020), indica que para un nivel de confianza de un 80%, con una desviación estándar de 1,28 y tres variables a analizar, se solicitan 1.000 pruebas de Monte Carlo aproximadamente. Ahora, para las mismas tres variables, manifiestan que, si se busca un nivel de confianza de un 90%, se tendría una desviación estándar de 1,64 y con esto se obtiene que se necesitan alrededor de 300.000 ensayos.

Para efectos prácticos, el número de pruebas que se deben realizar suelen ser del orden de miles. Pero, se tiene que, en la mayoría de los casos la solución no es muy sensible al número de pruebas después de realizar algunos miles de estas (GEOSLOPE International Ltd., 2020). Por la razón anterior es que se decide utilizar la cantidad de ensayos que viene por defecto en SLOPE/W, la cual sería de 2.000 pruebas. Esto se aplica a todos los tipos de fallas, estructuras y casos de estudio.

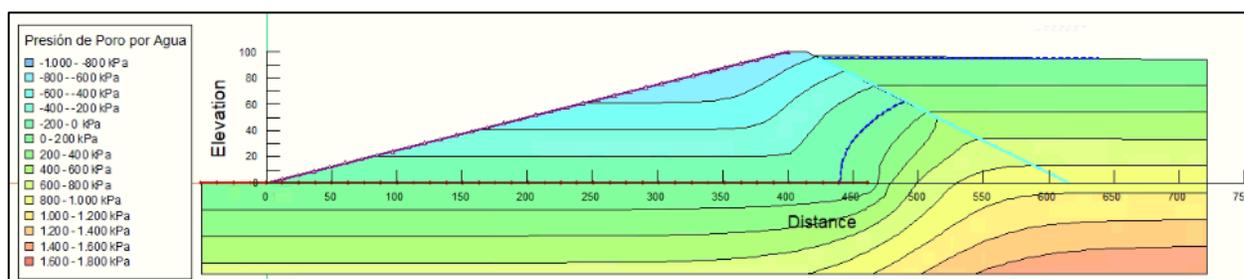
Finalmente, con respecto al método de búsqueda para las convergencias de los factores de seguridad, se utiliza el buscador de raíz en lugar de una búsqueda lineal. Esto se hace con el objetivo de evitar ciertos problemas de convergencia y así obtener una mayor cantidad de superficies de deslizamiento cuyos factores de seguridad logren converger, es decir, que estén bien definidos (GEOSLOPE International Ltd., 2017).

7. Resultados del Análisis de Sensibilidad

En el presente capítulo se entregan los resultados obtenidos de los análisis realizados durante este estudio.

7.1 Resultados del análisis de redes de flujos

En primer lugar, se tienen los resultados del análisis de redes de flujos que se realiza en el programa de elementos finitos SEEP/W. De este se obtienen las líneas de flujo, las equipotenciales y las velocidades de los flujos para todos los casos de estudio evaluados. No se profundiza en el presente trabajo sobre estos debido a que no son los resultados principales que se buscan analizar en este estudio. Lo que más interesa de este análisis son las situaciones de las presiones de poros y la posición y forma que posee la curva representativa del nivel freático. Estos resultados se representan mediante esquemas de redes de flujos, que vienen acompañados por una leyenda de las presiones de poro. Dichos esquemas se encuentran en el capítulo A.2 de los anexos y a modo de ejemplo se presenta la Figura 7-1 que equivale a la Figura A.2-1.



Anteriormente en el capítulo 6.3.1 ya se había presentado un ejemplo de este estilo, independiente de lo anterior, vale la pena recalcar que, en la figura, la curva segmentada azul representa al nivel freático y la línea roja, morada y calipso simbolizan a las condiciones de borde descritas en la Figura 6-5.

El esquema anterior es el mismo para los tres casos de estudio señalados debido a que entre estos la única diferencia se encuentra en los coeficientes sísmicos horizontales utilizados, y diferencias en este parámetro no influyen en los resultados del análisis de redes de flujo.

7.2 Resultados del análisis de estabilidad de taludes

El software de equilibrio limite, SLOPE/W, utiliza los resultados anteriores como base y entrega los siguientes para el análisis de estabilidad de taludes:

En primer lugar, se tienen los esquemas de las tres superficies de falla evaluadas en cada caso de estudio. A modo de ejemplo, se presentan los del caso TG1NF1CS1.

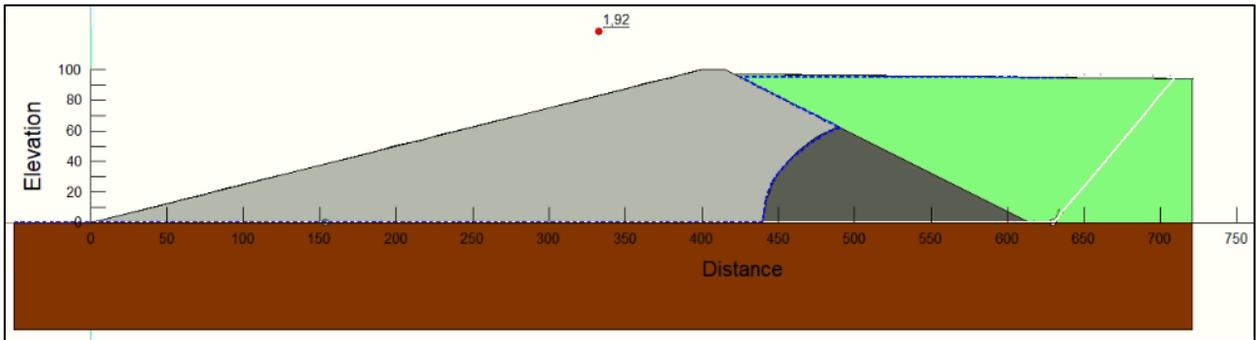


Figura 7-2: Esquema de la superficie de falla global tipo bloque para el caso TG1NF1CS1 (imagen obtenida de SLOPE/W).

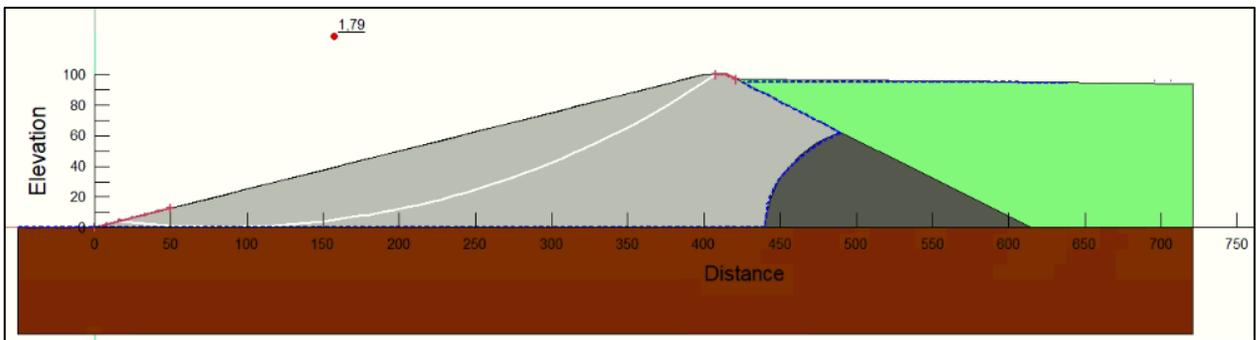


Figura 7-3: Esquema de la superficie de falla global circular para el caso TG1NF1CS1 (imagen obtenida de SLOPE/W).

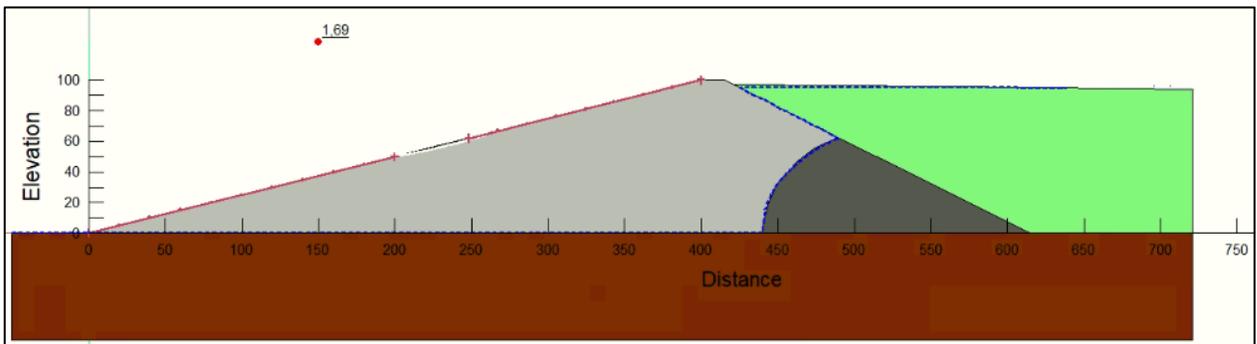


Figura 7-4: Esquema de la superficie de falla superficial circular para el caso TG1NF1CS1 (imagen obtenida de SLOPE/W).

Las figuras anteriores representan a las superficies de deslizamiento mediante una línea blanca. En el capítulo 6 ya se habían dado a conocer ejemplos de estos esquemas, pero con un objetivo distinto al del presente capítulo. Por ello es por lo que vale la pena describir en este de una manera más exhaustiva dichos resultados.

Cómo se ha mencionado anteriormente, la línea discontinua azul representa al nivel freático. Los segmentos rojos encontrados en ambas fallas circulares simbolizan la entrada y salida definidas para estos tipos de falla. En verde se describen los límites de los ángulos de inclinación y los puntos de la malla que define a la falla de tipo bloque, estos aquí no se aprecian en demasía, pero las indicaciones y especificaciones de estos se presentaron en el capítulo 6.3.2.

La región coloreada en verde representa al relave, la café a la fundación y la gris al tranque. Con respecto a esta última, se tiene que la gris clara encarna al material del tranque en una condición drenada mientras que la gris oscura lo simboliza en una no drenada. Los embalses se ven representados de una manera similar a los tranques, con la diferencia de que estos se encuentran coloreados en amarillo y no poseen una condición no drenada. A modo de ejemplo, se entrega el esquema de la superficie de falla global tipo bloque para el caso EG1NF1CS1:

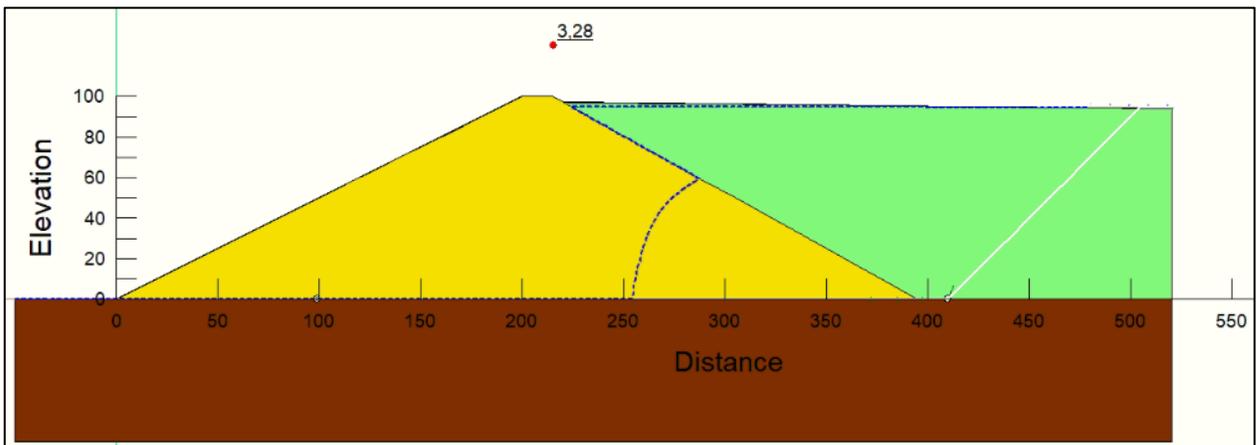


Figura 7-5: Esquema de la superficie de falla global tipo bloque para el caso EG1NF1CS1 (imagen obtenida de SLOPE/W).

Los esquemas de las superficies de fallas para todos los demás casos de estudio se encuentran en el capítulo A.3 de los anexos.

Los números que se encuentran ubicados cerca del punto rojo en los esquemas presentados representan al factor de seguridad determinístico del problema. Lo que se quiere decir con lo anterior, es que el programa antes de evaluar todos los valores para los parámetros variables ya definidos, lo que hace es resolver el problema, pero utilizando un valor constante de ellos, que corresponde a la media establecida para estos (ver Tabla 5-9). Vale la pena destacar que el valor de este factor de seguridad determinístico no necesariamente es igual a los factores de seguridad promedio que se obtendrán al finalizar los análisis probabilísticos.

En las siguientes tablas se presentan los factores de seguridad promedio ya mencionados y las probabilidades de falla que tiene cada caso de estudio para los tres tipos de fallas analizados en el presente estudio:

Tabla 7-1: Factores de seguridad promedio y probabilidades de falla de los distintos tipos de fallas evaluadas en los casos de tranques de relaves.

Caso	Falla global bloque		Falla global circular		Falla superficial circular	
	FS promedio [-]	Probabilidad de falla [-]	FS promedio [-]	Probabilidad de falla [-]	FS promedio [-]	Probabilidad de falla [-]
TG1NF1CS1	1,91	0,0000	1,79	0,0000	1,69	0,0000
TG1NF1CS2	1,51	0,0000	1,50	0,0000	1,41	0,0000
TG1NF1CS3	1,22	0,0000	1,26	0,0000	1,18	0,0000
TG1NF2CS1	1,19	0,0000	1,79	0,0000	1,69	0,0000
TG1NF2CS2	0,95	0,9085	1,50	0,0000	1,41	0,0000
TG1NF2CS3	0,78	1,0000	1,26	0,0000	1,18	0,0000
TG1NF3CS1	0,65	1,0000	0,82	1,0000	0,66*	1,0000
TG1NF3CS2	0,51	1,0000	0,71	1,0000	0,59*	1,0000
TG1NF3CS3	0,42	1,0000	0,62	1,0000	0,53*	1,0000
TG1NF4CS1	0,51	1,0000	0,47	1,0000	0,43*	1,0000
TG1NF4CS2	0,40	1,0000	0,41	1,0000	0,36*	1,0000
TG1NF4CS3	0,32	1,0000	0,35	1,0000	0,31*	1,0000
TG2NF1CS1	1,88	0,0000	1,64	0,0000	1,54	0,0000
TG2NF1CS2	1,49	0,0000	1,38	0,0000	1,30	0,0000
TG2NF1CS3	1,21	0,0000	1,17	0,0000	1,10	0,0250
TG2NF2CS1	1,19	0,0000	1,64	0,0000	1,54	0,0000
TG2NF2CS2	0,95	0,9025	1,38	0,0000	1,30	0,0000
TG2NF2CS3	0,78	1,0000	1,17	0,0000	1,10	0,0250
TG2NF3CS1	0,65	1,0000	0,81	1,0000	0,71*	1,0000
TG2NF3CS2	0,51	1,0000	0,72	1,0000	0,64*	1,0000
TG2NF3CS3	0,42	1,0000	0,64	1,0000	0,59*	1,0000
TG2NF4CS1	0,50	1,0000	0,46	1,0000	0,43*	1,0000
TG2NF4CS2	0,40	1,0000	0,41	1,0000	0,40*	1,0000
TG2NF4CS3	0,32	1,0000	0,37	1,0000	0,35*	1,0000
TG3NF1CS1	1,83	0,0000	1,47	0,0000	1,38	0,0000
TG3NF1CS2	1,46	0,0000	1,26	0,0000	1,18	0,0000
TG3NF1CS3	1,20	0,0000	1,07	0,0730	1,00	0,5280
TG3NF2CS1	1,18	0,0000	1,47	0,0000	1,38	0,0000
TG3NF2CS2	0,95	0,8765	1,26	0,0000	1,18	0,0000
TG3NF2CS3	0,79	1,0000	1,07	0,0730	1,00	0,5280
TG3NF3CS1	0,64	1,0000	0,82	1,0000	0,81*	1,0000
TG3NF3CS2	0,52	1,0000	0,73	1,0000	0,73*	1,0000
TG3NF3CS3	0,43	1,0000	0,66	1,0000	0,67*	1,0000
TG3NF4CS1	0,50	1,0000	0,46	1,0000	0,45*	1,0000

Caso	Falla global bloque		Falla global circular		Falla superficial circular	
	FS promedio [-]	Probabilidad de falla [-]	FS promedio [-]	Probabilidad de falla [-]	FS promedio [-]	Probabilidad de falla [-]
TG3NF4CS2	0,40	1,0000	0,41	1,0000	0,41*	1,0000
TG3NF4CS3	0,33	1,0000	0,37	1,0000	0,38*	1,0000

*: Casos que no cumplen con entregar una falla superficial circular.

Tabla 7-2: Factores de seguridad promedio y probabilidades de falla de los distintos tipos de fallas evaluadas en los casos de embalses de relaves.

Caso	Falla global bloque		Falla global circular		Falla superficial circular	
	FS promedio [-]	Probabilidad de falla [-]	FS promedio [-]	Probabilidad de falla [-]	FS promedio [-]	Probabilidad de falla [-]
EG1NF1CS1	3,30	0,0000	1,76	0,0000	1,74	0,0000
EG1NF1CS2	2,62	0,0000	1,55	0,0000	1,53	0,0000
EG1NF1CS3	2,12	0,0000	1,35	0,0000	1,33	0,0000
EG1NF2CS1	2,86	0,0000	1,76	0,0000	1,74	0,0000
EG1NF2CS2	2,27	0,0000	1,55	0,0000	1,53	0,0000
EG1NF2CS3	1,84	0,0000	1,35	0,0000	1,33	0,0000
EG1NF3CS1	2,48	0,0000	1,74	0,0000	1,74	0,0000
EG1NF3CS2	1,97	0,0000	1,52	0,0000	1,53	0,0000
EG1NF3CS3	1,60	0,0000	1,33	0,0000	1,33	0,0000
EG1NF4CS1	2,40	0,0000	1,60	0,0000	1,66*	0,0000
EG1NF4CS2	1,91	0,0000	1,40	0,0000	1,47*	0,0000
EG1NF4CS3	1,54	0,0000	1,22	0,0000	1,30*	0,0000
EG2NF1CS1	3,27	0,0000	1,64	0,0000	1,62	0,0000
EG2NF1CS2	2,61	0,0000	1,45	0,0000	1,43	0,0000
EG2NF1CS3	2,12	0,0000	1,27	0,0000	1,25	0,0000
EG2NF2CS1	2,84	0,0000	1,64	0,0000	1,62	0,0000
EG2NF2CS2	2,26	0,0000	1,45	0,0000	1,43	0,0000
EG2NF2CS3	1,83	0,0000	1,27	0,0000	1,25	0,0000
EG2NF3CS1	2,48	0,0000	1,64	0,0000	1,62	0,0000
EG2NF3CS2	1,98	0,0000	1,45	0,0000	1,43	0,0000
EG2NF3CS3	1,60	0,0000	1,27	0,0000	1,25	0,0000
EG2NF4CS1	2,34	0,0000	1,43	0,0000	1,48*	0,0000
EG2NF4CS2	1,87	0,0000	1,26	0,0000	1,31*	0,0000
EG2NF4CS3	1,52	0,0000	1,10	0,0200	1,16*	0,0015
EG3NF1CS1	3,26	0,0000	1,59	0,0000	1,56	0,0000
EG3NF1CS2	2,61	0,0000	1,41	0,0000	1,38	0,0000

Caso	Falla global bloque		Falla global circular		Falla superficial circular	
	FS promedio [-]	Probabilidad de falla [-]	FS promedio [-]	Probabilidad de falla [-]	FS promedio [-]	Probabilidad de falla [-]
EG3NF1CS3	2,12	0,0000	1,24	0,0000	1,20	0,0025
EG3NF2CS1	2,83	0,0000	1,59	0,0000	1,56	0,0000
EG3NF2CS2	2,26	0,0000	1,41	0,0000	1,38	0,0000
EG3NF2CS3	1,83	0,0000	1,24	0,0000	1,20	0,0025
EG3NF3CS1	2,47	0,0000	1,59	0,0000	1,56	0,0000
EG3NF3CS2	1,97	0,0000	1,41	0,0000	1,38	0,0000
EG3NF3CS3	1,60	0,0000	1,24	0,0000	1,20	0,0025
EG3NF4CS1	2,34	0,0000	1,40	0,0000	1,45*	0,0000
EG3NF4CS2	1,87	0,0000	1,24	0,0000	1,29*	0,0000
EG3NF4CS3	1,52	0,0000	1,09	0,0525	1,14*	0,0050

*: Casos que no cumplen con entregar una falla superficial circular.

En las tablas anteriores, se puede apreciar que algunos factores de seguridad promedio se ven acompañados de un asterisco, como se menciona en estas, dicho elemento demarca a los casos en los cuales no se obtiene una falla superficial circular. A continuación, se presenta el siguiente ejemplo de esto.

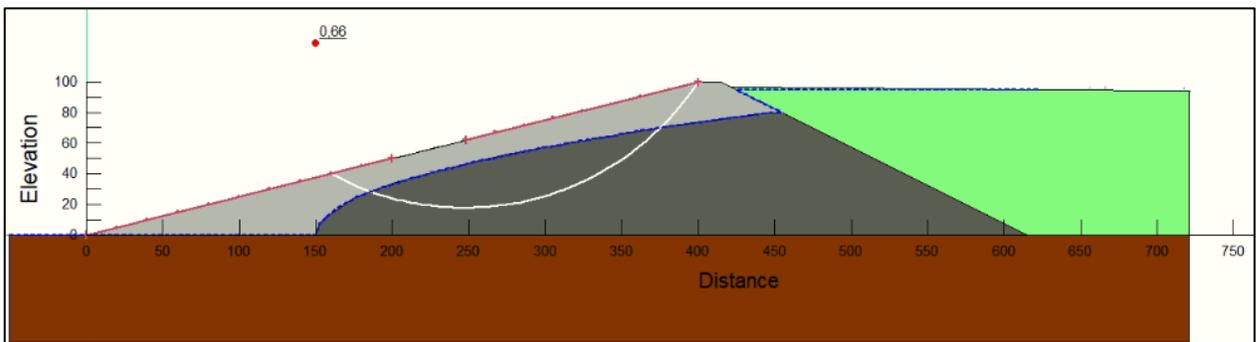


Figura 7-6: Esquema de la superficie de falla superficial circular para el caso TG1NF3CS1 (imagen obtenida de SLOPE/W).

Como se puede apreciar en la figura anterior, la superficie de falla representada en el esquema es una profunda, a pesar de que se le acuña el nombre de falla superficial circular. Esto implica que no todas las fallas de este tipo, evaluadas en el presente estudio, son efectivamente superficiales. Independiente de lo anterior se les sigue denominando de la misma manera para diferenciar a los tipos de fallas según las características de sus rangos de entrada y salida en lugar de sus resultados.

Ahora, cabe destacar que en las definiciones de los modelos no se opta por limitar las profundidades de estas debido a que se quería lograr justamente lo que se obtuvo. En otras palabras, de un

principio se buscaba obtener una representación clara que demostrara la influencia del nivel freático sobre las superficies de deslizamiento críticas del problema.

Relacionado a lo anterior, se considera conveniente mencionar que las fallas superficiales circulares en embalses de por sí tienden a ser más profundas que en los tranques. El razonamiento detrás de esto se presenta en los análisis de resultados realizados en el capítulo 8. Se presenta el siguiente esquema a modo de ejemplo:

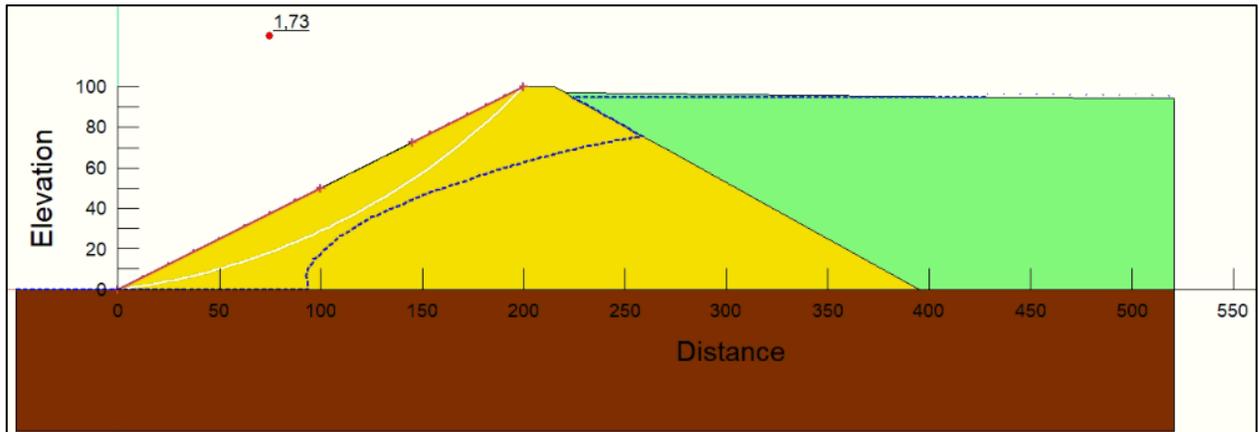


Figura 7-7: Esquema de la superficie de falla superficial circular para el caso EG1NF3CS1 (imagen obtenida de SLOPE/W).

Para comparar la figura anterior, se entrega el esquema de la Figura 7-8 que representa a una de las fallas superficiales circulares, en embalses, que se ven profundizadas por el efecto del nivel freático.

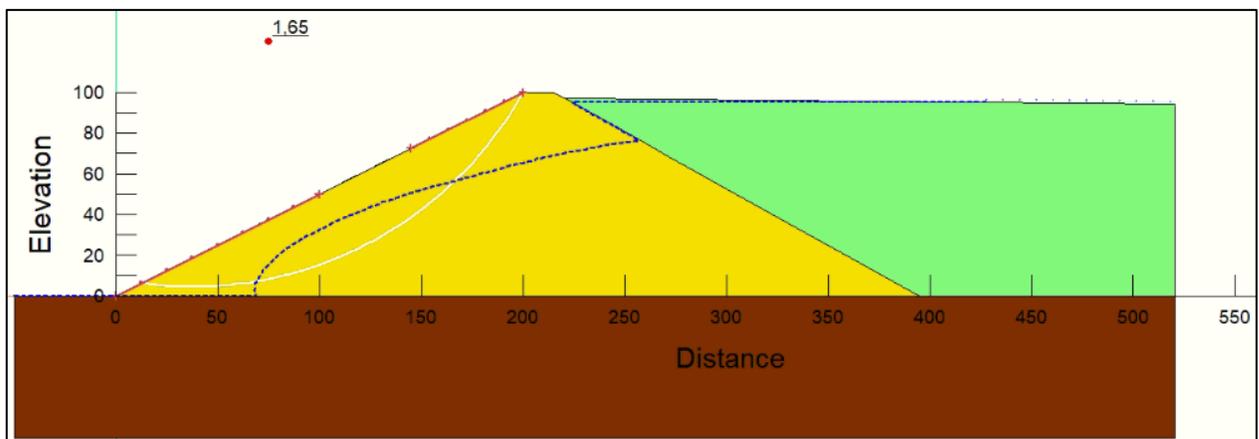


Figura 7-8: Esquema de la superficie de falla superficial circular para el caso EG1NF4CS1 (imagen obtenida de SLOPE/W).

En la Tabla 7-1 y la Tabla 7-2 se pueden apreciar ciertos valores de factores de seguridad promedio ennegrecidos. Estos representan al factor de seguridad promedio más crítico de entre los tres tipos de fallas, es decir, señalan cual o cuales tipos de fallas dominarían el diseño de la estructura para

cada caso de estudio. Sumado a lo anterior, vale la pena destacar otra característica de las tablas mencionadas, esta correspondería a las líneas separadoras de casos. Es fácil notar que cada tres casos de estudio se encuentra una línea delgada, mientras que cada 12 de estos se presencia una gruesa. Dichas líneas representan los cambios de niveles freáticos y de geometrías respectivamente.

Se debe tener en cuenta que en las tablas anteriores se presentan los resultados para los factores de seguridad promedios y las probabilidades de falla de cada caso, pero como se ha mencionado en capítulos anteriores, los resultados esperados para un análisis probabilístico no son sólo estos. También se esperan índices de confiabilidad y factores de seguridad máximos, mínimos y sus desviaciones estándar. Los valores de estos se presentan en los anexos, específicamente, en las tablas del capítulo A.4.

Para finalizar, se tiene que tanto en las tablas de resultados como en los esquemas ya mencionados los factores de seguridad se presentan con dos decimales, esto puede llamar la atención debido a que es común que en la ingeniería civil estos se expresen con un solo decimal. A modo de ejemplo, se tiene el Decreto Supremo N°248 (2007) que impone como límite un factor de seguridad de 1,2 para el análisis seudo-estático en depósitos de relaves o el Decreto 50 (2015) que exige para estas estructuras, factores de seguridad mínimos de 1,4 para el caso estático y 1,2 para el seudo-estático o, por último, Barrera y Campaña (2005) que recomiendan para las mismas, factores de seguridad mínimos de 1,5 para el caso estático, 1,1 para el sísmico y 1,0 para el post sísmico. Así como estos hay más casos de normativas y buenas prácticas que señalan factores de seguridad con un decimal, pero estos se orientan comúnmente en el diseño de estructuras. Como este trabajo se enfoca en analizar los efectos de ciertos parámetros en los factores de seguridad, se estima conveniente considerar dos decimales para describir los valores de estos y así, con ello, facilitar sus comparaciones y análisis.

8. Análisis y Discusión de Resultados

8.1 Esquemas de los Modelos

En primer lugar, se analizan y discuten los esquemas presentados en los capítulos A.2 y A.3 de los anexos. Anteriormente, en el capítulo 7.1, se mencionó que cada esquema del análisis de redes de flujo abarca tres casos de estudio distintos, debido a que estos se diferencian sólo en los coeficientes sísmicos, parámetro el cual no modifica de ninguna forma a la figura. Ahora, se tiene que para los esquemas del análisis de estabilidad de taludes se presenta una situación similar. Aquí, independiente de si se trata de un tranque o un embalse, las superficies de deslizamiento son las mismas cada tres casos de estudio, es decir, se da para los casos en los cuales se tienen los mismos niveles freáticos y geometrías, pero distintos coeficientes sísmicos. Se debe destacar que esto no significa que los esquemas sean completamente idénticos, estos se diferencian entre sí por el hecho de que muestran los factores de seguridad determinísticos que sí cambian con los distintos coeficientes sísmicos.

De manera similar al caso anterior, para algunos niveles freáticos también se tienen superficies de deslizamiento iguales. Esto se da tanto en las fallas globales circulares como en las superficiales circulares, y se tiene en los casos de estudio en los cuales las superficies de deslizamiento críticas no alcanzan a abarcar un área bajo el nivel freático. En tranques, esto sucede para todas las geometrías entre los niveles freáticos 1 y 2. Mientras que en embalses esto se da en esos mismos niveles freáticos para su geometría 1 y en su geometría 2 y 3, se incluye al nivel freático 3. A modo de ejemplo, se pueden revisar los esquemas desde la Figura A.3.2-49 hasta la Figura A.3.2-57. Ahora, la diferencia que se tiene aquí, con respecto a la situación de los coeficientes sísmicos antes mencionada, es que para los casos de misma geometría y coeficiente sísmico pero distinto nivel freático, no sólo el esquema representará una superficie de deslizamiento análoga, sino que también se tendrán los mismos resultados, es decir, los esquemas figurarán con factores de seguridad determinísticos idénticos implicando así que las figuras sean iguales. Como ejemplo, se puede apreciar este fenómeno entre la Figura A.3.2-49, Figura A.3.2-52 y la Figura A.3.2-55. Vale destacar que no sólo en los esquemas presentados en anexos se puede apreciar lo mencionado anteriormente. En las tablas del capítulo A.4 o en su defecto en la Tabla 7-1 y la Tabla 7-2 es fácil notar lo anteriormente descrito.

Con respecto a los esquemas de las fallas superficiales circulares presentados en el capítulo A.3.3 de los anexos, se tiene que en estas no se logra apreciar lo mencionado anteriormente, es decir, no se ven superficies de deslizamiento iguales entre casos. Esto se debe a que el software de equilibrio límite que realiza el análisis de estabilidad de taludes entrega más de una falla crítica, y cada caso de estudio selecciona una distinta para representarla en el esquema, pero en definitiva se tiene que dicho caso sí posee la misma superficie de deslizamiento crítica que los otros casos de estudio.

En los esquemas de fallas globales circulares presentes en el capítulo A.3.2 de los anexos, se puede identificar que en algunos casos de tranques, las superficies de deslizamiento indican que existen fallas más superficiales que serían más críticas que la determinada, es decir, que presentarían

factores de seguridad menores. Se dice que estas sugieren lo anterior debido a que las superficies de deslizamiento se encontrarían en el límite más superficial del rango de entrada (ver Figura A.5.1-1).

Los resultados de la Tabla 7-1 sirven para evidenciar que efectivamente existen fallas superficiales más críticas que las globales, implicando así que los esquemas están bien al señalar dicha situación con sus superficies de deslizamiento. Ahora, cabe destacar que existen algunas excepciones, por ejemplo, en el caso TG3NF1CS1 (ver Figura A.3.2-25), se puede apreciar que el esquema señala una superficie de deslizamiento crítica que no toma el límite más superficial del rango de entrada. Y esto a pesar de que la Tabla 7-1 indica que sí existen fallas superficiales más críticas que ella. La razón por la cual se da la situación anterior es debido a la profundidad mínima de la superficie de deslizamiento que se le impuso a este tipo de falla para obligarla a ser una suficientemente profunda como para considerarla una de carácter global (ver falla global circular en capítulo 6.3.2). Para demostrar lo anterior, se elimina dicha limitante en la falla global circular del caso TG3NF1CS1 y se obtiene la superficie de deslizamiento representada en la Figura A.5.1-2. De esta, es fácil notar que efectivamente la razón por la cual algunos esquemas no presentan superficies de deslizamiento indicativas de que existen fallas más superficiales que sean más críticas sería por la profundidad mínima impuesta en ellas.

Cabe destacar que los comportamientos señalados anteriormente sobre las fallas globales circulares, también se cumplen en los casos de estudio cuyas superficies de deslizamiento poseen cierta área bajo el nivel freático, pero se da en el rango de salida en lugar del de entrada (ver Figura A.5.1-3).

Para los embalses, se tiene lo contrario a los tranques, aquí de partida se obtiene que todas las fallas superficiales circulares de por sí son más profundas debido a que para esta estructura no se considera una cohesión nula. Además, estas indican que existen fallas más globales y a la vez, más críticas que ellas debido a que sus superficies de deslizamiento toman los extremos más globales de sus rangos de definición (ver Figura A.3.3-37 como ejemplo). Sólo los casos afectados por agua no presentan ambos rangos de definición en su extremo más global y sólo manifiestan al rango de entrada de dicha forma (ver Figura A.3.3-46 como ejemplo). Se puede refutar la afirmación anterior indicando que los resultados presentes en la Tabla 7-2 señalan que en muchos casos las fallas superficiales serían más críticas que las globales circulares, pero esto se debe nuevamente al mínimo de profundidad impuesto. Para demostrar esto, se amplía el rango de entrada de la falla superficial circular del caso EGINF1CS1, de forma tal que su límite más global sea el mismo que el de las fallas globales circulares (ver Figura A.5.1-4).

Al evaluar el caso anterior se obtiene una superficie de deslizamiento crítica que abarca parte del coronamiento (en el ejemplo de la Figura A.5.1-4 es la mitad de este, al igual que el inicio del rango de entrada para las fallas globales circulares) y que es menos profunda que las que resultan de las fallas globales con el mínimo de profundidad impuesto (ver desde Figura A.3.2-37 hasta la Figura A.3.2-72). Por lo tanto, se demuestra con esto que las fallas circulares críticas para el embalse son globales, pero la razón por la cual la Tabla 7-2 no respalda esta afirmación en todos sus casos es

debido a las profundidades mínimas de superficies de deslizamiento establecidas para las fallas globales circulares.

Finalmente, como último punto relevante a analizar y discutir sobre los esquemas resultantes del presente trabajo de título, es el hecho de que los cambios de geometrías entre casos de estudio se pueden traducir en variaciones de niveles freáticos también (recordar que la segunda variable se dejó dependiente del ancho basal del muro). Por lo tanto, en primer lugar, se tiene que estos dos parámetros críticos no son del todo independientes como para afirmar que la comparación entre estos sea completamente sensata. Y, en segundo, se da que los factores de seguridad obtenidos como resultados, se ven afectados por esta situación y en algunos casos no se comportan como deberían (se profundiza sobre esto en el capítulo 8.2). Para visualizar que los cambios geométricos generan variaciones de niveles freáticos en las superficies de deslizamiento, se presentan como ejemplos, recortes de estas, en fallas globales circulares, para los casos TG1NF3CS3, TG2NF3CS3 y TG3NF3CS3 (ver Figura A.5.1-5, Figura A.5.1-6 y Figura A.5.1-7 respectivamente).

En la primera de las tres figuras (geometría 1) se puede apreciar que la longitud horizontal de la superficie de deslizamiento que se ve con presencia de agua es de aproximadamente 220 [m], mientras que en la geometría 2 se tiene algo así como 180 [m] (ver Figura A.5.1-6) y en la 3 son 150 [m] aproximadamente (ver Figura A.5.1-7). Esto implica que a menor geometría menor será el efecto del agua, a pesar de que lo ideal habría sido que la influencia de esta se mantuviera constante. Estos cambios en los niveles freáticos son capaces de mitigar las variaciones en factores de seguridad que se dan al modificar las geometrías, pero como se mencionó anteriormente, esto se abarcará con mayor detalle en el capítulo 8.2).

8.2 Factores de Seguridad

Se escoge como objeto de análisis al factor de seguridad promedio de entre los resultados, debido a que este se considera como el más adecuado para realizar un análisis comparativo de los efectos que provocan los cambios en los parámetros críticos. Se descartan las probabilidades de falla como una opción debido al carácter mayormente binario que se aprecia de estas en las tablas de resultados (ver Tabla 7-1 y Tabla 7-2).

Con tal de facilitar la comprensión de los resultados presentes en la Tabla 7-1 y la Tabla 7-2, se presentan gráficos que describen los factores de seguridad promedio de dichas tablas, las diferencias que existen entre estos cuando se modifica uno de los parámetros críticos y las desviaciones estándar para cada caso de estudio que se encuentran en los anexos desde la Tabla A.4-1 a la Tabla A.4-6 (ver Figura 8-1, Figura 8-2, Figura 8-3, Figura 8-4, Figura 8-5 y Figura 8-6).

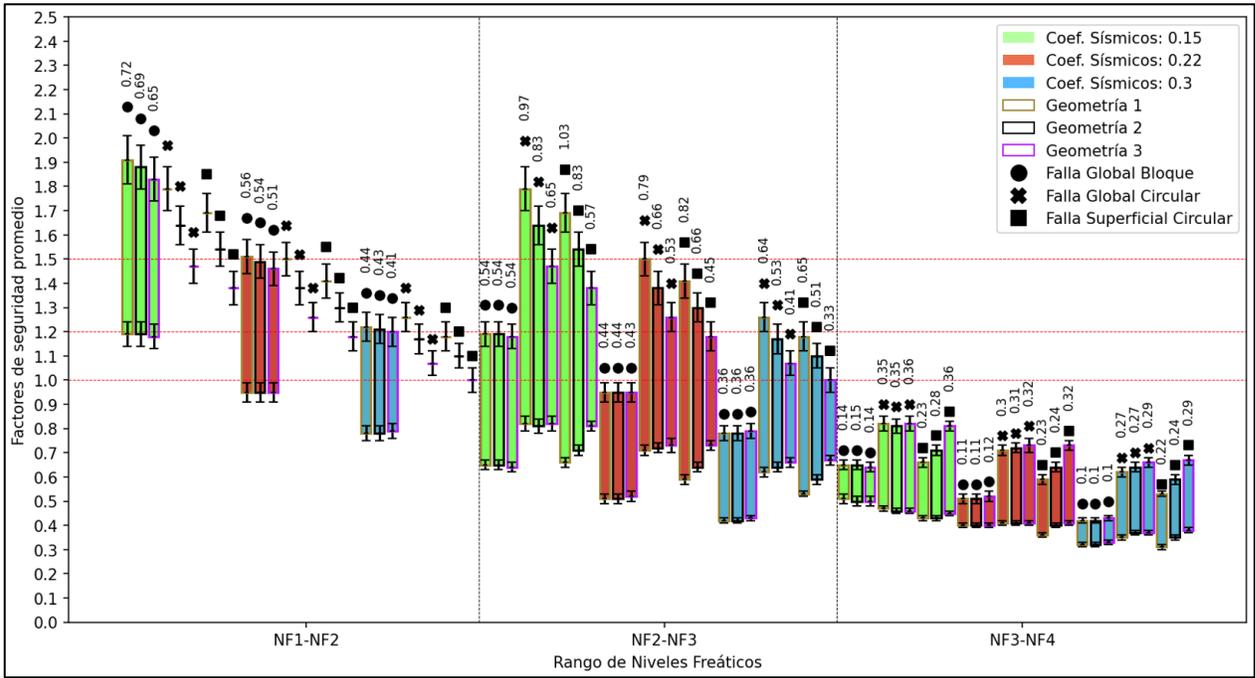


Figura 8-1: Factores de seguridad promedio, sus diferencias y desviaciones estándar en función de las variaciones de niveles freáticos para los distintos casos de estudio y tipos de falla del tranque de relaves (elaboración propia).

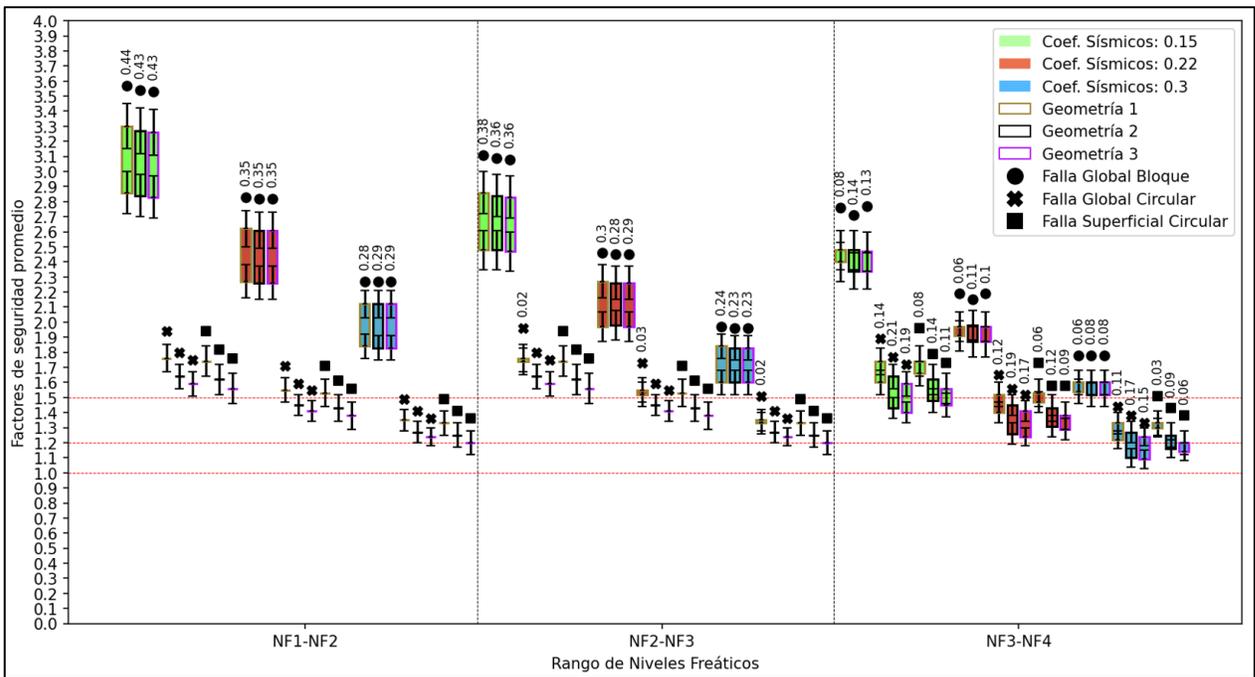


Figura 8-2: Factores de seguridad promedio, sus diferencias y desviaciones estándar en función de las variaciones de niveles freáticos para los distintos casos de estudio y tipos de falla del embalse de relaves (elaboración propia).

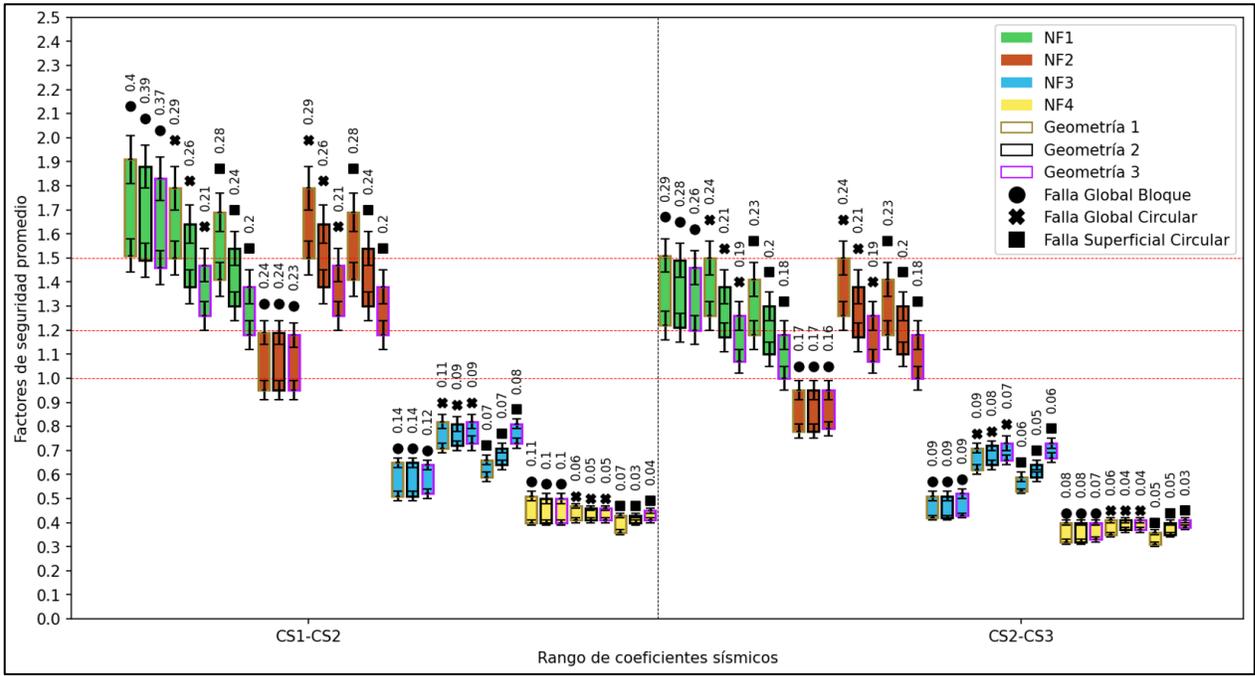


Figura 8-5: Factores de seguridad promedio, sus diferencias y desviaciones estándar en función de las variaciones de los coeficientes sísmicos para los distintos casos de estudio y tipos de falla del tranque de relaves (elaboración propia).

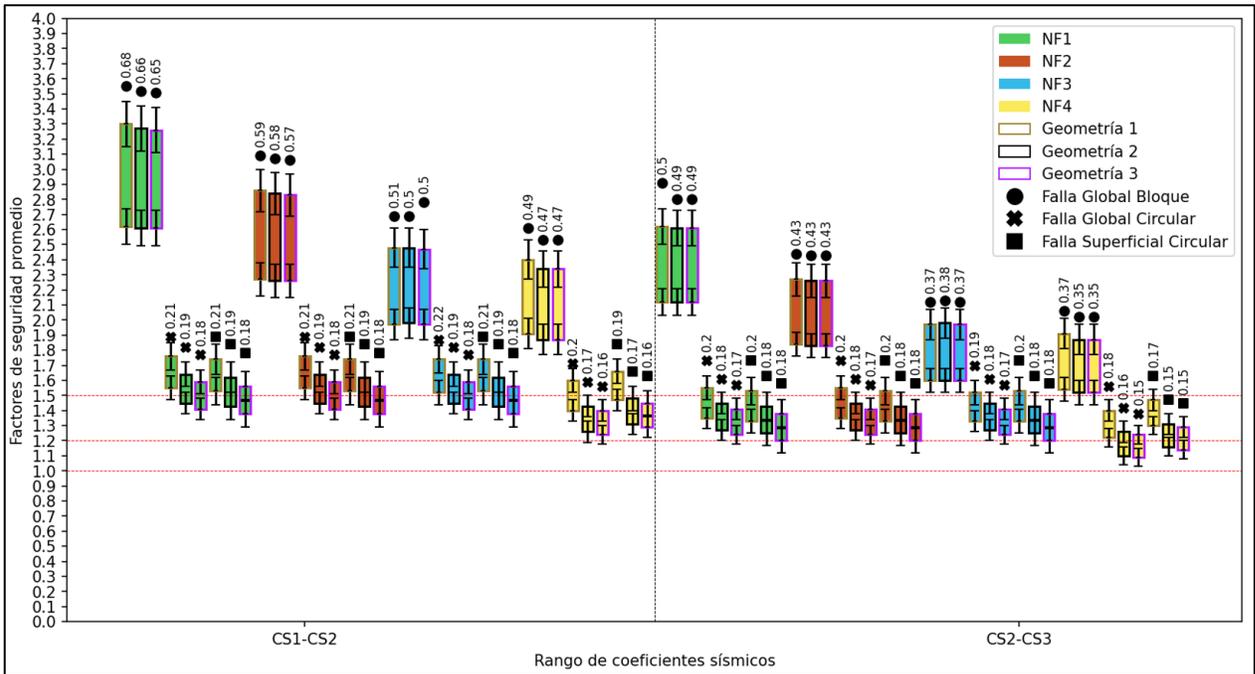


Figura 8-6: Factores de seguridad promedio, sus diferencias y desviaciones estándar en función de las variaciones de los coeficientes sísmicos para los distintos casos de estudio y tipos de falla del embalse de relaves (elaboración propia).

Puede ser complejo comprender los gráficos en primera instancia, por ello estos se explican con mayor profundidad a continuación:

- Primero que todo, se debe destacar que las figuras ya mencionadas presentan los factores de seguridad promedio de los distintos casos de estudio. Con respecto a la Figura 8-1 y la Figura 8-2, estos se presentan subdivididos en tres secciones que corresponden a los rangos de variación de los niveles freáticos. En cuanto a Figura 8-3, Figura 8-4, Figura 8-5 y Figura 8-6 estos se subdividen en dos secciones. Las primeras dos figuras toman en cuenta los rangos de variación de las geometrías mientras que las últimas dos consideran los rangos de variación de los coeficientes sísmicos.
- Los valores numéricos que acompañan a las barras de colores indican la diferencia en términos de factor de seguridad promedio que existe entre un caso de estudio y otro, si no se presenta un valor, significa que la diferencia es nula. A modo de ejemplo, se puede notar que en la Figura 8-1 y Figura 8-2), la primera barra a mano izquierda corresponde a la diferencia entre NF1 y NF2 para el coeficiente sísmico de 0,15 (CS1), geometría 1 y tipo de falla global bloque. Como el valor numérico que las acompaña (la diferencia) es positivo, se hace de cuenta que el factor de seguridad promedio para el caso NF1 es mayor que el del caso NF2, por lo tanto, el primero correspondería al límite superior de la barra coloreada y el segundo a la inferior. Ahora, se tiene que a partir de dichos puntos (los límites de las barras coloreadas), se establece una barra de tipo “I” que se expande positiva y negativamente por una magnitud dada por la desviación estándar del caso de estudio en cuestión. Tomando el mismo ejemplo se tendría que la barra I superior está dada por la desviación estándar del caso G1NF1CS1 de la falla global bloque, mientras que la inferior representa a la del caso G1NF2CS1 para el mismo tipo de falla.
- Uno de los identificadores de los gráficos es el color que rellena al gráfico de barra. Este no se logra identificar en los casos dónde la diferencia de factores de seguridad promedio es nula, como por ejemplo en ambas fallas circulares del rango NF1-NF2 de la Figura 8-1. Este problema no impone mayores dificultades ya que los resultados se presentan en ordenes específicos. En todos los gráficos primero se entregan los nueve gráficos de barras que surgen a partir del valor del primer color para luego proceder a entregar los nueve del siguiente color. A modo de ejemplo, se puede apreciar que en la Figura 8-5 se entregan primero los nueve gráficos de barras correspondientes al NF1 para luego continuar con los nueve del NF2, NF3 y NF4. Esto se tiene en todas las figuras con la diferencia de que en Figura 8-1 y Figura 8-2 se trata de los coeficientes sísmicos en lugar de los niveles freáticos.
- De la Figura 8-3 y Figura 8-4 se puede rescatar que en algunos casos las diferencias de factores de seguridad promedio son negativas (sus valores numéricos se representan en rojo para facilitar su identificación) lo cual implica que los casos de estudio se encuentran al revés, es decir, como ejemplo, G2 se encontraría en el límite superior de la barra coloreada

mientras que G1 en el inferior. Las razones, ciertas explicaciones y un análisis más profundo de estos resultados se presentan en el capítulo 8.2.2.

- Por último, vale la pena mencionar que se presentan tres rectas horizontales de color rojo, estas se encuentran en los valores 1, 1,2 y 1,5 de los factores de seguridad promedio. El primero representa al valor mínimo que puede tener la estructura antes de que falle. El segundo es el mínimo permitido por normativa para el caso pseudo-estático (Decreto Supremo N°248, 2007 y Decreto 50, 2015), por ende, es el que aplica para este estudio. Y, por último, el valor de 1,5 simboliza al mínimo recomendado para el caso estático (Barrera y Campaña, 2005).

De los gráficos anteriores o en su defecto de las tablas que registran los valores graficados en ellos (ver Tabla 7-1 y Tabla 7-2), se puede rescatar que los embalses en su totalidad se aprecian como más seguros que los casos de estudio desarrollados en tranques. Vale destacar que en los casos analizados de la primera estructura no se obtienen factores de seguridad promedio menores a 1, es más, en tan sólo cuatro de ellos se tienen factores de seguridad promedio que no cumplen con el diseño para el caso pseudo-estático, es decir, poseen resultados menores a 1,2. En cuanto a los tranques, se tiene que más de la mitad de sus casos de estudio (60) poseen factores de seguridad promedio menores a 1 y menos de un tercio de ellos (33) cumplen con el mínimo de diseño ya mencionado. Se debe recalcar que el hecho de que no se cumpla con los mínimos de diseño o mínimos viables en algunos casos de estudio del presente trabajo, no impone ningún tipo de problema debido a que en este se busca analizar y no diseñar.

De las tablas y gráficos ya referenciados, también se puede rescatar la existencia de casos de estudio representantes de diseños sobre dimensionados. No se puede mencionar un valor límite que describa a partir de qué factor de seguridad promedio un diseño se considera como sobre dimensionado, pero sí se puede tomar en cuenta que un factor de seguridad mayor a 1,5 se podría considerar como un exceso ya que se estaría cumpliendo con el mínimo para un caso estático cuando el estudio analiza casos pseudo-estáticos. Siguiendo la lógica anterior, se puede decir que más de la mitad de los casos de estudio referentes al embalse (61) y más de un octavo de los del tranque (14) corresponderían a diseños sobre dimensionados.

Como se mencionó anteriormente, en los gráficos ya descritos se presentan los impactos que generan los cambios de los parámetros críticos. Posteriormente, en el capítulo 8.2.5 se realiza un análisis comparativo de dichos parámetros en torno a las diferencias de factores de seguridad que las modificaciones de ellos provocan. Pero por ahora, vale la pena destacar la cantidad de diseños que pasan de cumplir con el mínimo de 1,2 a no alcanzarlo o ser inviables (menores a 1). En el caso del tranque, se tiene que un cambio del nivel freático provoca que 21 diseños dejen de ser permitidos, mientras que para el coeficiente sísmico son 10 y para la geometría son cuatro. En cuanto al embalse, tanto el nivel freático como el coeficiente sísmico ocasionan que cuatro diseños cesen de ser viables, mientras que para la geometría serían sólo dos.

8.2.1 Análisis de los Tipos de Fallas

Para el análisis y discusión a realizar en esta sección, se utilizan los resultados de la Tabla 7-1 y la Tabla 7-2, con especial énfasis en los valores ennegrecidos presentes en ellas, que representan al menor factor de seguridad de entre los tres tipos de falla, para cada caso de estudio.

Primero que todo, se debe recordar que, de los niveles freáticos evaluados, el único respaldado por bibliografía es el NF1, que considera una longitud de dren operativo de un 75% del ancho basal del muro (Valenzuela, 2016). Los demás no se consideran como casos que se puedan manifestar en la realidad (a excepción del NF2 que podría darse por obstrucciones en el sistema de drenaje), estos se escogieron con el singular objetivo de poder evaluar los efectos de ellos en las fallas global y superficial circular.

Tomando en cuenta lo anterior, se tiene que, en el caso de los tranques, para el NF1, que correspondería al caso más real de entre los cuatro, las fallas superficiales circulares son las más críticas, de entre los tres tipos de fallas, y como es común que esta sea la más crítica en diseños de casos reales (R. E. Gesche, comunicación personal, 2021), se tiene de cierta forma una evidencia que respalda al análisis de estabilidad de taludes realizado.

Ahora, al analizar los resultados de los tranques, para los otros niveles freáticos que serían los que podrían considerarse como irreales, se nota que para ellos comienza a dominar la falla global de tipo bloque. Esto se debe al gran efecto negativo, sobre la estabilidad del talud, que provoca el tener mayores volúmenes y longitudes de la superficie de deslizamiento bajo el nivel freático y a la vez en condición no drenada. Vale la pena destacar que, para esta estructura, cuando se trata del NF4, que correspondería a un caso que abarca con agua a la mayor parte de esta, la falla superficial circular vuelve a ser el tipo de falla más crítico para algunos de los casos de estudio, ya que esta se ve afectada por el agua y las condiciones no drenadas en gran parte de su superficie de deslizamiento. Lo anterior no se da en todos los casos (ver TG2NF4CS3, TG3NF4CS2 y TG3NF4CS3) debido a que como se mencionó anteriormente en el capítulo 8.1, las geometrías menores (G2 y G3) se ven menos afectadas por el nivel freático y la reducción del efecto de este impacta en mayor medida sobre la falla superficial circular por la sencilla razón de que esta es de menor tamaño que la falla global tipo bloque. Sumado a esto, se tiene que también el coeficiente sísmico influye debido a que estos afectan en mayor medida a la falla global tipo bloque por abarcar una mayor masa de deslizamiento (con ello se explica que las excepciones se den para CS2 y CS3).

Es cierto que a partir del NF3, las superficies de deslizamiento de las fallas superficiales circulares comienzan a pasar bajo el nivel freático, pero estos casos aún no se acercan a ser los críticos debido a que para ellos la falla aún se ve representada por una curva cerrada que se aleja de lo común o lo natural (ver Figura A.3.3-7 como ejemplo). Ya para los casos de NF4, la superficie de deslizamiento se presenta de una manera más natural, no tan cerrada y sin un largo tramo que sea ascendente en la salida de esta, por ello es por lo que para algunos de estos casos la falla superficial circular vuelve a ser la más crítica.

Dentro de los casos de tranques, también se tiene que las fallas globales y superficiales circulares no poseen grandes diferencias en factores de seguridad promedio. En la mayoría de los casos la segunda sería la más crítica, pero existen ciertas excepciones como lo serían los casos TG3NF3CS3 y TG3NF4CS3. Estos casos corresponden a la menor geometría, al mayor coeficiente sísmico y al nivel freático más desfavorable, por lo tanto, la explicación de que estos sean excepciones es similar a todo lo ya mencionado sobre las fallas globales tipo bloque. En primer lugar, los coeficientes sísmicos afectan en mayor medida a fallas con mayores masas de deslizamiento, por lo tanto, si se trata de un mayor coeficiente sísmico, mayor será la diferencia entre ambas fallas. En segundo, se tiene que el nivel freático afecta en mayor cantidad a la falla global circular debido a que esta es de mayor magnitud que la otra y finalmente una menor geometría se traduce en un menor efecto del nivel freático que sería más influyente sobre la falla superficial circular por ser de menor magnitud que la global.

En cuanto a embalses, se tiene que para esta estructura la falla global de tipo bloque nunca es la más crítica. Con esto se nota claramente el gran efecto negativo sobre la estabilidad de taludes que tiene la condición no drenada. En la mayoría de los casos, la falla superficial circular es la más crítica, pero debido a que en esta estructura se considera que existen cohesiones, este tipo de falla es bastante profunda y por ello la diferencia entre los factores de seguridad promedio de ambas fallas circulares es bastante leve. La falla global circular se vuelve la más crítica para los casos en donde, esta presenta superficies de deslizamiento bajo el nivel freático, es decir, para NF3 y NF4 en la geometría 1 y sólo NF4 para geometrías 2 y 3. Esto se debe a que este tipo de falla, al ser más profunda que la otra, se ve afectada en mayor medida por el efecto negativo en la estabilidad del talud que tiene la presencia del agua.

8.2.2 Geometrías

Para evaluar el efecto de las geometrías, se calculan las variaciones en factores de seguridad promedio que el cambio de estas genera en los distintos casos de estudio (ver Tabla A.5.2-1 y Tabla A.5.2-2). Se debe recordar que estas diferencias de factores de seguridad promedio también se encuentran en la Figura 8-3 y Figura 8-4. Por lo tanto, todos los análisis y discusiones que se generen a continuación pueden visualizarse tanto en las tablas anteriores como en dichas figuras.

No se debe olvidar que las geometrías se enumeran de mayor a menor magnitud (ver Tabla 5-10), por lo tanto, lo lógico es que los resultados de factores de seguridad promedio vayan descendiendo con los cambios de geometrías, en otras palabras, las restas de estos (G1-G2 y G2-G3) debieran presentar sólo valores mayores o iguales a cero. Pero, en algunos casos los resultados presentes en las tablas anteriores indican lo contrario, se tiene que esto no se está cumpliendo debido a lo ya mencionado anteriormente, que sería que las modificaciones de geometrías generan cambios de niveles freáticos también.

El hecho de que los niveles freáticos afecten en menor cantidad a algunos casos de estudio provoca que los factores de seguridad de estos aumenten en comparación con los que se ven más afectados. Y como los casos que se ven beneficiados por este cambio son los de menores geometrías, de cierta

forma se tiene que este cambio positivo en los niveles freáticos contrarresta el cambio negativo en las geometrías, y en algunas situaciones se tendrá que el beneficio dado por el nivel freático modificado será superior al efecto negativo del cambio geométrico (como se puede apreciar en los resultados en rojo de la Tabla A.5.2-1 y la Tabla A.5.2-2).

Los efectos contrarios de los cambios de nivel freático dados por modificaciones en geometrías no se ven con la misma magnitud en los embalses con respecto a los tranques (vale la pena notar que sólo una diferencia de factores de seguridad resulta negativa en los embalses). Esto se debe a que en el caso de los tranques de relaves, a diferencia de los embalses, se considera condición no drenada bajo el nivel freático. Por lo tanto, un cambio en este, para los tranques, no sólo significa una modificación en los efectos del agua sobre la falla, sino que también se influye sobre la porción de esta que se encuentra en condición no drenada. Posteriormente en el capítulo 8.2.3 se profundiza sobre la influencia que tiene esta condición sobre los factores de seguridad.

Retomando el tema de los efectos contrarios del nivel freático, se tiene que estos influyen en mayor medida en las fallas superficiales circulares. Aquello se debe a la diferencia de escalas de magnitud que se tienen entre tipos de fallas, explicado de otra manera, un cambio en el nivel freático, por muy pequeño que este sea, es más apreciable en la falla de menor magnitud (superficial circular) que en otra de mayor (global circular o global bloque).

Lamentablemente no se pueden medir los efectos de los cambios de nivel freático provocados por las modificaciones geométricas, por ende, no se debiera poder comparar a la geometría con los demás parámetros críticos de una manera sensata. Aun así, posteriormente en el capítulo 8.2.5, se realiza un análisis comparativo de estos, con algunas consideraciones especiales que permiten la realización de este.

De la Tabla A.5.2-1 y la Tabla A.5.2-2, se puede notar que en las fallas de tipo bloque, tanto para embalses como para tranques, la diferencia que provoca la geometría sobre los factores de seguridad es bastante bajo en comparación a los otros tipos de fallas. Esto se debe a la diferencia en magnitudes que poseen las longitudes de las superficies de deslizamiento de las fallas. Para explicar con mayor detalle lo anterior se entrega el siguiente ejemplo: en el caso de los tranques, al cambiar de geometrías G1 a G2, lo que se hace es modificar la pendiente del talud aguas abajo del muro, que se traduce en una reducción de 50 [m] sobre la proyección horizontal de dicho talud. Ahora, si se analiza la geometría G1, se tiene que la proyección horizontal máxima que puede tener la superficie de deslizamiento de la falla superficial circular es de 400 [m] y en la falla global circular serían 421 [m], mientras que en la falla global tipo bloque esta proyección puede llegar a ser de más de 700 [m] (ver desde Figura A.3.1-1 hasta Figura A.3.1-12). Por lo tanto, está claro que una modificación de 50 [m] se considerará como un cambio menos influyente en la falla global bloque que en las otras dos fallas circulares, debido a las diferencias en magnitudes que existen.

De las tablas anteriores, también se podría rescatar que, a menores coeficientes sísmicos, los cambios geométricos son mayores. Pero la afirmación anterior, no es digna de análisis debido a que es lógico que se dé dicha situación ya que no se tiene el mismo factor de seguridad como caso

base para todas estas diferencias. Los casos de menores coeficientes sísmicos comienzan con un factor de seguridad más alto que el de los mayores, por lo tanto, cualquier cambio en algún parámetro (ya sea geometría o nivel freático), a partir de estos, se traducirá en una mayor diferencia en factores de seguridad.

En el caso de embalses, se puede apreciar que las diferencias en factores de seguridad para los cambios de geometrías son mayores cuando se trata de G1-G2 que cuando se trata de G2-G3, lo anterior resulta lógico debido a que el primer cambio de geometría es desde una pendiente 1:2 a una de 1:1,8 en relación vertical-horizontal, mientras que la segunda es de 1:1,8 a 1:1,7. Lo que podría llamar la atención ahora es que en los tranques la diferencia en factores de seguridad promedio que provoca el cambio de G1 a G2 es comúnmente menor que la de G2 a G3 a pesar de que las diferencias entre estas geometrías se ven equilibradas por variar de 1:4 a 1:3,5 y a 1:3 [V:H]. Pero la verdad es que estos cambios geométricos no son iguales y por ello es por lo que los resultados presentan variaciones mayores para G2-G3. Para demostrar lo anterior, se tiene que notar que las relaciones verticales-horizontales anteriores se traducen en cierto ángulo de inclinación del talud y las diferencias entre estos ángulos no son iguales (ver Tabla A.5.2-3).

En la Tabla A.5.2-3 se presentan los resultados, referidos previamente, destacados en rojo. De estos se puede apreciar lo ya mencionado y sumado a este caso, también se presentan las diferencias porcentuales de los rangos geométricos para los embalses, ya que los resultados de ambas estructuras serán de importancia para el análisis comparativo entre parámetros críticos que se realiza en el capítulo 8.2.5.

8.2.3 Niveles Freáticos

Al igual que en el capítulo 8.2.2, con el objetivo de analizar el parámetro crítico en cuestión, que en este caso sería el nivel freático, aquí también se calculan las variaciones en factores de seguridad promedio que las modificaciones de estos provocan en los distintos casos de estudio (ver Tabla A.5.2-4 y Tabla A.5.2-5). Se destaca que estos resultados se presentaron anteriormente de manera gráfica en la Figura 8-1 y la Figura 8-2, por lo tanto, aquí se presentan en forma de tablas sólo para dar más opciones y facilidades a la interpretación y lectura de estos.

De las tablas anteriores, o en su defecto de las figuras ya mencionadas, es fácil notar que las variaciones de factores de seguridad promedio son mayores en los casos de tranques que en los embalses. Esto se debe en parte a que en los primeros el nivel freático no sólo incluye el efecto negativo de la presencia de agua en la estabilidad del talud, sino que también adhiere las consecuencias que trae consigo el considerar una condición no drenada. Sería ideal poder comparar los resultados de ambas estructuras, para así determinar aproximadamente qué porcentaje de la variación en factores de seguridad se le atribuye al efecto del agua y cual a la condición no drenada. Lamentablemente lo anterior no se puede realizar debido a las diferencias que tienen los depósitos entre sí. Pero, a pesar de esto, como las diferencias en factores de seguridad dadas en los embalses se deben puramente a los efectos del agua, lo que se puede rescatar de ello es que las consecuencias

que trae consigo la presencia de dicho elemento en la estabilidad de taludes no es menor, ya que en la mayoría de los casos vistos las diferencias son mayores a 0,1.

De las variaciones entre niveles freáticos, se puede rescatar que los valores dados entre NF3 y NF4 son bastante menores a los obtenidos por las otras diferencias. Para explicar lo anterior, primero se deben recordar los casos de niveles freáticos presentes en la Tabla 5-10. De estos se debe notar que los cambios entre los niveles no son equivalentes en todos los rangos, entre NF1-NF2 y NF2-NF3 se tiene una variación de un 25% del ancho basal del muro, mientras que en NF3-NF4 se tiene una de un 15%. Esta es una de las razones por las cuales sus resultados son menores, pero esta no es la única. También influye que los casos iniciales de cada nivel freático sean distintos. De esta misma forma se explica por qué los resultados para la diferencia entre NF1 y NF2 son mayores que para NF2-NF3 a pesar de que la variación del nivel freático sea la misma en ambos casos. Cómo para NF1 se tienen mayores factores de seguridad promedio, una diferencia en algún parámetro para este caso base impactará en mayor medida que el mismo cambio para dicho parámetro en el caso NF2 que comienza con un menor factor de seguridad. Esta situación ya se mencionó en el capítulo 8.2.2 para explicar la razón por la cual las diferencias en factores de seguridad promedio eran menores mientras mayores fueran los coeficientes sísmicos (situación que se repite en este caso).

Para explicar la razón por la cual algunos resultados de variaciones de factores de seguridad promedio son cero en las tablas presentadas anteriormente. Se debe recordar que para ambas fallas circulares algunos niveles freáticos no alcanzan a afectar las superficies de deslizamiento críticas, por ende, no existe una diferencia en los resultados dada por las modificaciones de este parámetro crítico.

En la Tabla A.5.2-4, se puede notar que en ambas fallas circulares los resultados para la diferencia NF2-NF3 son mayores que los del resto de la tabla. Esto se explica en parte debido a que en definitiva se está comparando un caso ausente de la presencia de agua (NF2) contra uno con alta presencia de esta (NF3). A la vez, aquí también se aplica lo ya mencionado anteriormente, de que el factor de seguridad promedio como caso inicial ya es de por sí alto, por lo tanto, modificaciones en algunos parámetros provocarán mayores cambios en los resultados.

8.2.4 Coeficientes Sísmicos

Nuevamente, de la misma manera que se evaluaron los parámetros críticos anteriores. Para el análisis del coeficiente sísmico también se presentan las variaciones en factores de seguridad promedio originadas por las modificaciones de este en los distintos casos de estudio (ver Tabla A.5.2-6 y Tabla A.5.2-7). A la vez, se destaca que estos resultados se encuentran graficados en la Figura 8-5 y la Figura 8-6.

Las variaciones en factores de seguridad promedio, provocadas por las diferencias de coeficientes sísmicos, son mayores cuando se trata de las fallas globales de tipo bloque. Esto se debe a que, en estas, el volumen de la masa de suelo que falla es mayor, por ende, el peso de la masa en deslizamiento sería más grande y esto implica directamente que los coeficientes sísmicos afecten

en mayor medida (ver ecuación 2-5 en capítulo 2.7). Ahora, se puede decir que esto implica que los coeficientes sísmicos deben indicar efectos mayores para los tranques que para los embalses, pero esto no se cumple siempre y se debe a que el tranque considera condición no drenada bajo los niveles freáticos, comportándose así de manera diferente frente a los sismos. Como evidencia de la afirmación anterior, se puede apreciar que las variaciones en factores de seguridad promedio son mayores o iguales en los embalses para todos los casos de estudio del tranque que se encuentran afectados por agua, es decir, todos los de las fallas globales de tipo bloque y los casos de niveles freáticos NF3 y NF4 para ambas fallas circulares.

De manera equivalente a como se ha visto para los otros dos parámetros críticos, aquí se podría argumentar que las variaciones son menores mientras más desfavorables sean las geometrías y niveles freáticos. Pero como ya se ha mencionado, estas situaciones se dan por los factores de seguridad iniciales. Aunque vale la pena destacar, que la geometría en este caso sí influye de cierta forma, debido a que esta tiene incidencia sobre la masa en deslizamiento, por ende, a menor geometría más leve será la diferencia en los factores de seguridad dada por el coeficiente sísmico.

Con la misma justificación de los factores de seguridad iniciales, se explica porqué las variaciones son mayores entre CS1-CS2 que entre CS2-CS3, a pesar de que la primera diferencia en términos de coeficientes sísmicos horizontales sea de 0,07 mientras que la segunda de 0,08.

De manera similar que, para el caso de la geometría, aquí también se presenta una tabla de las diferencias porcentuales entre los rangos de este parámetro crítico (ver Tabla A.5.2-8). En dicha tabla se presentan los resultados finales destacados en rojo y se recuerda que estos serán utilizados en el análisis comparativo de los parámetros críticos que se presenta en el próximo capítulo.

8.2.5 Análisis Comparativo

No se debe olvidar que uno de los objetivos de este trabajo de título es comparar los parámetros críticos de forma tal que se pueda realizar una jerarquización de estos, por ello es por lo que se desarrolla el siguiente análisis.

Antes de continuar, se debe recordar que como ya se ha mencionado, algunos de los niveles freáticos seleccionados para analizar en el presente estudio no son lo suficientemente sensatos como para corresponder a un caso real, por lo tanto, no se considera correcto incluirlos en el análisis comparativo. Por la razón anterior es que en el proceso de análisis y discusión que se presenta en este capítulo, los resultados de los niveles freáticos 3 y 4 serán omitidos en su totalidad. Con esto también se logra descartar el efecto contrario, que tenían los cambios de niveles freáticos provocados por variaciones en las geometrías, en ambas fallas circulares, permitiendo así un análisis comparativo más apropiado de este parámetro crítico. Ahora, se tiene que en la falla global tipo bloque independiente del caso de nivel freático que se seleccione, siempre se tendrá dicho efecto. Para aliviarlo de cierta manera se descartan de este análisis los casos que den variaciones de factores de seguridad promedio negativas, por lo tanto, se omiten los resultados para NF2 en la falla global tipo bloque de tranques de relaves (ver Tabla A.5.2-1).

Para el presente análisis comparativo se utilizan los resultados de variaciones en los factores de seguridad promedio, provocadas por los cambios en los parámetros críticos. En definitiva, se utilizan las siguientes tablas: Tabla A.5.2-1, Tabla A.5.2-2, Tabla A.5.2-4, Tabla A.5.2-5, Tabla A.5.2-6 y Tabla A.5.2-7, pero omitiendo los casos con NF3 y NF4. Además, se quieren presentar las variaciones acumuladas, es decir, las diferencias desde un caso base hasta su último caso. Para facilitar la comprensión de los resultados que se utilizan en este análisis es que se presenta la Tabla A.5.3-1, Tabla A.5.3-2, Tabla A.5.3-3, Tabla A.5.3-4, Tabla A.5.3-5 y Tabla A.5.3-6.

Ahora, en base a ellas, se promedian y se buscan las máximas variaciones de factores de seguridad promedio, para cada rango de parámetros críticos en los tipos de fallas y estructuras evaluadas en este estudio (ver Tabla A.5.3-7, Tabla A.5.3-8 y Tabla A.5.3-9).

Finalmente, se tiene que, para graficar los resultados anteriores, primero deben ajustarse de cierta forma los rangos de los parámetros críticos. Anteriormente ya se presentaron los ajustes porcentuales para los rangos de geometrías y coeficientes sísmicos (ver Tabla A.5.2-3 y Tabla A.5.2-8 respectivamente). Quedaría incluir los niveles freáticos, pero como en estos se considera sólo NF1 a NF2 en el análisis comparativo, se tiene que este corresponde al 100% del rango total evaluado. Para recopilar lo anterior, se entrega la Tabla A.5.3-10 como resumen de las diferencias porcentuales por cada rango de parámetros críticos evaluados en este trabajo.

A partir de los resultados descritos anteriormente se obtienen los gráficos del análisis comparativo, estos se presentan desde la Figura A.5.3-1 hasta la Figura A.5.3-12.

De los gráficos anteriores se debe destacar que estos presentan las variaciones promedio y las variaciones máximas porque ambas son de interés y aportan de cierta manera. Se busca conocer el promedio para que este represente al caso general de los parámetros críticos, y a la vez, se quiere presentar al máximo para que este personifique al caso más crítico de ellos.

Se debe mencionar que en ambas fallas circulares no existen variaciones del factor de seguridad promedio para el nivel freático (ver Figura A.5.3-3, Figura A.5.3-4, Figura A.5.3-5, Figura A.5.3-6, Figura A.5.3-9, Figura A.5.3-10, Figura A.5.3-11 y Figura A.5.3-12). Se recuerda que los casos NF1 y NF2 son los que se deciden incluir en este análisis y estos no logran afectar a dichos tipos de fallas. Se podría considerar utilizar los casos omitidos de niveles freáticos sólo para estas fallas con tal de poder realizar una comparación entre los parámetros críticos, pero esto no se considera bajo ningún motivo algo sensato, y a la vez, el realizarla independiente de lo anterior, puede llevar a que se obtengan conclusiones erróneas acerca de la magnitud del efecto que posee el nivel freático sobre la estabilidad de taludes.

Los coeficientes sísmicos en todos los casos demuestran un mayor efecto sobre los factores de seguridad promedio que la geometría. En los casos de embalses se tiene que los primeros provocan variaciones de más del doble que los segundos (ver desde Figura A.5.3-7 hasta la Figura A.5.3-12), mientras que en los tranques esta diferencia es menor (para ambas fallas circulares), pero sigue siendo considerable (ver desde Figura A.5.3-1 hasta la Figura A.5.3-6).

Para justificar el resultado anterior, se podría considerar que los coeficientes sísmicos evaluados son altos comparativamente a las geometrías. Hay que recordar que los valores para estas últimas se definen a partir de ejemplos de tranques y embalses de relaves reales en Chile, y entre estos no se escogen las opciones más críticas de estructuras antiguas que comúnmente son de taludes más empinados. En contraste a ello, para el caso del coeficiente sísmico se utiliza un rango de valores que gira en torno a las aceleraciones máximas registradas de un mega terremoto. Pero, independiente de lo que se pueda considerar acerca de los rangos de valores definidos para los parámetros críticos, se puede especular que, si se utilizaran coeficientes sísmicos menores, la variación en factores de seguridad promedio provocada por estos debiera ser mayor ya que esto viene acompañado por el efecto de tener un caso base con un factor de seguridad más alto.

Sumado a lo anterior, se puede destacar el hecho de que las variaciones en geometrías provocan cambios en los niveles freáticos que afectan los resultados de este parámetro crítico. Pero se debe notar que la situación anterior para este análisis comparativo se da solamente en las fallas globales de tipo bloque (debido a que se omitieron NF3 y NF4). Y en ambas fallas circulares de igual manera se aprecian grandes diferencias de resultados entre estos dos parámetros analizados (ver Figura A.5.3-3, Figura A.5.3-4, Figura A.5.3-5, Figura A.5.3-6, Figura A.5.3-9, Figura A.5.3-10, Figura A.5.3-11 y Figura A.5.3-12), por lo tanto, el hecho de que los efectos de los coeficientes sísmicos sean mayores que los de la geometría no cambia.

Ahora, se podría discutir acerca de las variables escogidas para estos parámetros críticos. Por un lado, se tiene que la variación de la geometría se ve solamente en cambios de la pendiente del talud aguas abajo, cuando también se podría variar el coronamiento, la altura y el talud aguas arriba. Por otro lado, en los coeficientes sísmicos se varía el coeficiente sísmico horizontal y la única otra opción de variable es el coeficiente sísmico vertical. A lo que se quiere llegar al mencionar lo anterior es que si se tomaran casos de estudio que varían todas las posibles variables anteriores, se podría llegar al resultado que la geometría es más influyente que los coeficientes sísmicos. Pero como no hay forma de confirmarlo mediante este estudio, el analizar lo anterior se deja propuesto junto a otras recomendaciones de trabajos que se pueden realizar a futuro (ver capítulo 10). En definitiva, el lector puede discrepar bastante acerca de la selección de variables realizada y los valores y rangos de estas definidas. Pero a final de cuentas, este trabajo compone uno de los análisis de este tipo y posterior a este se pueden realizar más estudios complementarios. Por lo tanto, está bien analizar, discutir y concluir acerca de los resultados de este trabajo, sin tener la necesidad de cuestionarse otros posibles escenarios que podrían darse de haber definido otros casos de estudio.

Las variaciones de geometrías no presentan grandes efectos sobre los factores de seguridad promedio en la falla global de tipo bloque (ver Figura A.5.3-1, Figura A.5.3-2, Figura A.5.3-7 y Figura A.5.3-8) por dos razones que ya se han mencionado anteriormente. La primera es que para este caso se tiene el efecto contrario de los cambios en el nivel freático provocados por las modificaciones geométricas y la segunda es la diferencia de magnitudes que existen entre estas y la superficie de deslizamiento para este tipo de falla (ver capítulo 8.2.2).

Sigue que, para analizar comparativamente el efecto del nivel freático con el de los otros parámetros críticos aquí evaluados, se tiene que este sólo se puede realizar en torno a la falla global de tipo bloque, que justamente sería en la cual la geometría influye en menor cantidad, provocando así que la comparación entre estas dos variables no sea la ideal.

De los gráficos comparativos, se puede rescatar que para el caso de los tranques, las variaciones de factores de seguridad promedio son mayores para los efectos del nivel freático que para el coeficiente sísmico y la geometría (ver Figura A.5.3-1 y Figura A.5.3-2). Lo anterior se da por un margen leve para el caso del primer parámetro crítico, y no se da a lo largo de todo el rango de variación, pero se debe destacar que lo correcto sería comparar ambos parámetros en la variación acumulada total de su rango, es decir, al 100% del rango de variación porcentual de cada variable. Esto, debido a que es el punto que ambos tienen en común.

En el caso de los embalses, los coeficientes sísmicos vuelven a ser el parámetro crítico más influyente, luego el nivel freático y finalmente la geometría (ver Figura A.5.3-7 y Figura A.5.3-8). En esta estructura, el primero afecta por más del doble del nivel freático en la variación máxima (Figura A.5.3-7) y por el triple de este en las variaciones promedio (Figura A.5.3-8). Para dar una explicación a esta diferencia, se debe recordar que en este depósito el efecto del nivel freático se debe tan sólo a la influencia del agua y no se tienen efectos dados por áreas de la masa en deslizamiento, en condiciones no drenadas. Sumado a lo anterior se tiene que para esta estructura el coeficiente sísmico posee un mayor efecto sobre la estabilidad de taludes debido a que se considera condición drenada en la totalidad de la masa que falla y a que el peso unitario es mayor que el del material que compone al tranque.

Se podría decir que no corresponde hacer una comparación entre niveles freáticos y geometrías para la falla global bloque, debido a que la variable geométrica se ve afectada por los efectos contrarios del primero. Pero la verdad es que la jerarquización entre estas dos no cambia, aunque se lograra evitar dicho efecto. Lo anterior se afirma con tal certeza debido a que los resultados de la variación del factor de seguridad promedio dados por el nivel freático para este tipo de falla, son mayores que los dados por la geometría para los otros dos tipos, que justamente serían en las cuales este parámetro crítico es más influyente y a la vez no se ve afectado por el efecto contrario en cuestión (esto se puede apreciar con mayor facilidad en la Tabla A.5.2-12 y la Tabla A.5.2-15).

Para finalizar con este análisis, se debe destacar que a final de cuentas se obtienen jerarquizaciones situacionales, es decir, dependiendo del tipo de falla y estructura, el orden de la influencia de los parámetros críticos sobre la estabilidad de taludes cambia. En definitiva, no existe una jerarquización general para los parámetros críticos evaluados. El siguiente diagrama de flujo cumple con la función de representar esta jerarquización situacional de los parámetros críticos que fueron estudiados en el presente análisis comparativo:

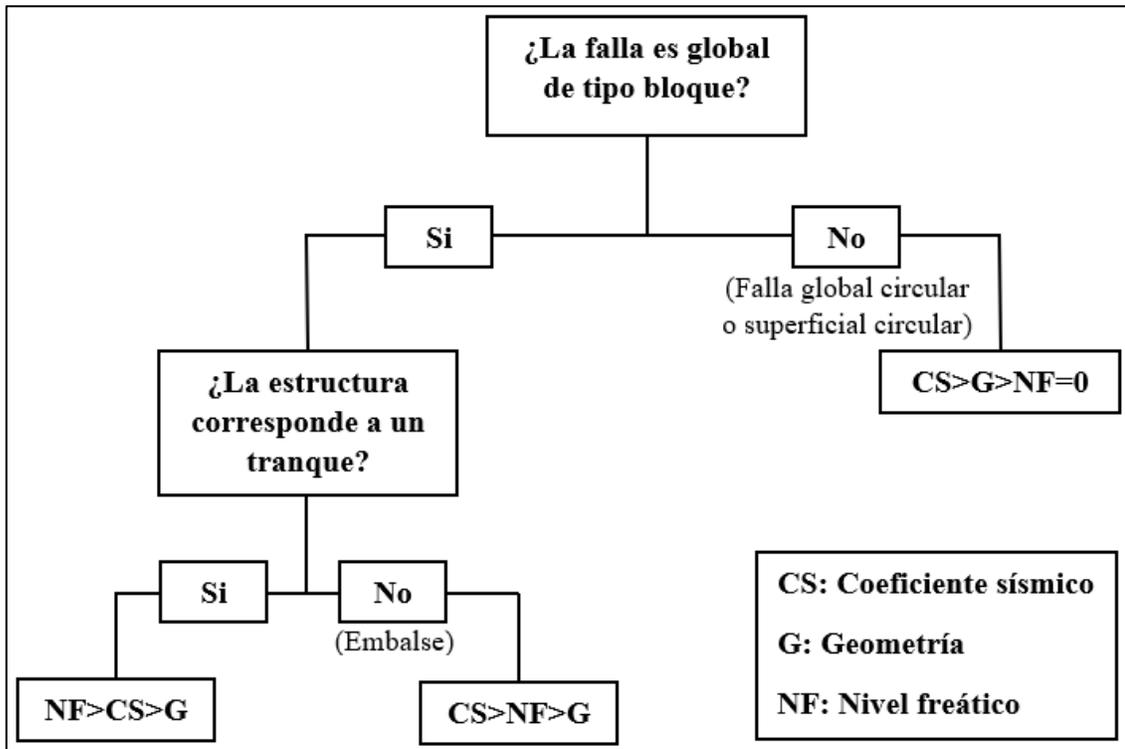


Figura 8-7: Diagrama de flujo que resume las jerarquizaciones de los tres parámetros críticos analizados, para las distintas situaciones (elaboración propia).

8.2.6 Resistencia al Corte de los Materiales que Constituyen al Relleno del Muro

Es cierto que este parámetro crítico se utilizó como variable para así poder realizar análisis de confiabilidad (o probabilísticos) en todos los casos de estudio del presente trabajo. Por ende, este no debiera poder ser comparado directamente con los otros parámetros en cuestión. Pero esta situación no implica que no se pueda discutir y analizar sobre este, sólo quiere decir, que no se presenta evidencia empírica que indique la posición de él en la jerarquización de los parámetros críticos.

Para analizar este parámetro, se estudian las desviaciones estándar resultantes para todos los casos de estudio realizados. En la Tabla A.5.2-9 se resumen los valores obtenidos de estas, vale la pena mencionar que estas también se encuentran en las tablas del capítulo A.4 de los anexos. Se debe destacar que estos resultados se presentan gráficamente en las figuras del capítulo 8.2 (desde la Figura 8-1 a la Figura 8-6), representados por las barras de tipo “I” que acompañan a cada caso de estudio.

Con los resultados de la Tabla A.5.2-9, se puede determinar el promedio de las desviaciones estándar para los distintos tipos de fallas y estructuras, estos se presentan en la Tabla A.5.2-10. Ahora, se podría considerar que el rango de efecto, sobre la estabilidad de taludes, de las resistencias al corte de los materiales que constituyen al muro viene dado por dos veces el promedio

de las desviaciones estándar. Por lo tanto, el rango que se estaría proponiendo sería el que se presenta en la Tabla A.5.2-11.

Con tal de poder realizar cierta comparación entre este parámetro crítico con los otros, se entrega la Tabla A.5.2-12 que resume las variaciones promedio de los factores de seguridad promedio dadas en todo el rango de estudio de los parámetros críticos evaluados en el análisis comparativo del capítulo 8.2.5 (ver Figura A.5.3-2, Figura A.5.3-4, Figura A.5.3-6, Figura A.5.3-8, Figura A.5.3-10 y Figura A.5.3-12).

Al comparar los resultados de la Tabla A.5.2-11 con la Tabla A.5.2-12, se obtiene que la resistencia al corte de los materiales influye en mayor medida que las geometrías para todos los casos con excepción de las dos fallas circulares en los tranques. A la vez, debido a que el nivel freático no influye sobre estas dos fallas, se puede afirmar que, en ellas, las resistencias al corte poseerían una mayor influencia sobre la estabilidad de taludes que este parámetro. Por último, independiente del tipo de falla o estructura, el coeficiente sísmico siempre se ve más influyente que el parámetro crítico en cuestión. Para facilitar la comprensión de lo anteriormente descrito, se presenta el siguiente diagrama de flujo que cumple con la función de jerarquizar a los parámetros críticos según la situación (tipo de falla o estructura).

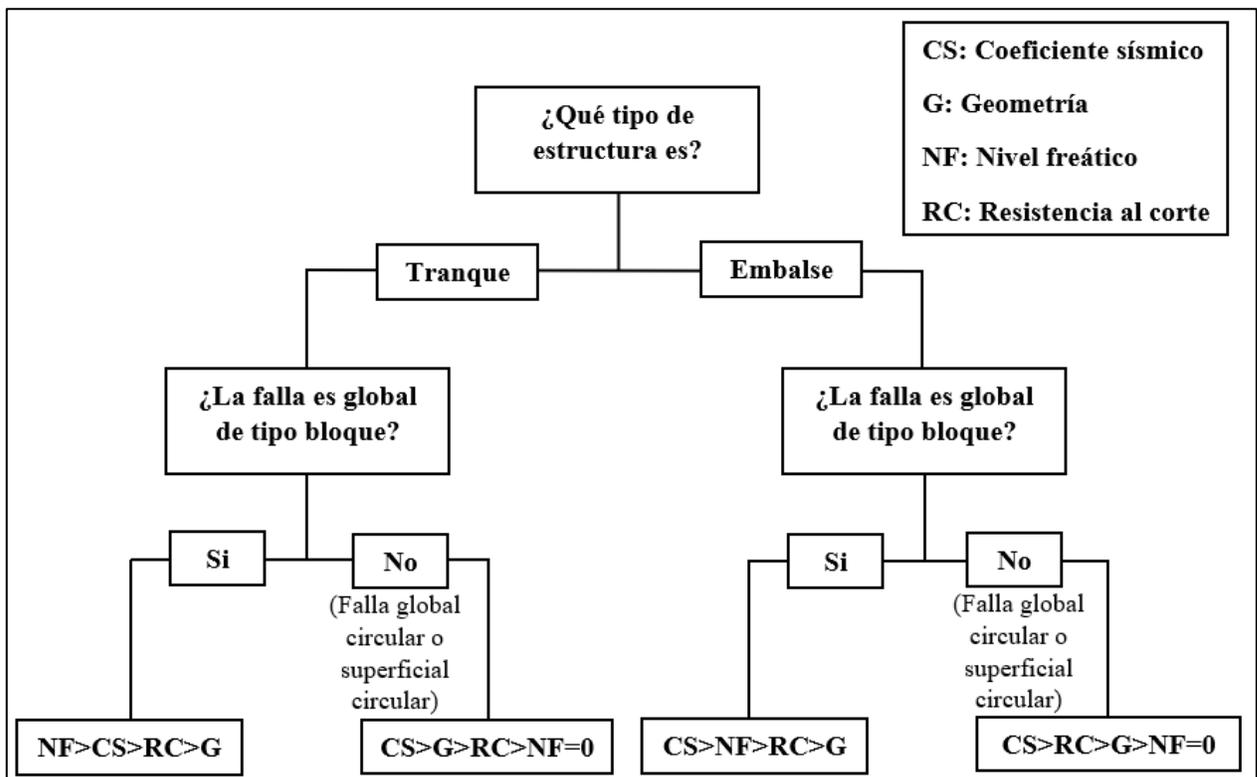


Figura 8-8: Diagrama de flujo que resume las jerarquizaciones de los cuatro parámetros críticos, considerando diferencias promedio (elaboración propia).

Se destaca que lo anterior sería considerando los promedios de las desviaciones estándar (para resistencias al corte) y los promedios de las variaciones de factores de seguridad promedio (para

niveles freáticos, coeficientes sísmicos y geometrías). Pero este mismo estilo de comparación se puede hacer al revisar los gráficos desde la Figura 8-1 hasta la Figura 8-6. De estas, se podrá apreciar que en algunos casos la barra “I” que representa a las desviaciones estándar, es de mayor tamaño que la barra de variación del factor de seguridad promedio para cierto parámetro crítico y caso de estudio. A modo de ejemplo se puede ver la Figura 8-3, en donde la barra de variaciones del factor de seguridad promedio; dada para el NF1, CS1 y falla global de tipo bloque en el rango G1-G2; es menor que la barra “I” de los dos casos de estudio en cuestión.

Ahora, se puede realizar un análisis similar al anterior, pero en lugar de evaluar el promedio de las desviaciones estándar, en este se considera, a la diferencia máxima que existe entre los factores de seguridad para un mismo caso de estudio. En otras palabras, se toma en cuenta la diferencia máxima entre los factores de seguridad máximos y mínimos presentados en las tablas del capítulo A.4 de los anexos. En la Tabla A.5.2-13 se entregan las diferencias entre dichos factores de seguridad para las distintas situaciones (casos de estudio, tipos de fallas y estructuras). Y en la Tabla A.5.2-14 se presentan las diferencias máximas que se pueden rescatar de la tabla anterior para los distintos tipos de fallas de ambas estructuras.

Como se mencionó anteriormente, los resultados de la Tabla A.5.2-14 representan de cierta forma a los efectos de las resistencias al corte de los materiales sobre los factores de seguridad obtenidos del análisis de estabilidad de taludes. Sigue que se deben presentar las variaciones provocadas por los otros parámetros críticos para así poder realizar una especie de comparación entre estos. Para ello se entrega la Tabla A.5.2-15 que resume las variaciones máximas de los factores de seguridad promedio dadas en todo el rango de estudio de los parámetros críticos evaluados en el análisis comparativo del capítulo 8.2.5 (ver Figura A.5.3-1, Figura A.5.3-3, Figura A.5.3-5, Figura A.5.3-7, Figura A.5.3-9 y Figura A.5.3-11).

Finalmente se compara la Tabla A.5.2-14 con la Tabla A.5.2-15, y se tiene que las variaciones máximas provocadas por las resistencias al corte de los materiales son mayores que las de la geometría en todos los tipos de fallas y estructuras. El nivel freático tan sólo en el caso de tranques para fallas globales de tipo bloque sería más influyente que este parámetro crítico y el coeficiente sísmico lo es para todas las situaciones con excepción de ambas fallas circulares en el caso del embalse.

Para recapitular lo anterior se entrega el siguiente diagrama de flujo que representa a la jerarquización de los parámetros críticos para los distintos tipos de fallas y estructuras.

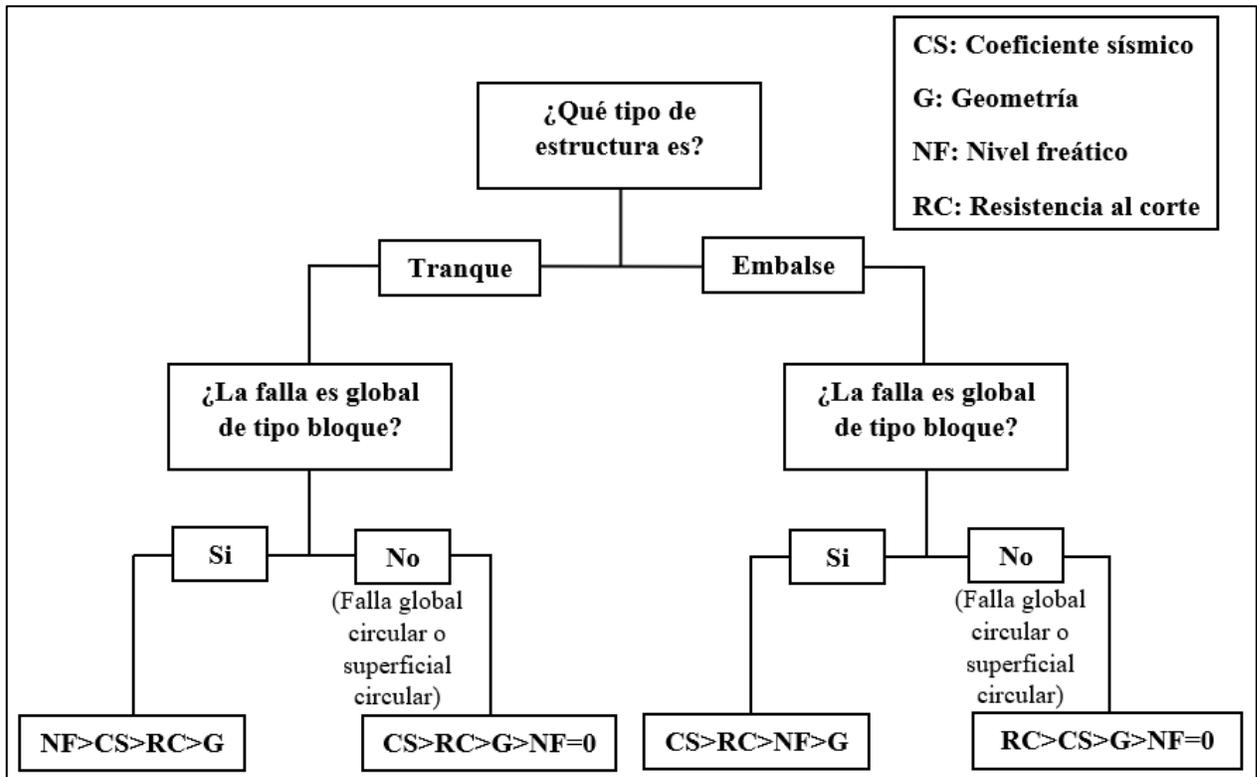


Figura 8-9: Diagrama de flujo que resume las jerarquizaciones de los cuatro parámetros críticos, considerando diferencias máximas (elaboración propia).

Ahora, vale la pena destacar que los dos análisis comparativos realizados sobre las resistencias al corte de los materiales que constituyen a los muros no son del todo apropiados. Esto se debe a dos razones:

Primero, se están comparando variables similares pero distintas a final de cuentas. Se debe recordar que se comparan las diferencias de factores de seguridad promedio que se dan entre cada caso de estudio (en otras palabras, que se dan con las modificaciones de los tres parámetros críticos que definen a los casos de estudio), con la variabilidad de resultados provocada por los parámetros de resistencia definidos como variables (promedio de desviaciones estándar en primer análisis y rango máximo de variabilidad, es decir, diferencia máxima entre factor de seguridad máximo y mínimo en el segundo).

En segundo lugar, se tiene que la variabilidad de resultados antes mencionada, se genera por la participación de tres variables en conjunto para el caso del embalse (ángulo de fricción interna, peso unitario y cohesión) y dos variables para el caso del tranque (ángulo de fricción interna y peso unitario). Por lo tanto, no es correcto comparar este parámetro crítico con los otros, si para este se estaría considerando más de una variable mientras que en los otros tres se seleccionó tan sólo una variable de estos para evaluarla en los casos de estudio.

En definitiva, el análisis realizado, sobre la resistencia al corte de los materiales que constituyen al muro, sirve para estimar los efectos de este en la estabilidad de los taludes de estas estructuras,

pero no cumple con poder concluir sobre la posición en la que se encontraría este en la jerarquización de los parámetros críticos. O sea, se puede especular que este en la mayor parte de las situaciones posee una influencia, sobre la estabilidad de taludes de los muros, superior que la geometría y menor que los coeficientes sísmicos y el nivel freático (considerando que no se toman en cuenta ambas fallas circulares para el caso del nivel freático, debido a su efecto nulo en ellas). Pero no se puede incluir como conclusión la aseveración anterior debido a que las comparaciones no son sensatas por las razones previamente mencionadas.

8.3 Análisis de Confiabilidad

A modo de discusiones finales, se examina a continuación la importancia de los análisis de confiabilidad y cómo estos se aplican al presente trabajo.

En términos de este estudio, se tiene que se utiliza una gran variedad de referencias bibliográficas para definir rangos de valores de los parámetros que lo componen. Ahora, ¿Qué pasaría si el análisis se hiciera sobre un caso real en dónde los datos escasean? Duncan (2000), sostiene que los análisis de confiabilidad se pueden realizar con la misma cantidad de datos y correlaciones que son ampliamente utilizadas en la práctica de la ingeniería geotécnica. Es cierto que se requiere de una manera para determinar las desviaciones estándar del parámetro variable, pero en el mismo documento anteriormente señalado, se describen distintos métodos para definirlos, entre estos, algunos permiten estimar valores de ellas cuando no se tienen suficientes datos. Un ejemplo de estos corresponde al método de utilizar valores publicados, que requiere de un buen juicio del ingeniero encargado del análisis, o el método “Three-Sigma Rule” que requiere el mínimo y máximo del parámetro en cuestión (se debe recordar que este fue el utilizado en el presente trabajo, ver capítulo 2.8.3).

Se debe destacar que los análisis de confiabilidad no son un reemplazo para los análisis determinísticos, estos no necesariamente entregan una mayor o menor precisión que los últimos, en la realidad ambos aportan de cierta forma y se complementan entre ellos (Duncan, 2000). La importancia que tiene el análisis de confiabilidad radica en que es capaz de considerar las incertidumbres que tiene un problema. Cómo se mencionó anteriormente en el capítulo 2.8.4, dependiendo de estas incertidumbres y las desviaciones estándar que poseen los parámetros variables, se puede dar que un caso más seguro, en términos del factor de seguridad determinístico, tenga una mayor probabilidad de falla que otro con menor factor de seguridad. Por lo tanto, se considera ideal el poder realizar ambos análisis sobre cualquier proyecto ingenieril.

La situación anterior es una que se da en este trabajo, pero antes de pasar a analizarla y discutirla, se debe recordar que el mínimo permitido por normativa para el factor de seguridad determinístico en el caso pseudo-estático, que sería el que se está analizando, es de 1,2 (Decreto Supremo N°248, 2007 y Decreto 50, 2015). Y, Sumado a lo anterior, también es necesario no olvidar las estimaciones de probabilidades de fallas recomendadas para depósitos de relaves dadas por Oboni & Oboni (2019) que mencionan valores de 0,001 y 0,0002 (0,1 y 0,02% respectivamente).

Ahora, como se mencionó anteriormente, en este trabajo se encuentran situaciones en las que un caso de estudio o diseño, cuyo factor de seguridad determinístico es mayor que la de otro, posee una probabilidad de falla mayor que dicho caso. Un ejemplo de esto se puede apreciar al comparar los resultados de la falla superficial circular del caso EG3NF1CS3 con los del mismo tipo de falla para el caso TG3NF1CS2. En el primero se tiene un factor de seguridad determinístico de 1,2 (ver Figura A.3.3-63) y una probabilidad de falla de 0,0025 (ver Tabla 7-2), mientras que en el segundo la probabilidad de falla es cero (ver Tabla 7-1) y el factor de seguridad determinístico es de 1,18 (ver Figura A.3.3-26).

Los resultados de la falla superficial circular del caso EG3NF1CS3, también sirven para demostrar otra gran importancia que poseen los análisis de confiabilidad, la cual sería identificar diseños que a pesar de que cumplen con la normativa presentan probabilidades de fallas no deseables. Como se puede apreciar de los resultados de dicho caso de estudio, este cumple con el factor de seguridad determinístico mínimo que impone la normativa para el caso pseudo-estático (1,2), por lo tanto, se podría considerar que dicho diseño es uno viable y que podría ser desarrollado en la realidad. Pero del análisis de confiabilidad se obtiene que este presenta una probabilidad de falla de 0,0025 (0,25%), la cual excede por más del doble a las recomendaciones dadas por Oboni & Oboni (2019), que mencionan como límite un valor de 0,001 (0,1%). Con lo anterior se demuestra de cierta forma que los análisis de confiabilidad complementan a los determinísticos, al ayudarlos a determinar diseños viables más seguros.

Por último, para representar en una sola tabla el hecho de que un mayor factor de seguridad determinístico no siempre implica una menor probabilidad de falla, se presentan a continuación los resultados de las distintas superficies de deslizamiento del caso EG2NF4CS3 para su falla superficial circular.

Tabla 8-1: Factores de seguridad determinísticos y probabilidades de fallas del caso EG2NF4CS3 para distintas superficies de deslizamiento de la falla superficial circular (resultado obtenido de SLOPE/W).

N° de superficie de deslizamiento	Factor de seguridad	Probabilidad de falla
58	1,18	0,0000
98	1,19	0,0000
53	1,19	0,0000
67	1,21	0,0020
22	1,21	0,0025

De la tabla anterior, se puede rescatar que algunas superficies de deslizamiento como las número 58, 98 y 53, poseen factores de seguridad determinísticos menores al mínimo permitido por la norma (1,2) y aun así presentan probabilidades de falla de cero. Mientras que otras superficies de deslizamiento como lo serían las número 67 y 22, cumplen con el factor de seguridad mínimo pero poseen probabilidades de fallas no deseables ya que son mayores a 0,001.

9. Conclusiones

- A partir de los casos de estudio definidos en el presente trabajo de título, se puede concluir que los embalses son más seguros que los tranques. De la primera estructura se destaca que en ninguno de sus casos de análisis el factor de seguridad promedio fue menor a 1. Mientras que en los tranques, se tiene que más de la mitad de los casos evaluados (60 de 108) poseen factores de seguridad promedio menores a dicho valor. Además, cabe destacar que 104 de 108 casos de estudio del embalse cumplen con el factor de seguridad mínimo de 1,2 impuesto para el caso pseudo-estático. Mientras que en el tranque sólo 33 de 108 logran dicho límite.
- Se puede concluir que el nivel freático es el parámetro crítico que con sus modificaciones provoca que más diseños dejen de ser viables (21 para el tranque y cuatro para el embalse), es decir, pasan de un factor de seguridad mayor a 1,2 a uno menor a él. A este parámetro le sigue después el coeficiente sísmico (10 en el tranque y cuatro en el embalse) y por último la geometría (cuatro en el caso del tranque y dos en el embalse).
- De los análisis comparativos realizados en el presente estudio, se obtiene que los coeficientes sísmicos influyen en los factores de seguridad promedio resultantes del análisis de estabilidad de taludes en mayor medida que las geometrías, para los tres tipos de fallas evaluados y tanto en tranques como en los embalses de relave (ver Figura 8-7).
- De este análisis también se rescata que para las fallas globales de tipo bloque estudiadas en este trabajo, los niveles freáticos poseen mayores efectos, sobre la estabilidad del talud, que las geometrías y los coeficientes sísmicos en el caso de los tranques, y sólo la geometría en los embalses. Para los demás tipos de fallas, la influencia de los niveles freáticos se considera nula debido a que no existen casos reales en los cuales se tomen en cuenta niveles freáticos más superficiales que los utilizados en dicho análisis (ver Figura 8-7).
- De los tres tipos de fallas evaluados en el presente trabajo, se rescata que la falla superficial circular es la más crítica de las tres, para todas las geometrías, estructuras y coeficientes sísmicos estudiados, cuando se tiene un nivel freático de un 75% del ancho basal del muro (NF1). Aunque se debe destacar esta es la menos preocupante de las tres ya que en términos de la estabilidad física, es la que menos volumen del muro compromete, más aún si se trata del nivel freático 1.
- En embalses, bajo ningún caso, la falla global de tipo bloque es la más crítica, diferenciándose así del tranque, que considera esta como el tipo de falla más crítica en algunos casos con niveles freáticos más desfavorables. Otra diferencia que tienen estos dos tipos de estructuras es la profundidad de la superficie de deslizamiento crítica en ambos tipos de fallas circulares, siendo esta más profunda en los embalses que en los tranques debido al uso de cohesión en el primero (sólo considerando los casos donde el nivel freático no influye sobre estas).

- La forma en la que se definieron los niveles freáticos en el presente estudio los hace dependientes de las geometrías. Esta dependencia afecta los resultados que representan al efecto de los cambios del parámetro geométrico, contrarrestándolo en cierta magnitud. Es decir, en geometrías más desfavorables, la influencia del nivel freático es menor. Dependiendo del caso de estudio, la disminución del efecto dado por los niveles freáticos puede ser mayor que el impacto generado por el cambio en la geometría, implicando así que se tengan resultados donde las geometrías más desfavorables aparentan ser más seguras que las otras (ver resultados destacados en rojo en Tabla A.5.2-1 y Tabla A.5.2-2 o en Figura 8-3 y Figura 8-4).
- Las modificaciones de geometrías generan cambios menores en los factores de seguridad promedio de las fallas globales de tipo bloque que en los demás tipos de fallas. Esto debido a la diferencia de magnitudes que existen entre la variación geométrica y la superficie de deslizamiento total que se tiene en dicha falla. En el caso de los coeficientes sísmicos, se tiene que estos influyen en mayor medida sobre las fallas globales de tipo bloque debido a que en esta se presentan mayores volúmenes de la superficie de deslizamiento, traduciéndose esto en un mayor peso de la masa en deslizamiento. Finalmente, en cuanto a los niveles freáticos, se tiene que los efectos de estos son mayores en los tranques que en los embalses de relave debido a que el primero considera condiciones no drenadas bajo los niveles freáticos.
- Los análisis de confiabilidad son relevantes para la ingeniería geotécnica debido a que permiten considerar las incertidumbres que poseen ciertos problemas. Estos se complementan con los análisis determinísticos para entregar una mayor cantidad de información y reducir así las probabilidades de realizar un diseño no satisfactorio. Actualmente, el desarrollo de análisis de confiabilidad es algo opcional, es decir, no existe normativa que exija la realización de un análisis de este tipo. Sin embargo, estos se debieran realizar, ya que en algunas situaciones se puede tener que los factores de seguridad determinísticos cumplen con los mínimos dados por normativa, pero poseen probabilidades de fallas mayores a las deseadas.
- Se concreta satisfactoriamente con el objetivo principal del presente trabajo, dado que se realizó un análisis de sensibilidad sobre la estabilidad de taludes en tranques y embalses de relave evaluando los cuatro parámetros críticos en cuestión. Con respecto al objetivo específico de jerarquizar dichos parámetros, se debe mencionar que este no se cumple a la perfección debido a que los parámetros de resistencias al corte no se comparan de manera ideal a los otros tres parámetros críticos, ya que los primeros se definieron como variables mientras que los últimos se evaluaron de manera determinística. A pesar de lo anterior, se desarrollan dos análisis en torno a ellos que entregan como resultados dos jerarquizaciones diferentes que varían dependiendo del tipo de falla o estructura de la cual se trata (ver Figura 8-8 y Figura 8-9).

10. Recomendaciones

A continuación, se indican recomendaciones que surgen del desarrollo de este trabajo de título.

- Evaluar rangos distintos para los parámetros críticos aquí presentes, ya que, dependiendo de la amplitud y límites de estos, se podría llegar a obtener como resultado una jerarquización distinta a la vista.
- Modificar el presente estudio a uno que no desarrolle análisis de confiabilidad, es decir, realizar uno en el que el parámetro de resistencia al corte de los materiales que constituyen a los muros se defina como una constante que varía entre casos de estudio para así incluirla al análisis comparativo de los parámetros críticos.
- Desarrollar este mismo trabajo, pero considerando un análisis de redes de flujo transitorio, en otras palabras, un análisis que considera los cambios en las presiones de poros en el tiempo. Esto con el objetivo de poder evaluar los efectos que ejercen las variaciones en la laguna de aguas claras.
- Realizar este mismo estudio, pero incluyendo los efectos de las deformaciones, es decir, adherir a este, entre el análisis de redes de flujo y el de estabilidad de taludes, un análisis desarrollado por un software de elementos finitos que determine las deformaciones y sea capaz de entregárselas al programa que posteriormente calcula los factores de seguridad. Esto con el objetivo de poder comparar los resultados con los de este trabajo y así, evaluar los efectos que impone el considerar deformaciones en el análisis.
- Como la presente investigación jerarquiza los cuatro parámetros críticos evaluados según sus efectos sobre la estabilidad de taludes, desarrollar un estudio complementario a este, que incluya factores monetarios y costos. Podría ser capaz de determinar una jerarquización de los cuatro parámetros críticos más completa que ordenaría a estos según sus efectos sobre la estabilidad de taludes en función de sus costos.

11. Bibliografía

- Ahmed, A.-O. (2018). *Dr. Ahmed Soil Mechanics Notes Chapter Six (Shear Strength of Soil)*.
- Baena, C. (2011). *Análisis de la Filtración en Presas con Cimientos Yesíferos*.
- Barrera, S., y Campaña, J. (2005). *Análisis de Estabilidad de Presas de Relave-Práctica Chilena*.
- Barrera, S., y Pinto, S. (2002). *Tailings Beach Slopes Forecasting- Copper Tailings*.
- Barrios, D. (2019). *Análisis de Deformaciones de Depósitos de Relaves con Muros de Material de Empréstimo Sometidos a Sismos Chilenos*.
- Barrios, J. (2017). *Análisis de Estabilidad de un Depósito de Relaves Espesados Emplazado Sobre un Tranque de Relaves Convencional*.
- Boroschek, R., Soto, P., y Leon, R. (2010). *Registros del Terremoto del Maule Mw=8,8 27 de febrero de 2010*.
- Budhu, M. (2011). *Soil Mechanics and Foundations*.
- Carvajal, M. (2018). *Desarrollo de una Metodología para Análisis de Estabilidad Física de Depósitos de Relaves*.
- Conejera, C. (2016). *Efecto de la Fábrica y la Estructura en la Resistencia no Drenada de Relave Integral*.
- Consejo Minero. (2020). *Minería en Números*.
- Consejo Minero. (2021). *Cifras Actualizadas de la Minería*.
- Consejo Minero. (2021). *Depósitos de Relaves de las Empresas Socias del CM*. <https://consejominero.cl/comunicaciones/plataforma-de-relaves/depositos-de-relaves-de-las-empresas-socias-del-cm/> (consultada el 04-06-2021).
- CORFO. (2017). *Relaves Futuros, Yacimientos Artificiales y Re-depósito*.
- Cortés, M. (2019). *Análisis de Consolidación y Secado de Relaves para Evaluar Mejoras de Recuperación de Aguas en Tranques de Relave Convencionales Operados con Celdas Interiores*.
- Dai, S.-H., & Wang, M.-O. (1992). *Reliability Analysis in Engineering Applications*.
- Dawson, E., Roth, W., & Drescher, A. (1999). *Slope Stability Analysis by Strength Reduction*.
- Duncan, M. (2000). *Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering*.

- Fell, R., Wan, C. F., Cyganiewicz, J., & Foster, M. (2003). *Time for Development of Internal Erosión and Piping in Embankment Dams*.
- Flores, I., Castro, I., García, J., González, Y. (2019). *Influencia de la Permeabilidad del Suelo no Saturado en los Taludes de Presas de Tierra*.
- Flores, I., García, J., y González, Y. (2020). *Relación entre la Compactación y la Succión en Presas de Tierra con Suelos Tipo CH*.
- Fundación Chile en conjunto con el Servicio Nacional de Geología y Minería (SERNAGEOMIN) y con el apoyo del Ministerio de Minería, la SONAMI y CORFO. (2015). *Guía Metodológica para la Estabilidad Química de Faenas e Instalaciones Mineras*.
- GEOSLOPE International Ltd. (2012). *Seepage Modeling with SEEP/W*.
- GEOSLOPE International Ltd. (2014). *GeoStudio 2012: Estimating Hydraulic Functions in SEEP/W*. <https://www.youtube.com/watch?v=kMM11hlPRBc> (consultada el 11-06).
- GEOSLOPE International Ltd. (2017). *SLOPE/W Convergence*. <https://www.youtube.com/watch?v=bG6h5H6Bkzc> (consultada el 11-06).
- GEOSLOPE International Ltd. (2015). *GeoStudio 2012: Mesh Options and Constraints*. <https://www.youtube.com/watch?v=3JLVf8tl6Z4> (consultada el 11-06).
- GEOSLOPE International Ltd. (2019). *GeoStudio 2019: SEEP/W Tutorial*. <https://www.youtube.com/watch?v=9PICvOTdQUE> (consultada el 11-06).
- GEOSLOPE International Ltd. (2020). *Stability Modeling with GeoStudio*.
- GEOSLOPE International Ltd. (2021). *Pore-Water Pressures Defined Using a Finite Element Analysis*.
- GEOSLOPE International Ltd. (2021). *Probability and Sensitivity*.
- GEOSLOPE International Ltd. (2021). *SHANSEP – Stress History and Normalized Soil Engineering Property*.
- Griffiths, D., & Lane, P. (1999). *Slope Stability Analysis by Finite Elements*.
- Hunter, G., & Fell, R. (2003). *The Deformation Behaviour of Embankment Dams*.
- INAP. (2012). *The Global Acid Rock Drainage Guide*. http://www.gardguide.com/index.php?title=Main_Page (consultado el 07-06-2021).
- Krahn, J. (2003). *The 2001 R.M Hardy Lecture: The Limits of Limit Equilibrium Analyses*.

- Ladd, C. C., & Foott, R. (1974). *New Design Procedure for Stability of Soft Clays*. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 100, (GT7), pp. 763-786*.
- Look, B. (2007). *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables*.
- Minería chilena. (2010). *Presentan catastro de tranques colapsados*. <https://www.mch.cl/reportajes/presentan-catastro-de-tranques-colapsados/#> (consultada el 04-06-2021).
- Ministerio de Minería de Chile. (2007). *Decreto Supremo N° 248: Reglamento para la Aprobación de Proyectos de Diseño, Construcción, Operación y Cierre de los Depósitos de Relaves*.
- Ministerio de Obras Públicas. (2015). *Decreto 50*.
- Musso, J. (2018). *Determinación de la Curva de Retención de Agua para Relaves Multimetálicos de la Industria Minera de Chile*.
- Oboni, F., & Oboni, C. (2019). *Chapter 4: Historic Failures “Statistics”. Tailings Dam Management for the Twenty-First Century*.
- Potts, D. M., & Zdravkovic, L. (1999). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering*.
- Pulgar, M. (2020). *Metodología de Evaluación de Estabilidad Física de Depósitos de Relaves Abandonados en la Zona Centro Norte de Chile*.
- Riquelme, J. (2016). *Estudio de Correlaciones para Densidad Relativa y Resistencia al Corte de Suelos Granulares Gruesos*.
- Rodríguez, R., Oldecop, L., y Castillo, E. (2006). *Variabilidad Espacial de las Propiedades Físicas y la Conductividad Hidráulica en los Relaves Mineros*.
- SERNAGEOMIN. (2020). *Catastro de Depósitos de Relaves en Chile (planilla Excel, actualización 10-08-2020)*.
- SERNAGEOMIN. (2021). *Preguntas Frecuentes sobre Relaves*. <https://www.sernageomin.cl/preguntas-frecuentes-sobre-relaves/> (consultado el 04-06-2021)
- Troncoso, J. (1995). *Design and Behavior of Tailings Dams Under Seismic Conditions*.
- Urbano, S., y Falcón, M. (2016). *Guía para el Cumplimiento de DS248. Depósitos de Relaves Bajo Producción de 5000 tpm*.
- US Army Corps of Engineers. (2003). *Slope Stability*.
- Valdebenito, A., y Viveros, K. (1999). *Aspectos Técnicos y Ambientales de un Tranque de Relaves*.

Valenzuela, L. (2016). *Design, Construction, Operation and the Effect of Fines Content and Permeability on the Seismic Performance of Tailings Sand Dams in Chile.*

Velásquez, T. (2013). *Estudio de la Estabilidad de la Obra de Represamiento de la Laguna Quengococha: Proyecto de Irrigación Cajabamba, Distrito Cajabamba, Provincia Cajabamba, Región de Cajamarca.*

Verdugo, R., Peters, G., Valenzuela, L., Campaña, J., & Bard, E. (2017). *Evaluation of Tailings Dams Subjected to Large Earthquakes.*

Villavicencio, G., Espinace, R., Palma, J., Fourie, A., & Valenzuela, P. (2014). *Failures of Sand Tailings Dams in a Highly Seismic Country.*

A. Anexos

A.1. Casos de Estudio Definidos

Tabla A.1-1: Casos de estudio para el tranque de relaves.

Casos	Pendiente talud aguas abajo del muro [V:H]	Longitud del dren operativo [% ancho basal]	Coefficiente sísmico horizontal [-]
TG1NF1CS1	1:4	75	0,15
TG1NF1CS2	1:4	75	0,22
TG1NF1CS3	1:4	75	0,3
TG1NF2CS1	1:4	50	0,15
TG1NF2CS2	1:4	50	0,22
TG1NF2CS3	1:4	50	0,3
TG1NF3CS1	1:4	25	0,15
TG1NF3CS2	1:4	25	0,22
TG1NF3CS3	1:4	25	0,3
TG1NF4CS1	1:4	15	0,15
TG1NF4CS2	1:4	15	0,22
TG1NF4CS3	1:4	15	0,3
TG2NF1CS1	1:3,5	75	0,15
TG2NF1CS2	1:3,5	75	0,22
TG2NF1CS3	1:3,5	75	0,3
TG2NF2CS1	1:3,5	50	0,15
TG2NF2CS2	1:3,5	50	0,22
TG2NF2CS3	1:3,5	50	0,3
TG2NF3CS1	1:3,5	25	0,15
TG2NF3CS2	1:3,5	25	0,22
TG2NF3CS3	1:3,5	25	0,3
TG2NF4CS1	1:3,5	15	0,15
TG2NF4CS2	1:3,5	15	0,22
TG2NF4CS3	1:3,5	15	0,3
TG3NF1CS1	1:3	75	0,15
TG3NF1CS2	1:3	75	0,22
TG3NF1CS3	1:3	75	0,3
TG3NF2CS1	1:3	50	0,15
TG3NF2CS2	1:3	50	0,22
TG3NF2CS3	1:3	50	0,3
TG3NF3CS1	1:3	25	0,15
TG3NF3CS2	1:3	25	0,22

Casos	Pendiente talud aguas abajo del muro [V:H]	Longitud del dren operativo [% ancho basal]	Coefficiente sísmico horizontal [-]
TG3NF3CS3	1:3	25	0,3
TG3NF4CS1	1:3	15	0,15
TG3NF4CS2	1:3	15	0,22
TG3NF4CS3	1:3	15	0,3

Tabla A.1-2: Casos de estudio para el embalse de relaves.

Casos	Pendiente talud aguas abajo del muro [V:H]	Longitud del dren operativo [% ancho basal]	Coefficiente sísmico horizontal [-]
EG1NF1CS1	1:2	75	0,15
EG1NF1CS2	1:2	75	0,22
EG1NF1CS3	1:2	75	0,3
EG1NF2CS1	1:2	50	0,15
EG1NF2CS2	1:2	50	0,22
EG1NF2CS3	1:2	50	0,3
EG1NF3CS1	1:2	25	0,15
EG1NF3CS2	1:2	25	0,22
EG1NF3CS3	1:2	25	0,3
EG1NF4CS1	1:2	15	0,15
EG1NF4CS2	1:2	15	0,22
EG1NF4CS3	1:2	15	0,3
EG2NF1CS1	1:1,8	75	0,15
EG2NF1CS2	1:1,8	75	0,22
EG2NF1CS3	1:1,8	75	0,3
EG2NF2CS1	1:1,8	50	0,15
EG2NF2CS2	1:1,8	50	0,22
EG2NF2CS3	1:1,8	50	0,3
EG2NF3CS1	1:1,8	25	0,15
EG2NF3CS2	1:1,8	25	0,22
EG2NF3CS3	1:1,8	25	0,3
EG2NF4CS1	1:1,8	15	0,15
EG2NF4CS2	1:1,8	15	0,22
EG2NF4CS3	1:1,8	15	0,3
EG3NF1CS1	1:1,7	75	0,15
EG3NF1CS2	1:1,7	75	0,22
EG3NF1CS3	1:1,7	75	0,3
EG3NF2CS1	1:1,7	50	0,15
EG3NF2CS2	1:1,7	50	0,22

Casos	Pendiente talud aguas abajo del muro [V:H]	Longitud del dren operativo [% ancho basal]	Coefficiente sísmico horizontal [-]
EG3NF2CS3	1:1,7	50	0,3
EG3NF3CS1	1:1,7	25	0,15
EG3NF3CS2	1:1,7	25	0,22
EG3NF3CS3	1:1,7	25	0,3
EG3NF4CS1	1:1,7	15	0,15
EG3NF4CS2	1:1,7	15	0,22
EG3NF4CS3	1:1,7	15	0,3

A.2. Esquemas Redes de Flujo

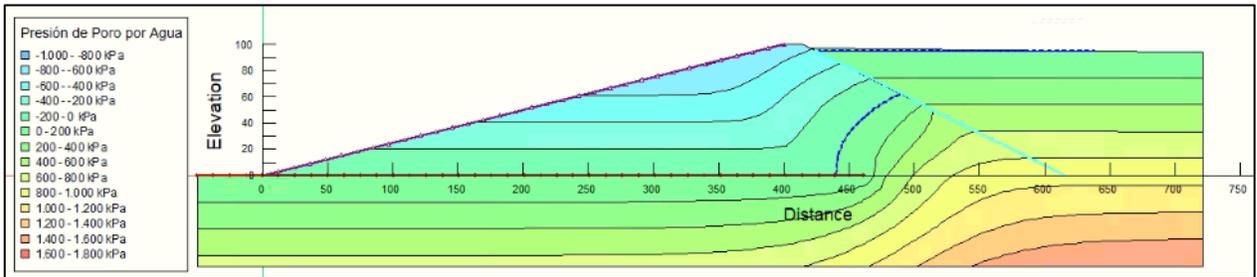


Figura A.2-1: Esquema de redes de flujo con leyenda de sus presiones de poros para los casos TG1NF1CS1, TG1NF1CS2 y TG1NF1CS3.

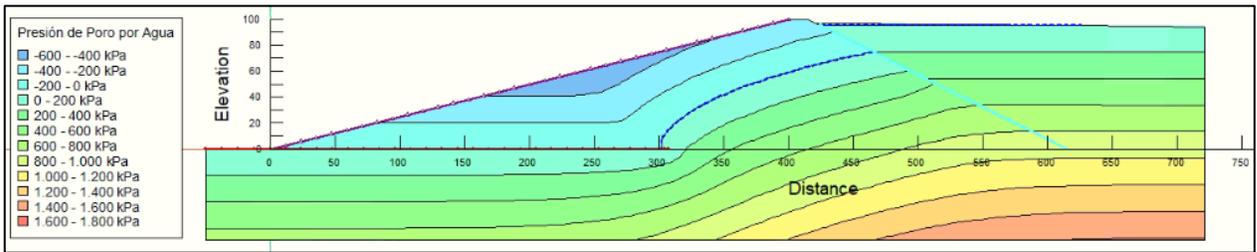


Figura A.2-2: Esquema de redes de flujo con leyenda de sus presiones de poros para los casos TG1NF2CS1, TG1NF2CS2 y TG1NF2CS3.

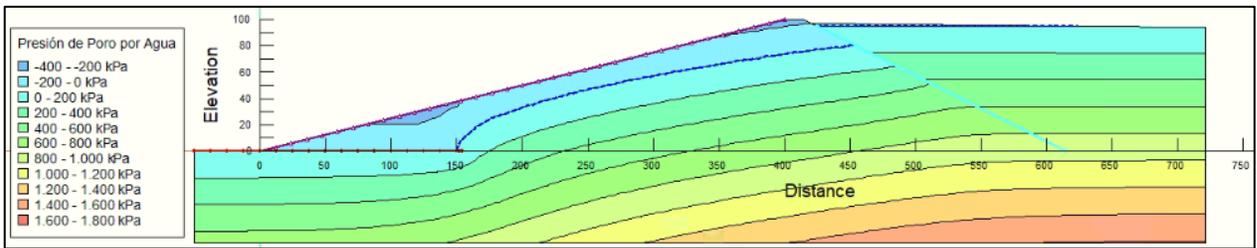


Figura A.2-3: Esquema de redes de flujo con leyenda de sus presiones de poros para los casos TG1NF3CS1, TG1NF3CS2 y TG1NF3CS3.

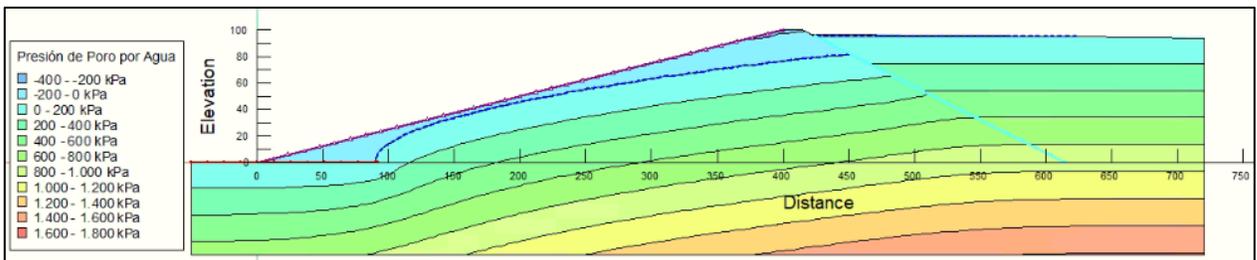


Figura A.2-4: Esquema de redes de flujo con leyenda de sus presiones de poros para los casos TG1NF4CS1, TG1NF4CS2 y TG1NF4CS3.

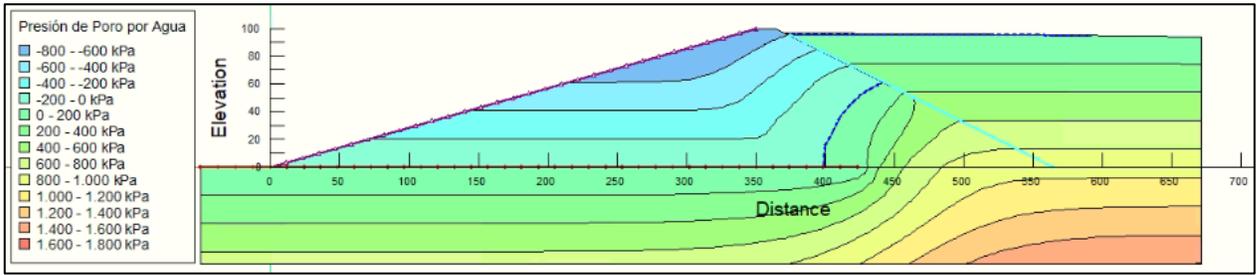


Figura A.2-5: Esquema de redes de flujo con leyenda de sus presiones de poros para los casos TG2NF1CS1, TG2NF1CS2 y TG2NF1CS3.

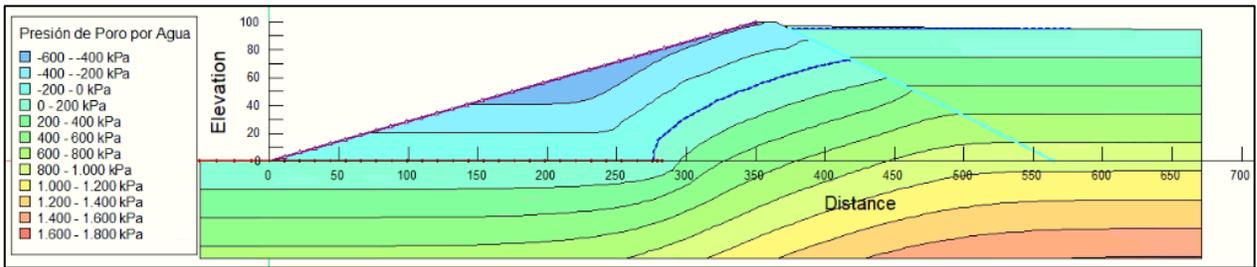


Figura A.2-6: Esquema de redes de flujo con leyenda de sus presiones de poros para los casos TG2NF2CS1, TG2NF2CS2 y TG2NF2CS3.

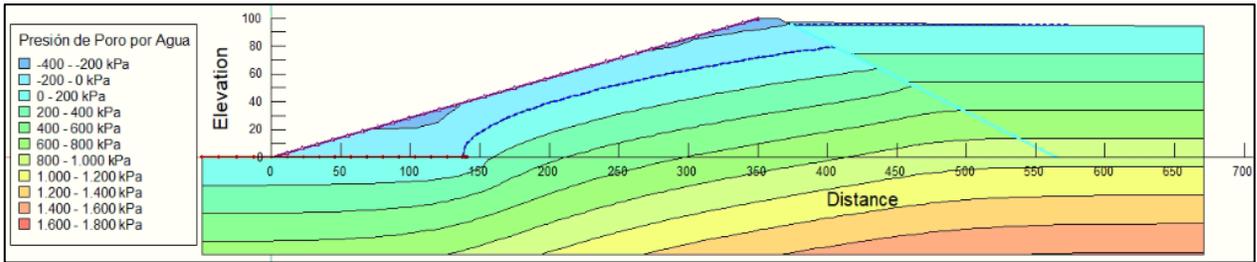


Figura A.2-7: Esquema de redes de flujo con leyenda de sus presiones de poros para los casos TG2NF3CS1, TG2NF3CS2 y TG2NF3CS3.

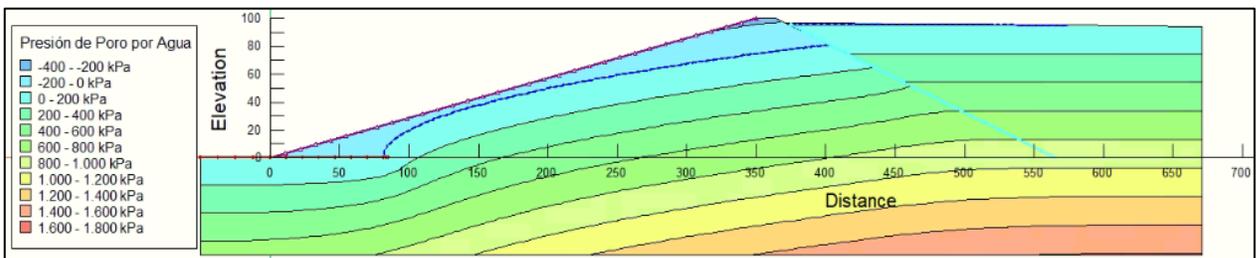


Figura A.2-8: Esquema de redes de flujo con leyenda de sus presiones de poros para los casos TG2NF4CS1, TG2NF4CS2 y TG2NF4CS3.

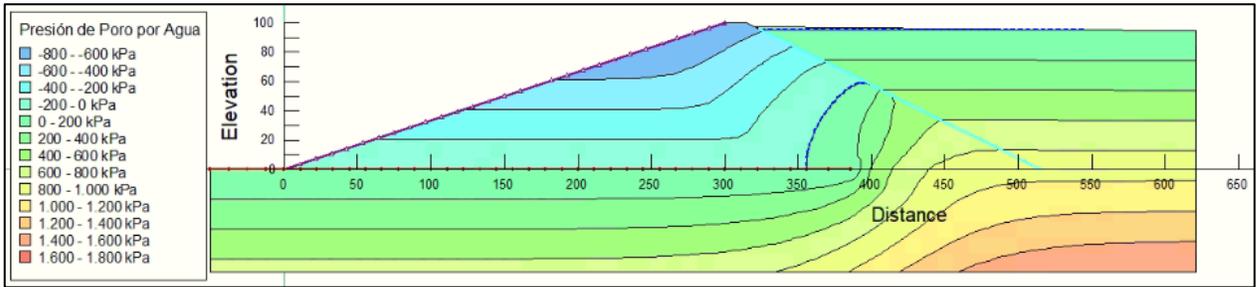


Figura A.2-9: Esquema de redes de flujo con leyenda de sus presiones de poros para los casos TG3NF1CS1, TG3NF1CS2 y TG3NF1CS3.

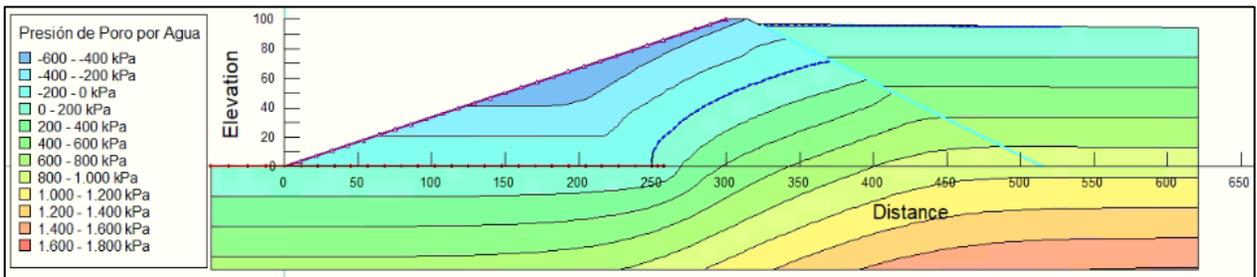


Figura A.2-10: Esquema de redes de flujo con leyenda de sus presiones de poros para los casos TG3NF2CS1, TG3NF2CS2 y TG3NF2CS3.

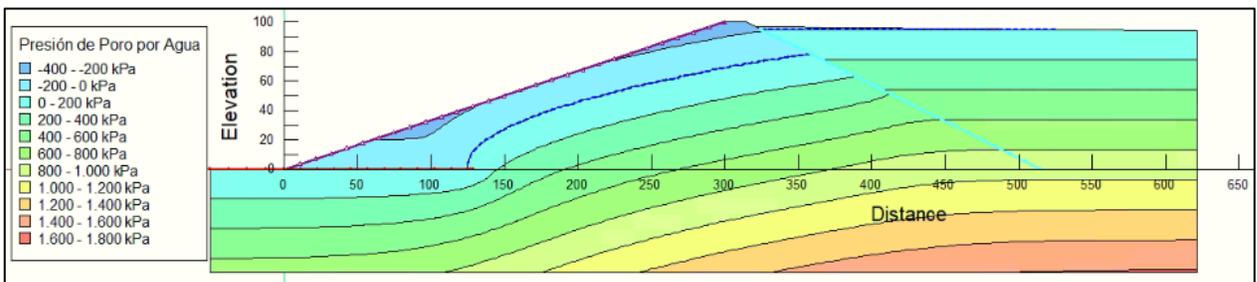


Figura A.2-11: Esquema de redes de flujo con leyenda de sus presiones de poros para los casos TG3NF3CS1, TG3NF3CS2 y TG3NF3CS3.

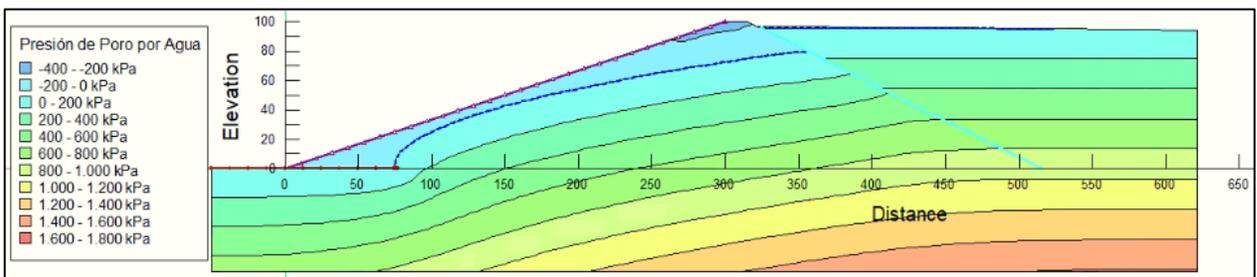


Figura A.2-12: Esquema de redes de flujo con leyenda de sus presiones de poros para los casos TG3NF4CS1, TG3NF4CS2 y TG3NF4CS3.

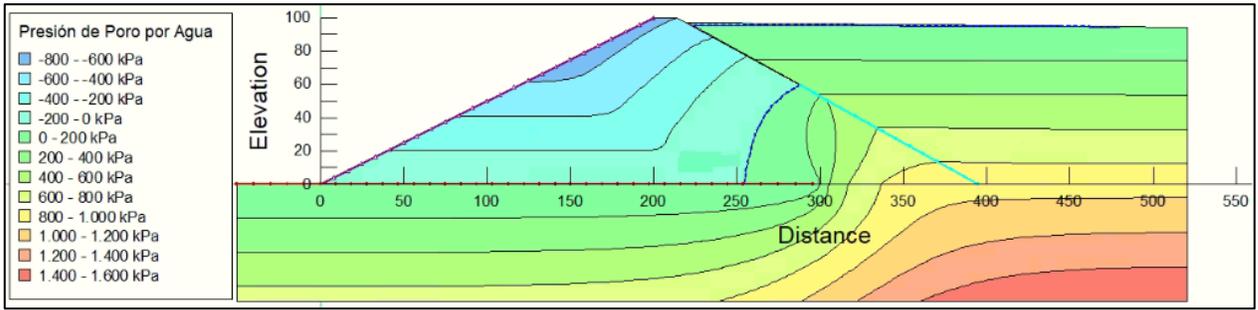


Figura A.2-13: Esquema de redes de flujo con leyenda de sus presiones de poros para los casos EG1NF1CS1, EG1NF1CS2 y EG1NF1CS3.

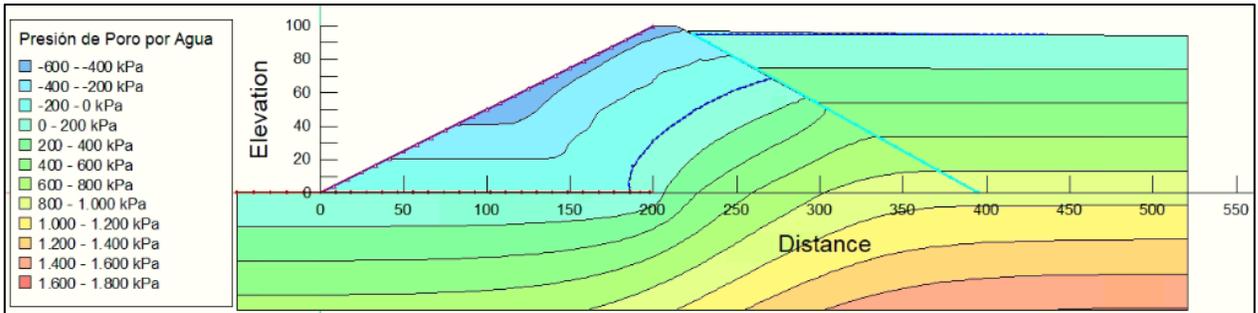


Figura A.2-14: Esquema de redes de flujo con leyenda de sus presiones de poros para los casos EG1NF2CS1, EG1NF2CS2 y EG1NF2CS3.

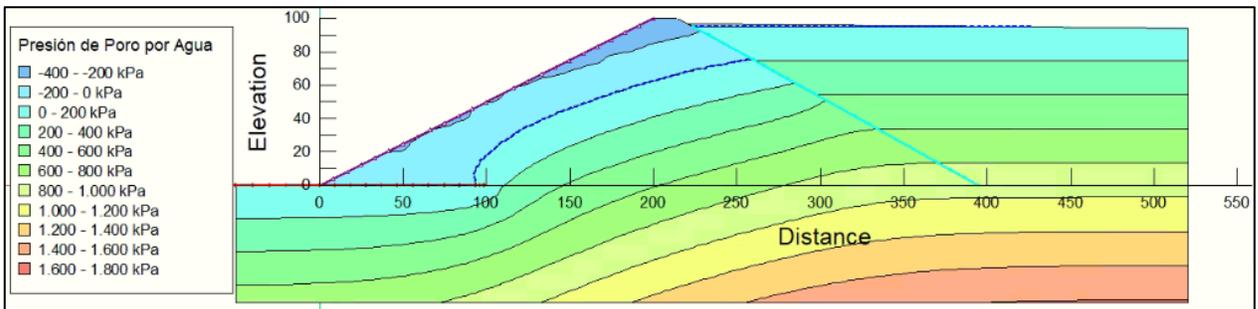


Figura A.2-15: Esquema de redes de flujo con leyenda de sus presiones de poros para los casos EG1NF3CS1, EG1NF3CS2 y EG1NF3CS3.

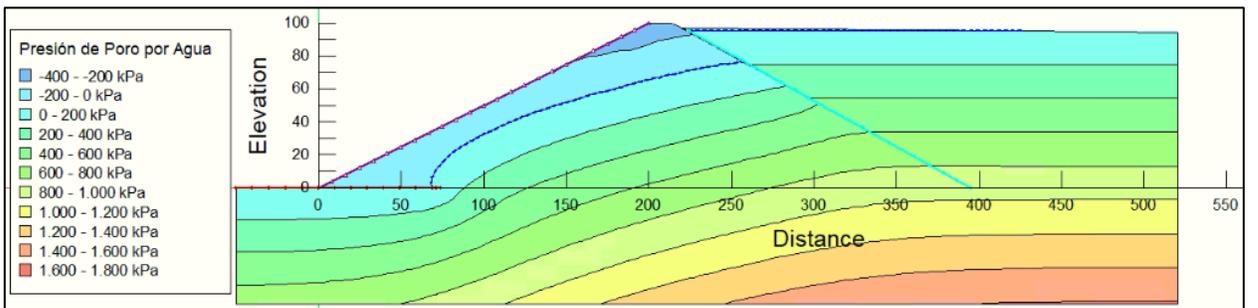


Figura A.2-16: Esquema de redes de flujo con leyenda de sus presiones de poros para los casos EG1NF4CS1, EG1NF4CS2 y EG1NF4CS3.

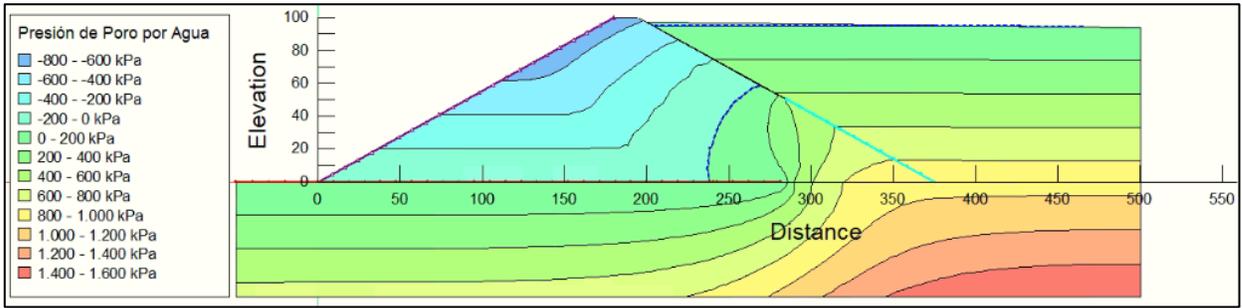


Figura A.2-17: Esquema de redes de flujo con leyenda de sus presiones de poros para los casos EG2NF1CS1, EG2NF1CS2 y EG2NF1CS3.

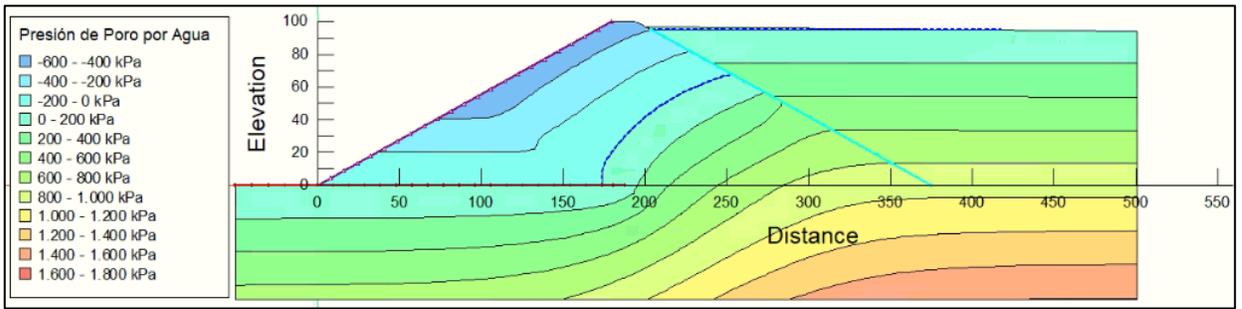


Figura A.2-18: Esquema de redes de flujo con leyenda de sus presiones de poros para los casos EG2NF2CS1, EG2NF2CS2 y EG2NF2CS3.

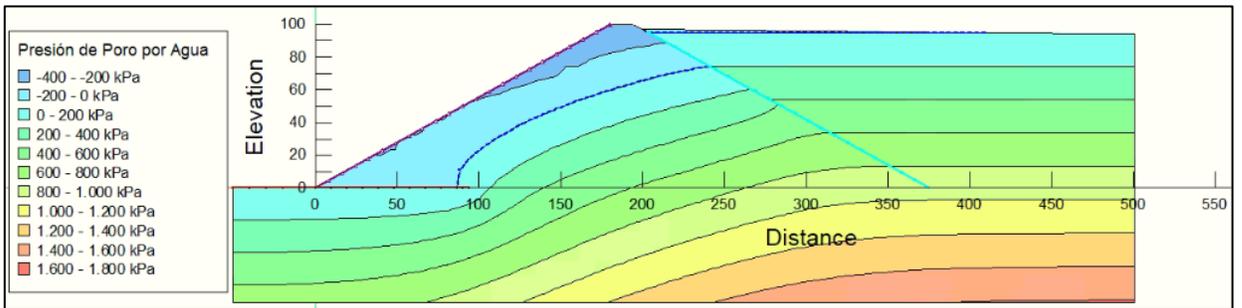


Figura A.2-19: Esquema de redes de flujo con leyenda de sus presiones de poros para los casos EG2NF3CS1, EG2NF3CS2 y EG2NF3CS3.

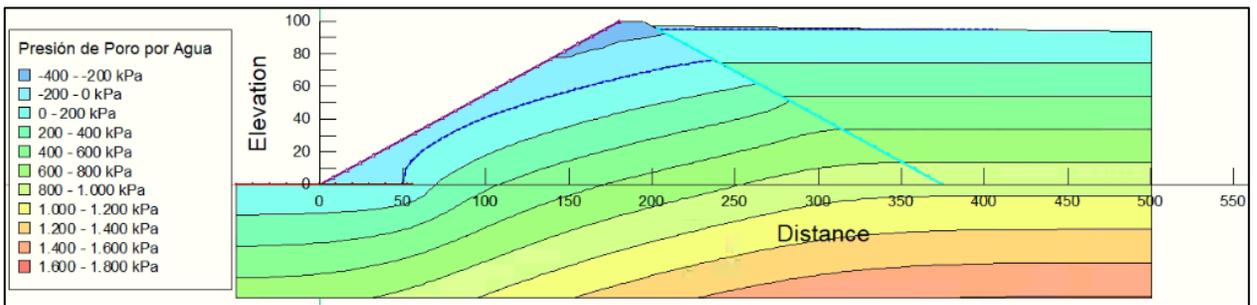


Figura A.2-20: Esquema de redes de flujo con leyenda de sus presiones de poros para los casos EG2NF4CS1, EG2NF4CS2 y EG2NF4CS3.

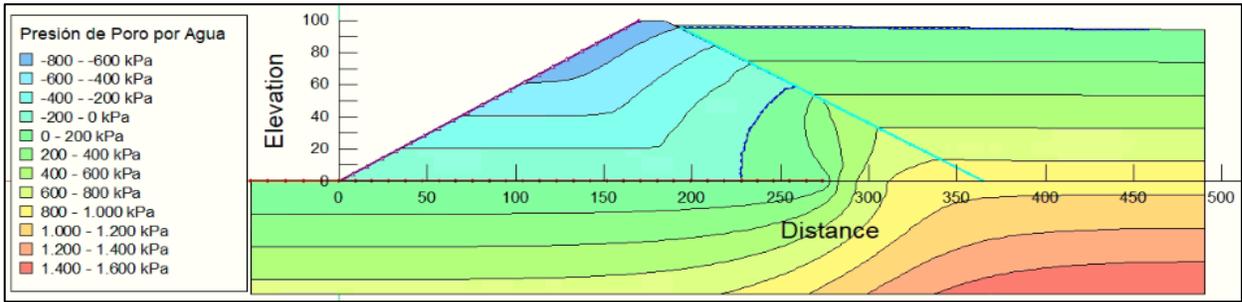


Figura A.2-21: Esquema de redes de flujo con leyenda de sus presiones de poros para los casos EG3NF1CS1, EG3NF1CS2 y EG3NF1CS3.

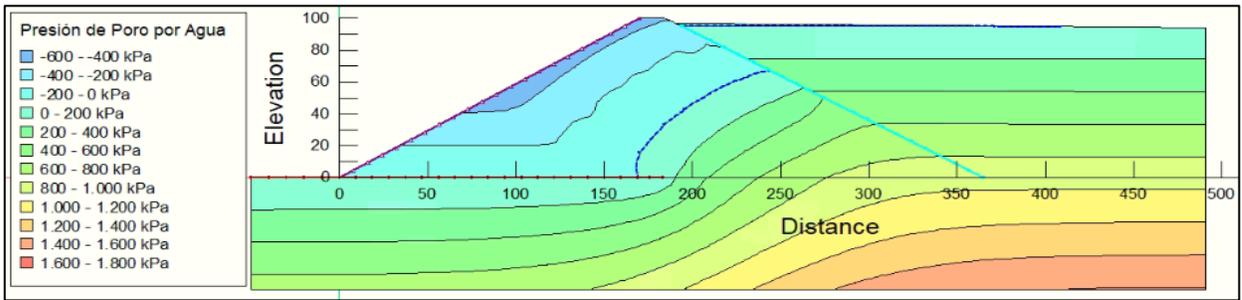


Figura A.2-22: Esquema de redes de flujo con leyenda de sus presiones de poros para los casos EG3NF2CS1, EG3NF2CS2 y EG3NF2CS3.

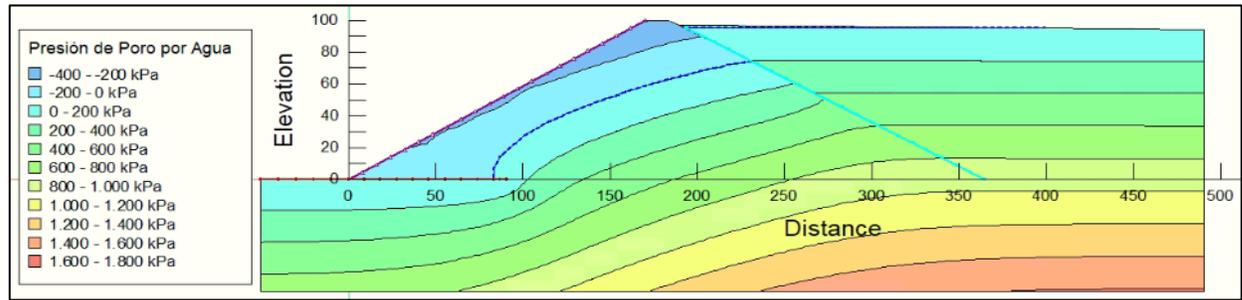


Figura A.2-23: Esquema de redes de flujo con leyenda de sus presiones de poros para los casos EG3NF3CS1, EG3NF3CS2 y EG3NF3CS3.

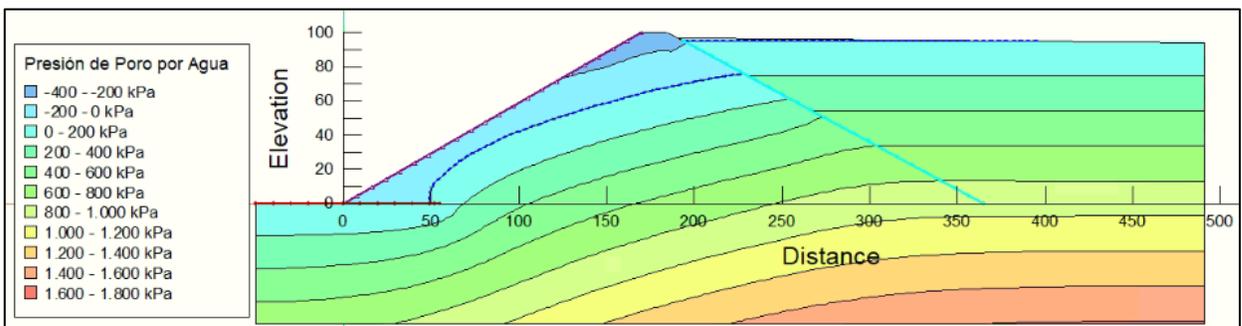


Figura A.2-24: Esquema de redes de flujo con leyenda de sus presiones de poros para los casos EG3NF4CS1, EG3NF4CS2 y EG3NF4CS3.

A.3. Esquemas de las Superficies de Deslizamiento Críticas

A.3.1. Falla Global Tipo Bloque

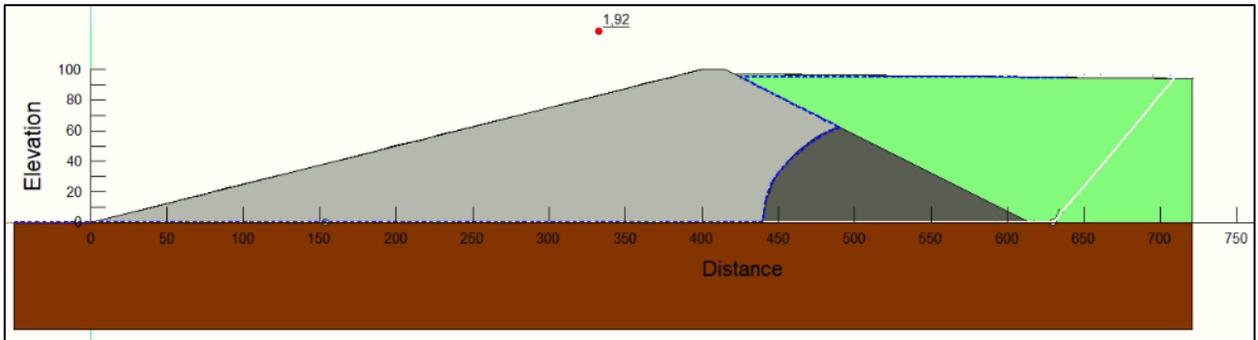


Figura A.3.1-1: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG1NF1CS1.

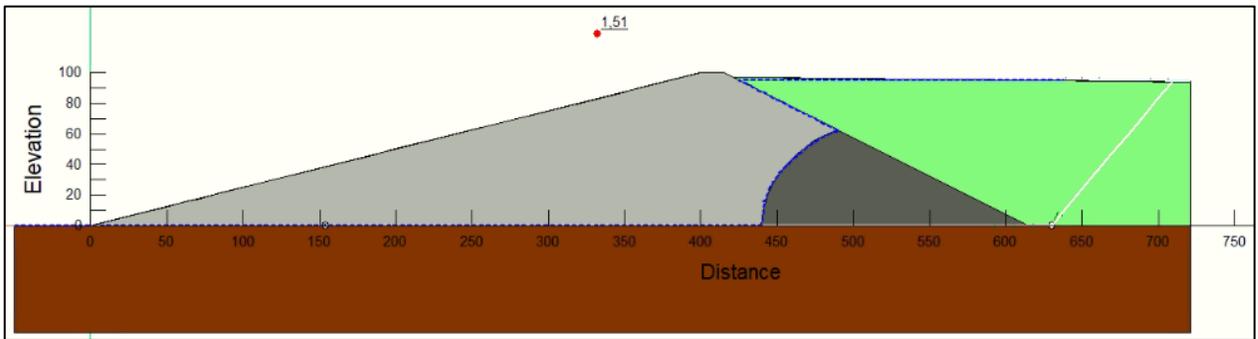


Figura A.3.1-2: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG1NF1CS2.

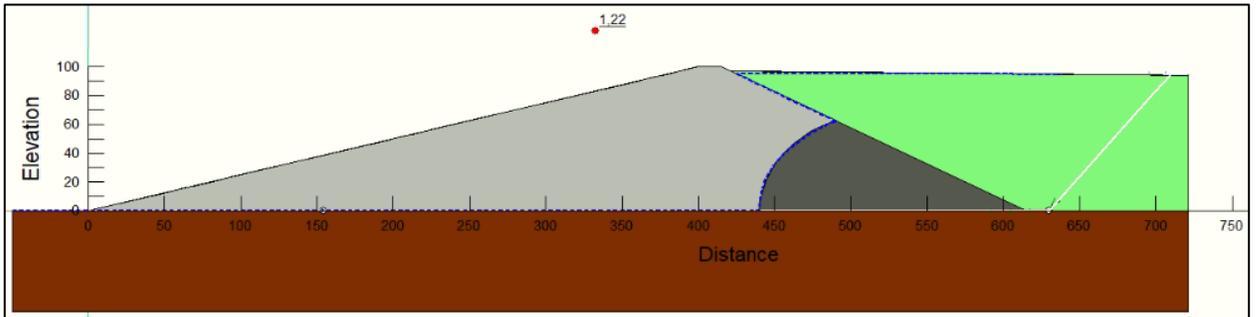


Figura A.3.1-3: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG1NF1CS3.

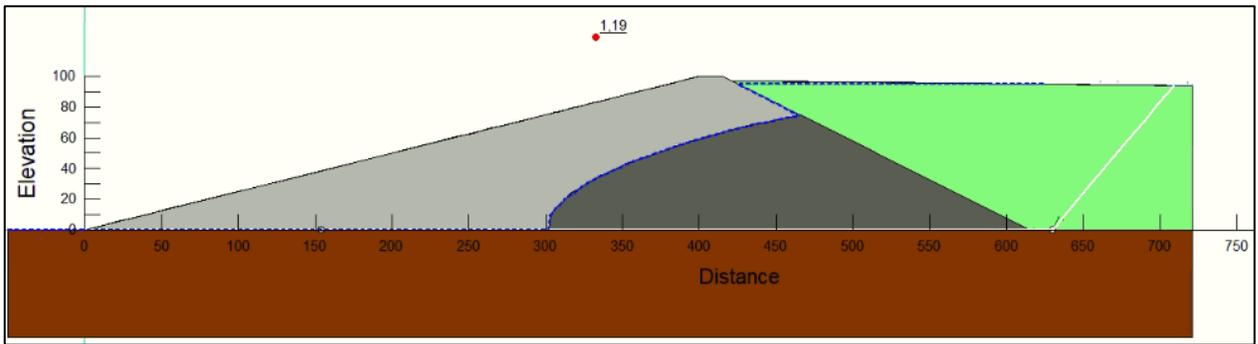


Figura A.3.1-4: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG1NF2CS1.

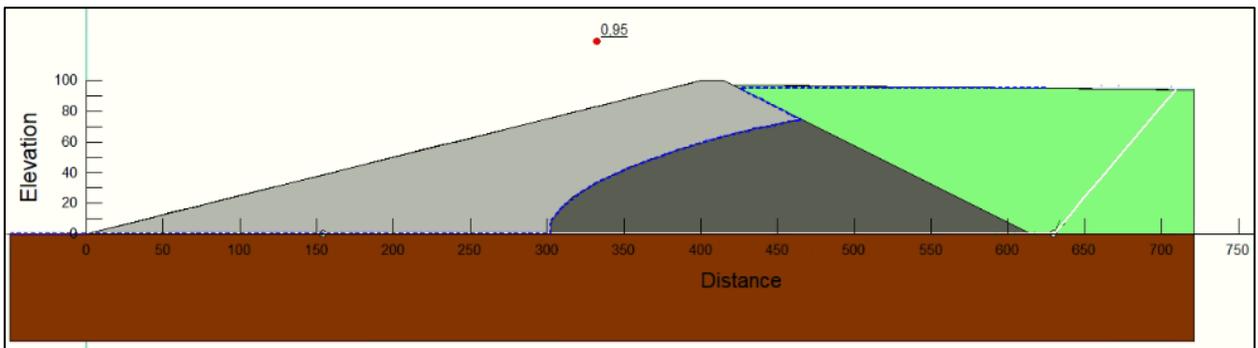


Figura A.3.1-5: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG1NF2CS2.

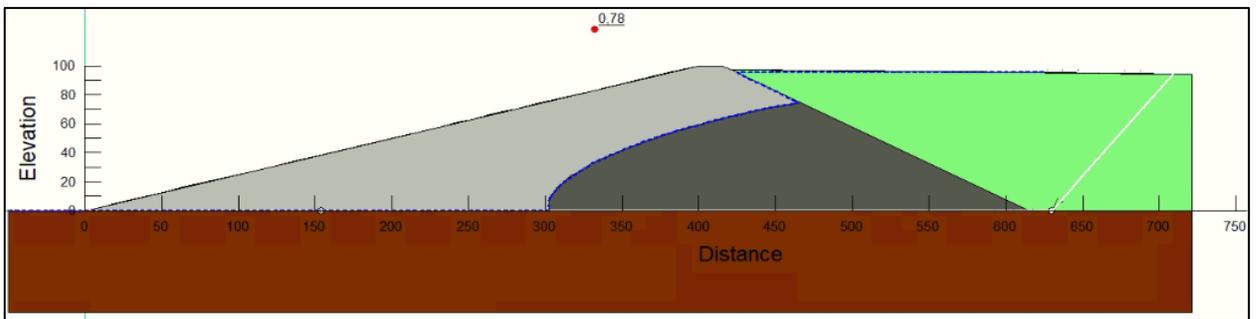


Figura A.3.1-6: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG1NF2CS3.

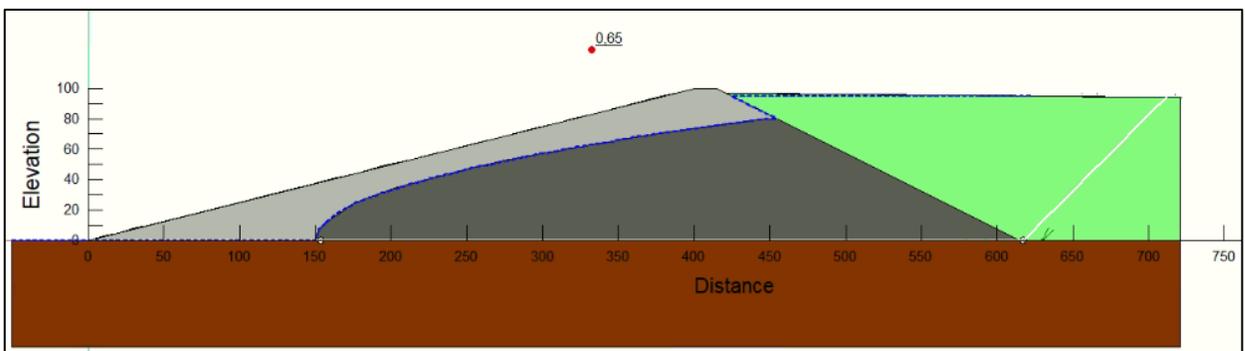


Figura A.3.1-7: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG1NF3CS1.

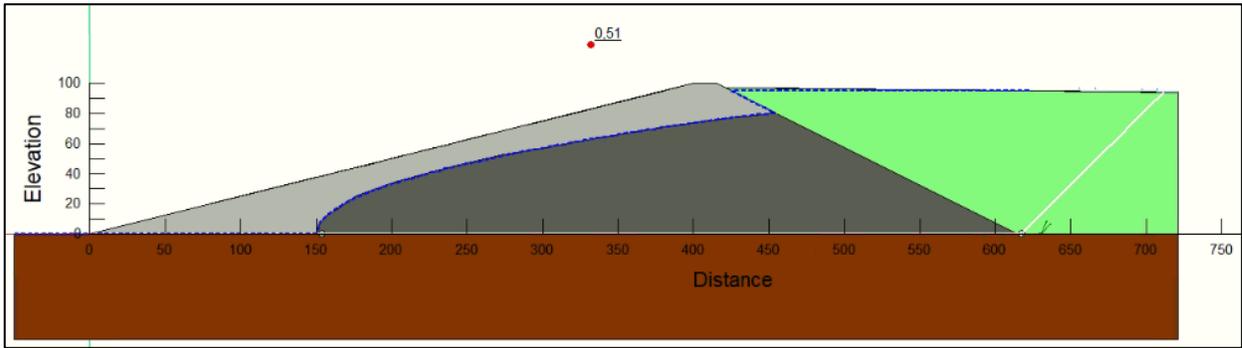


Figura A.3.1-8: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG1NF3CS2.

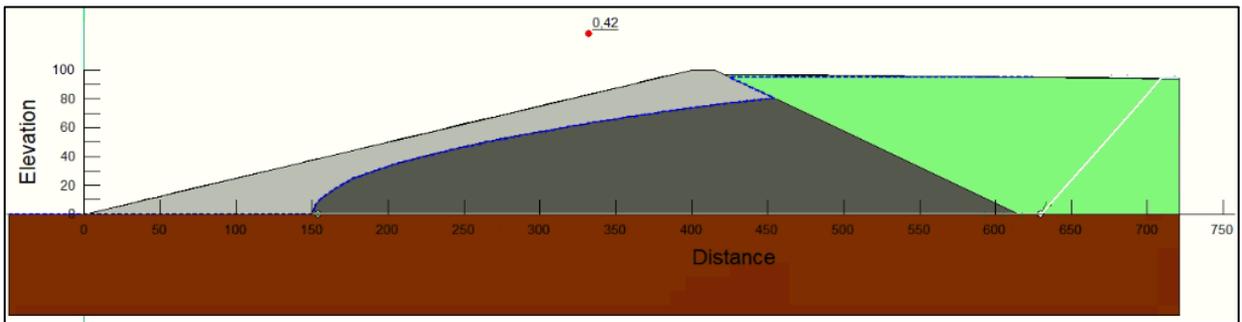


Figura A.3.1-9: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG1NF3CS3.

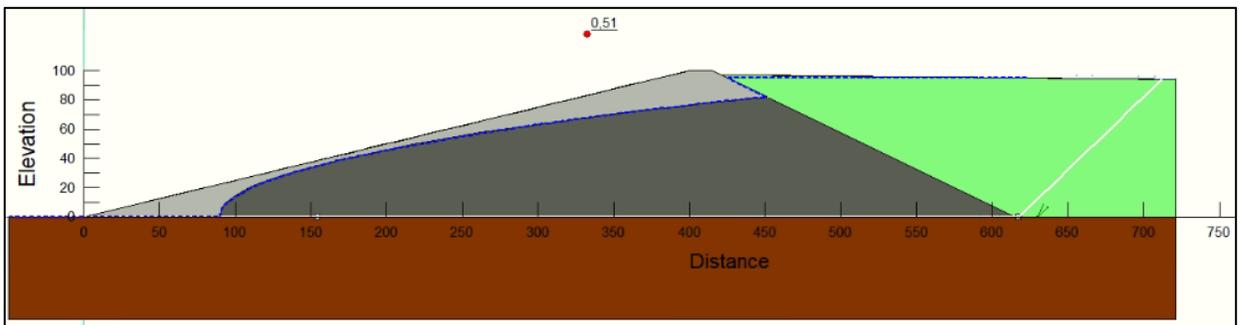


Figura A.3.1-10: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG1NF4CS1.

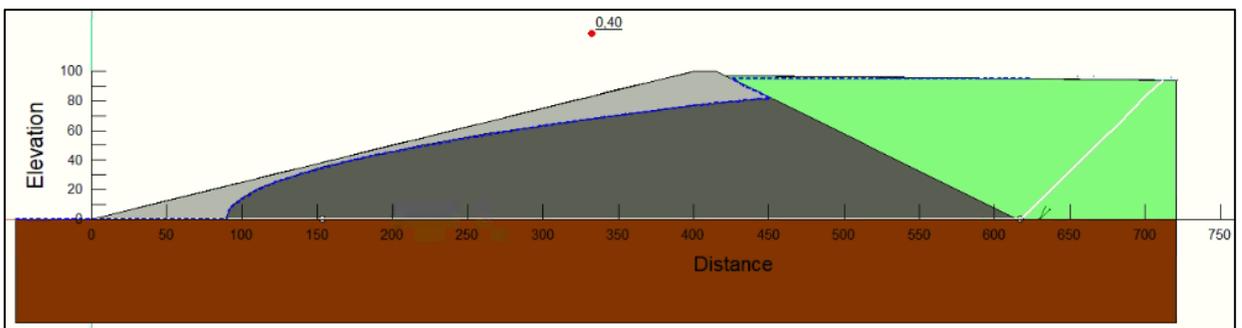


Figura A.3.1-11: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG1NF4CS2.

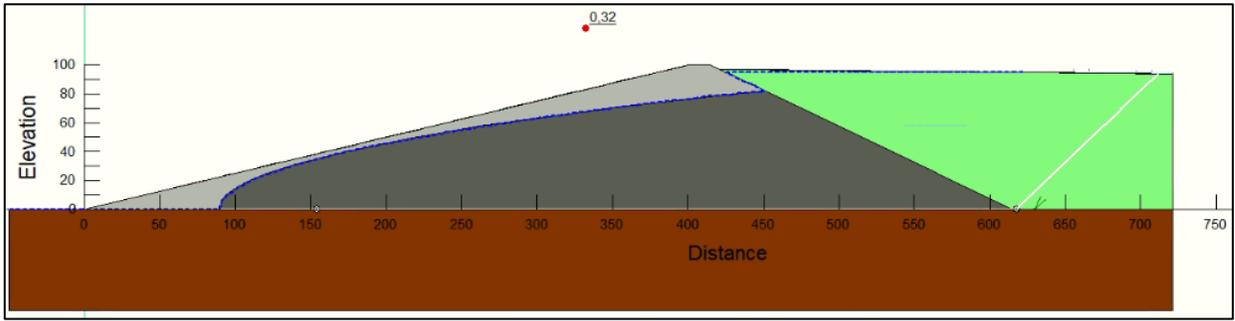


Figura A.3.1-12: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG1NF4CS3.

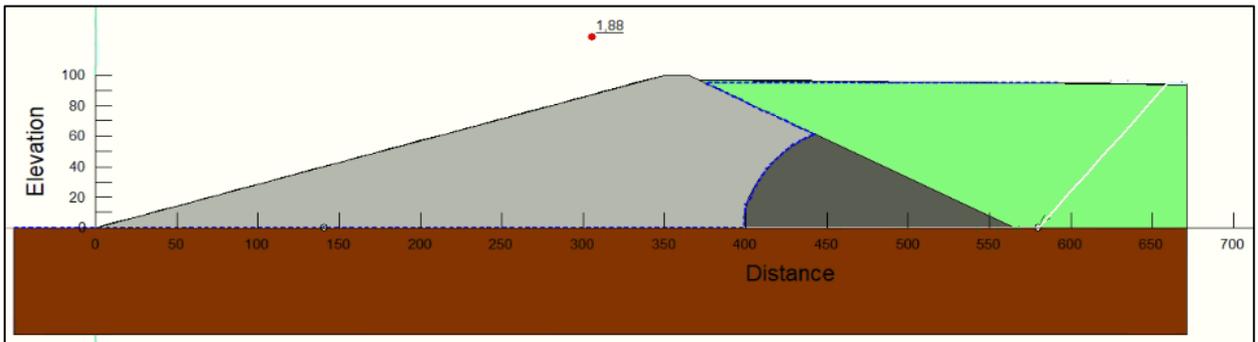


Figura A.3.1-13: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG2NF1CS1.

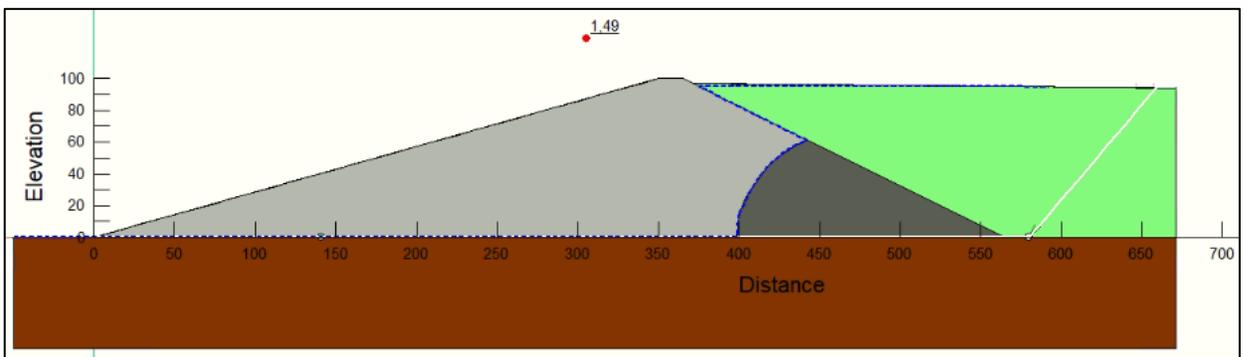


Figura A.3.1-14: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG2NF1CS2.

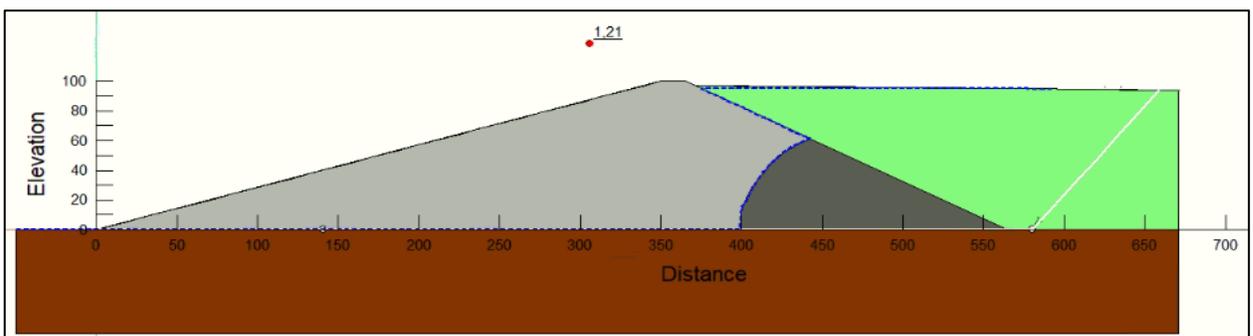


Figura A.3.1-15: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG2NF1CS3.

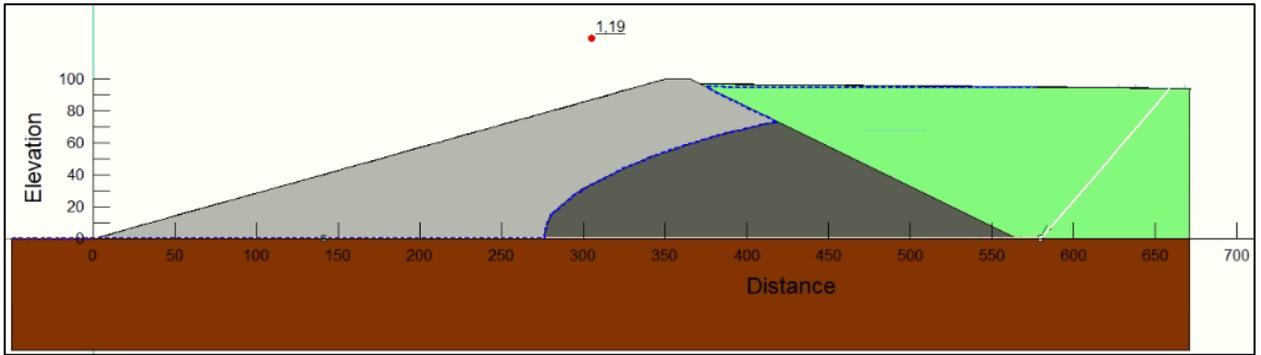


Figura A.3.1-16: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG2NF2CS1.

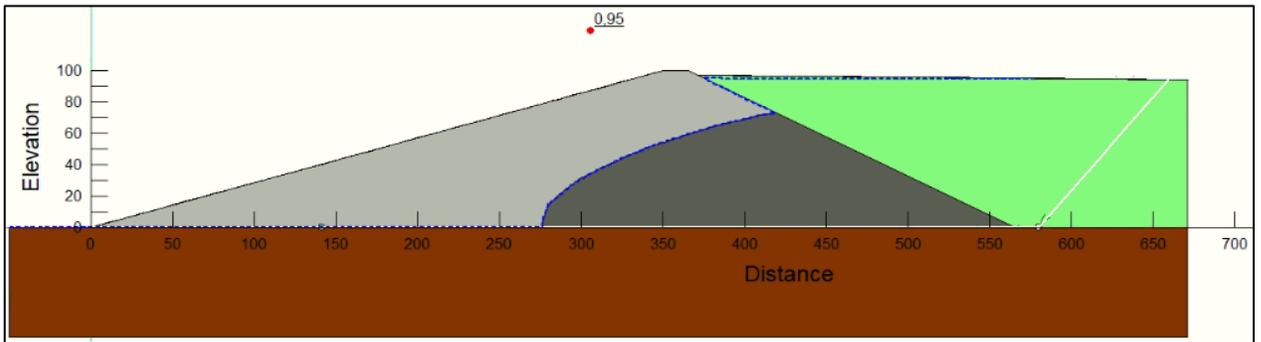


Figura A.3.1-17: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG2NF2CS2.

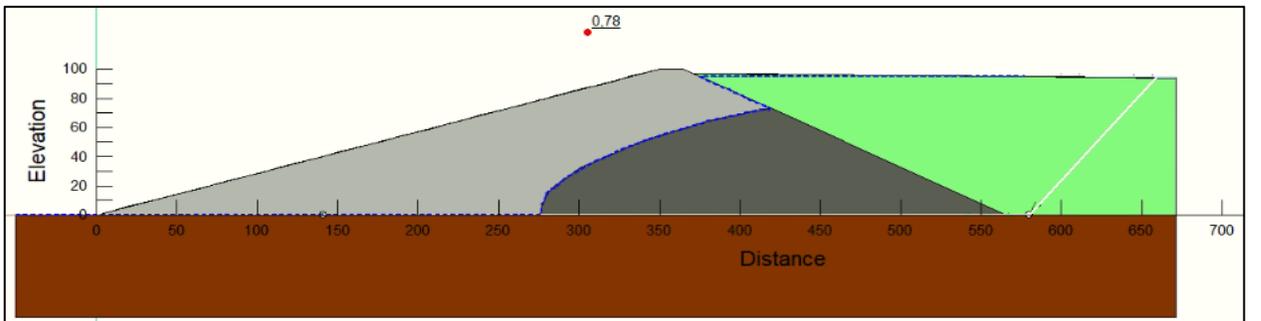


Figura A.3.1-18: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG2NF2CS3.

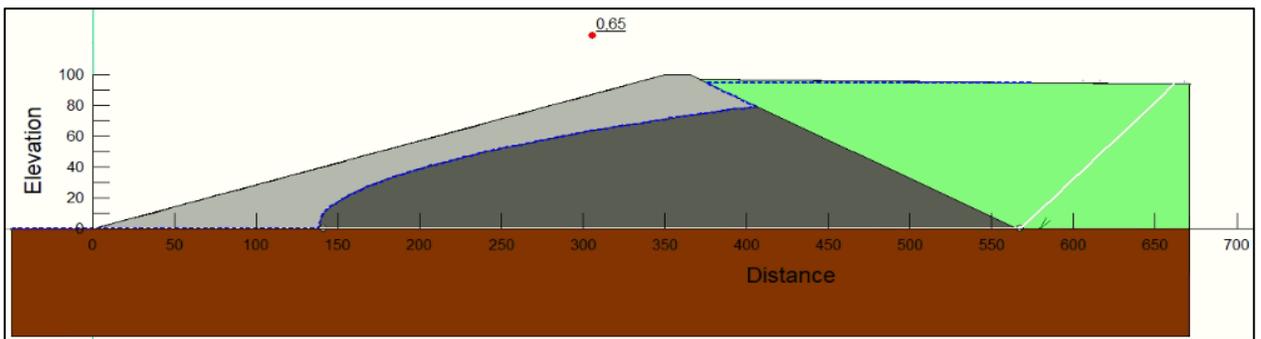


Figura A.3.1-19: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG2NF3CS1.

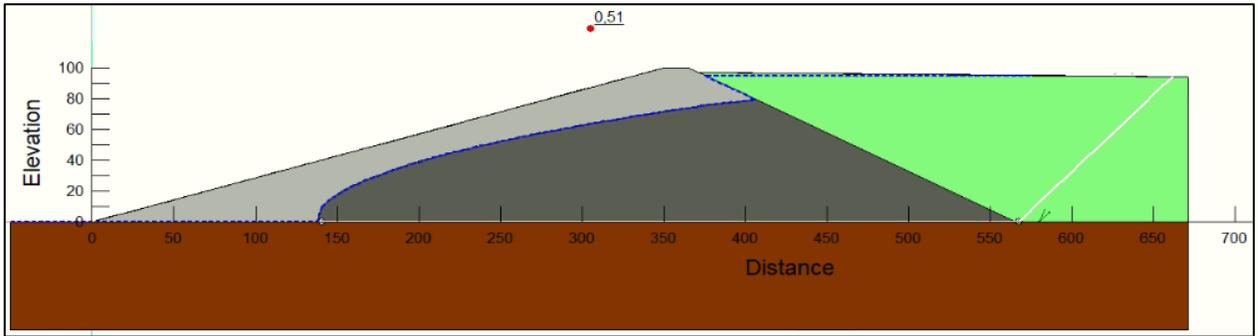


Figura A.3.1-20: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG2NF3CS2.

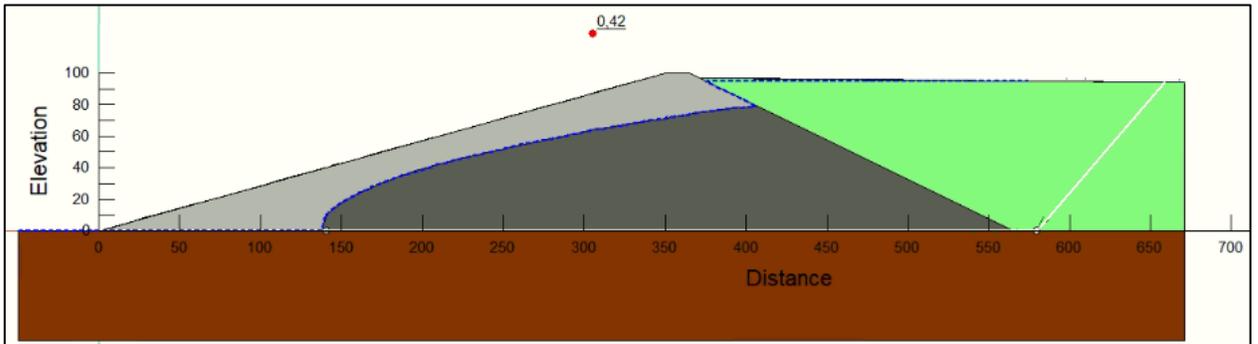


Figura A.3.1-21: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG2NF3CS3.

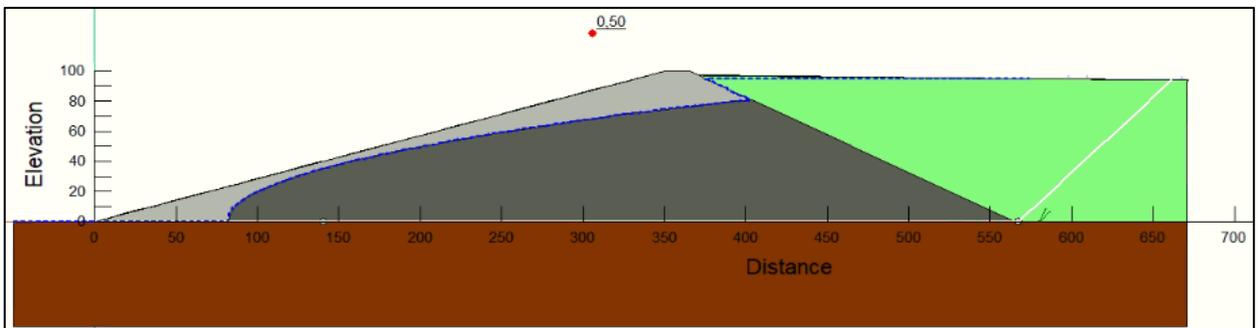


Figura A.3.1-22: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG2NF4CS1.

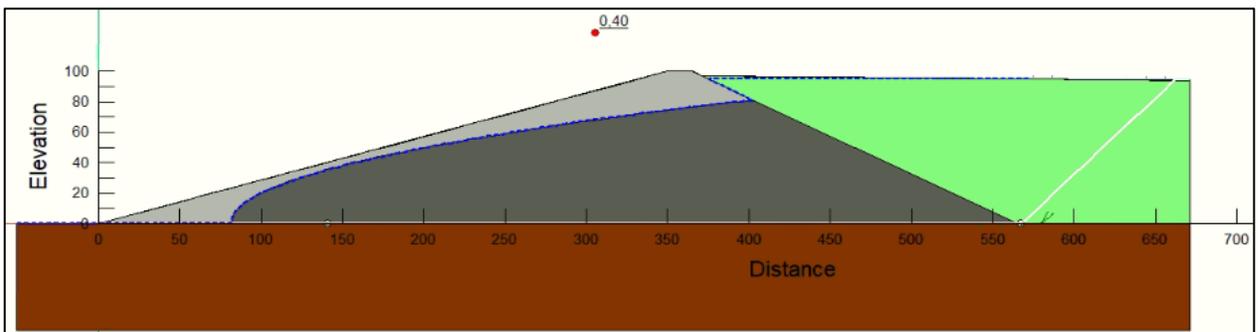


Figura A.3.1-23: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG2NF4CS2.

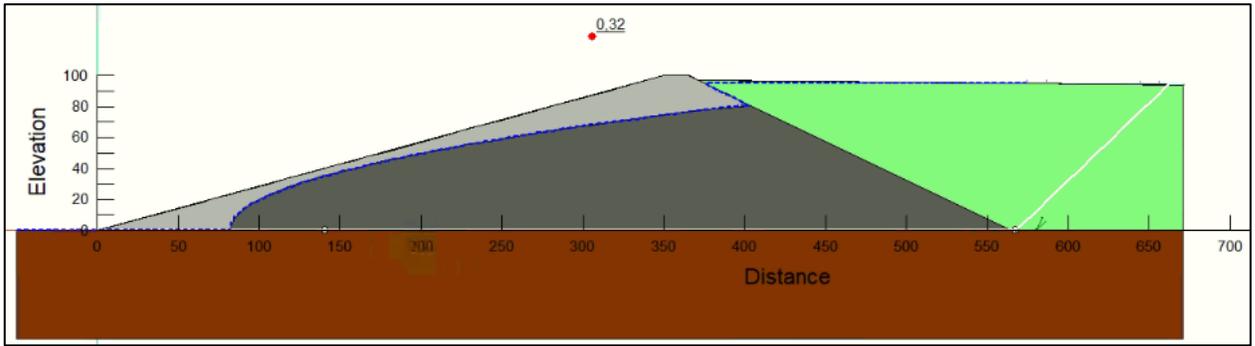


Figura A.3.1-24: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG2NF4CS3.

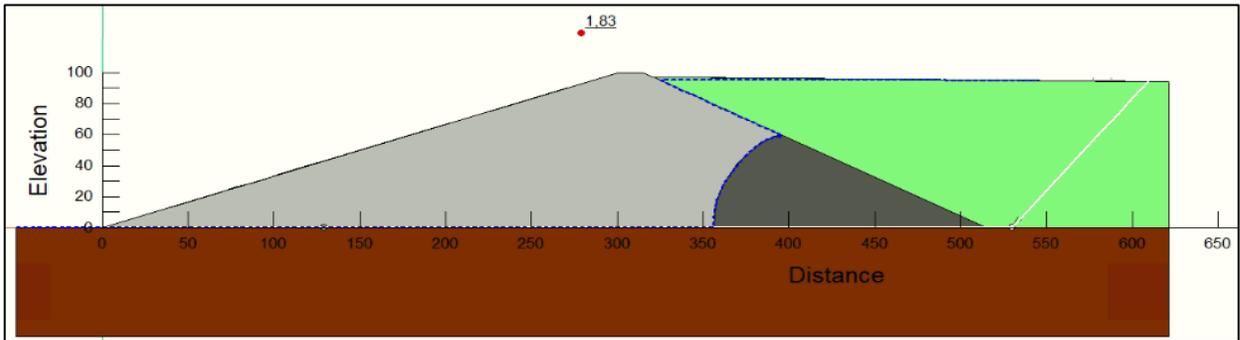


Figura A.3.1-25: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG3NF1CS1.

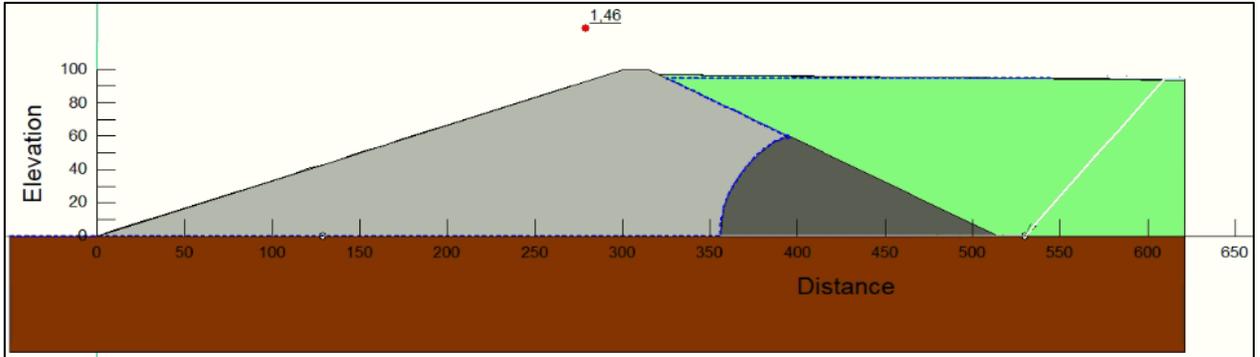


Figura A.3.1-26: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG3NF1CS2.

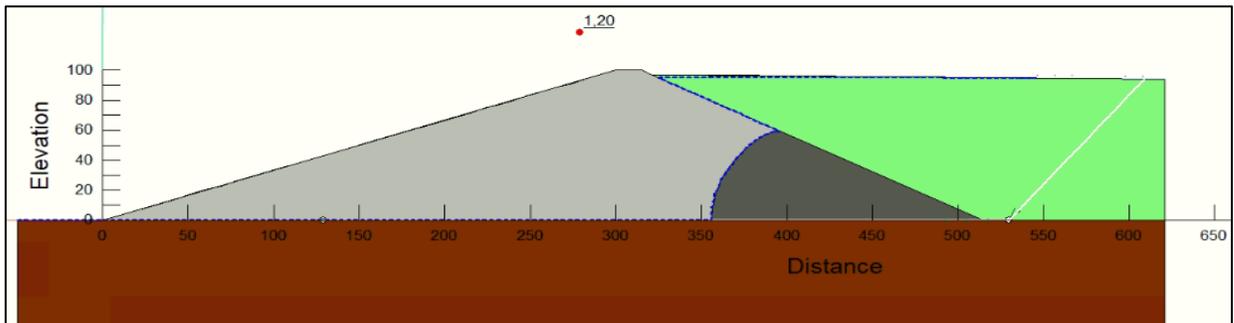


Figura A.3.1-27: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG3NF1CS3.

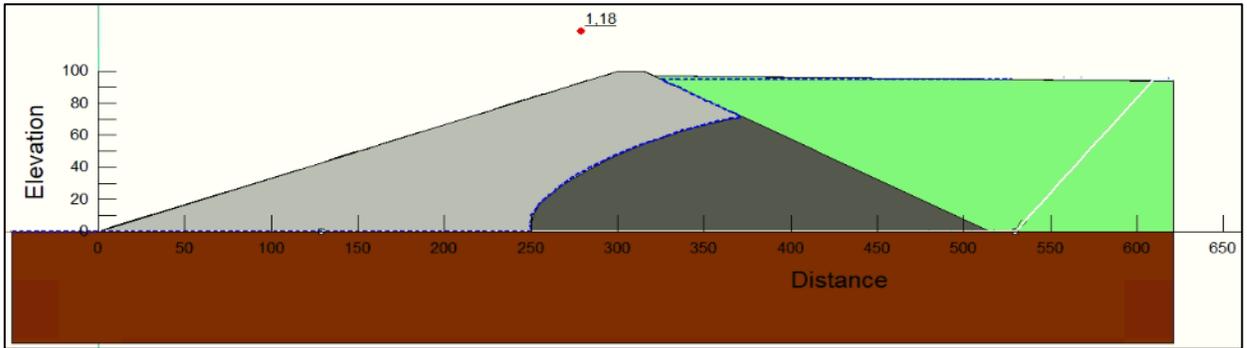


Figura A.3.1-28: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG3NF2CS1.

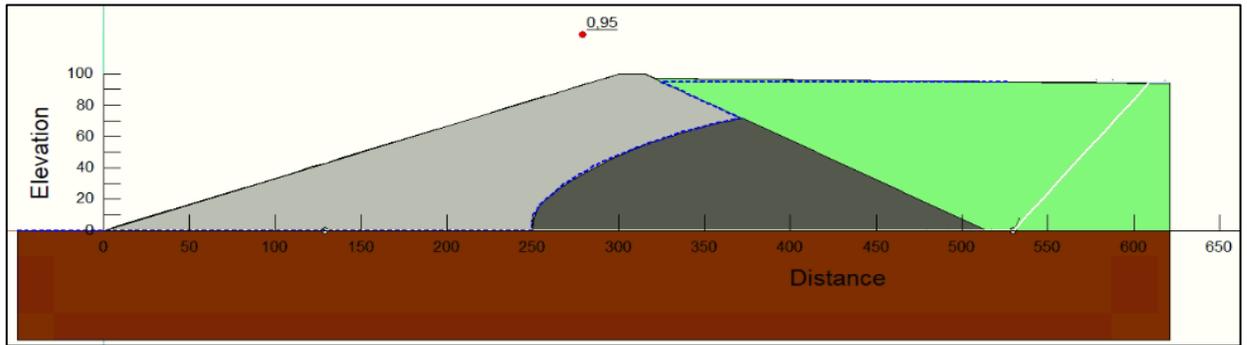


Figura A.3.1-29: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG3NF2CS2.

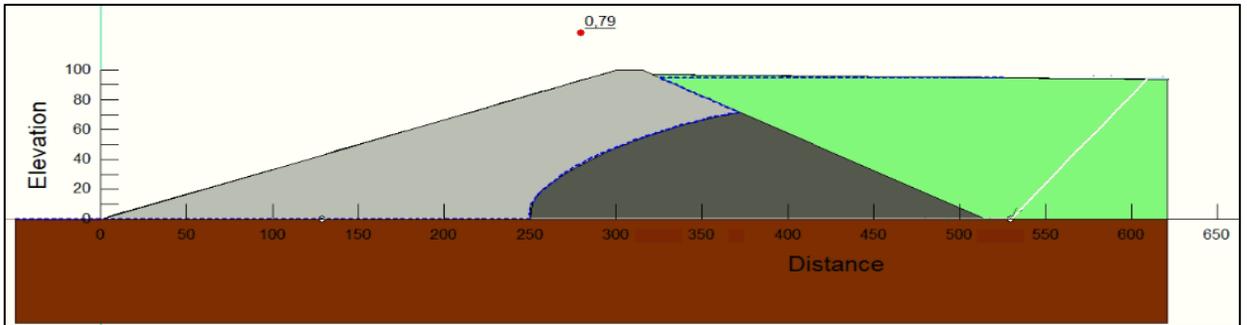


Figura A.3.1-30: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG3NF2CS3.

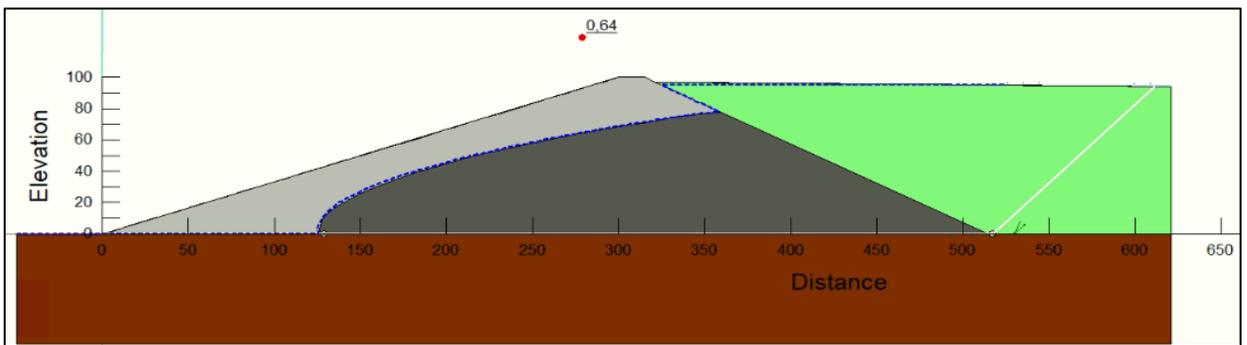


Figura A.3.1-31: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG3NF3CS1.

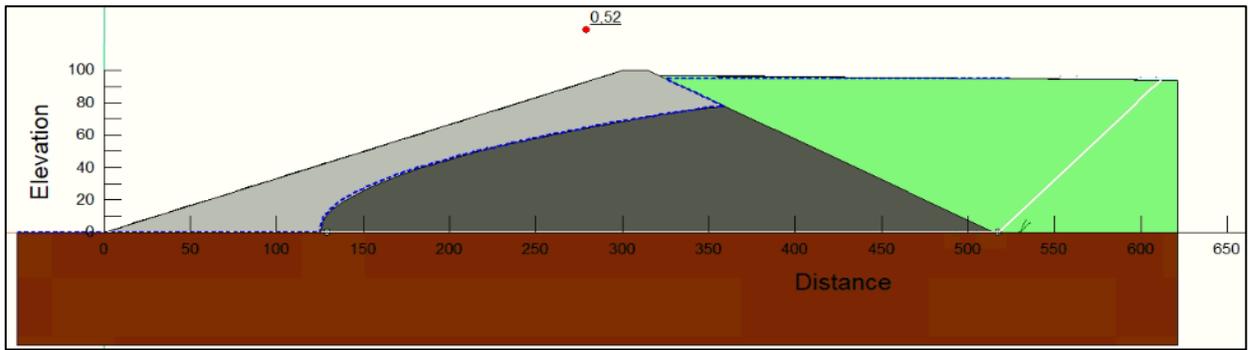


Figura A.3.1-32: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG3NF3CS2.

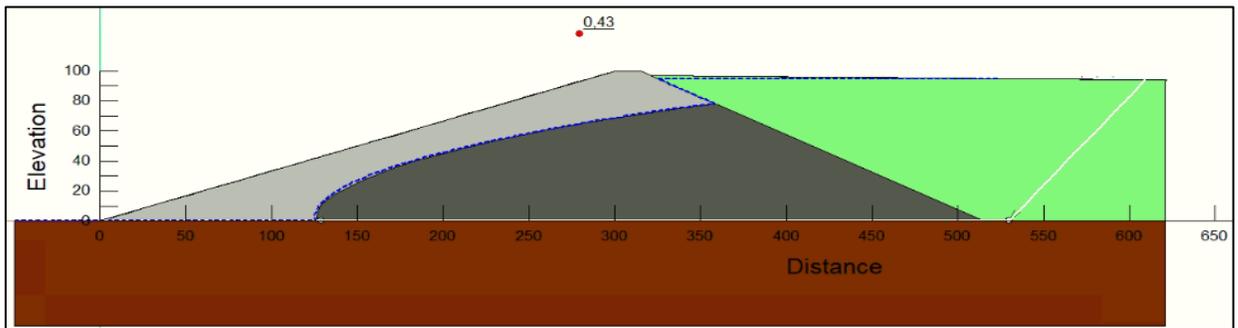


Figura A.3.1-33: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG3NF3CS3.

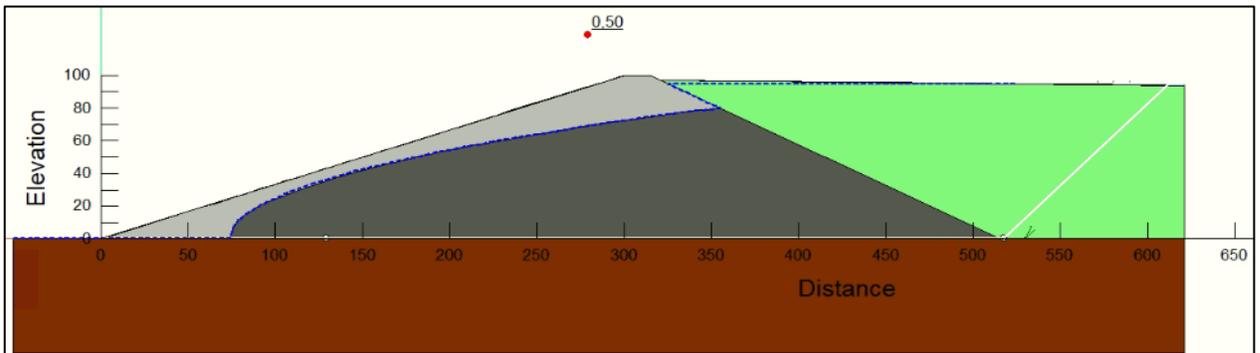


Figura A.3.1-34: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG3NF4CS1.

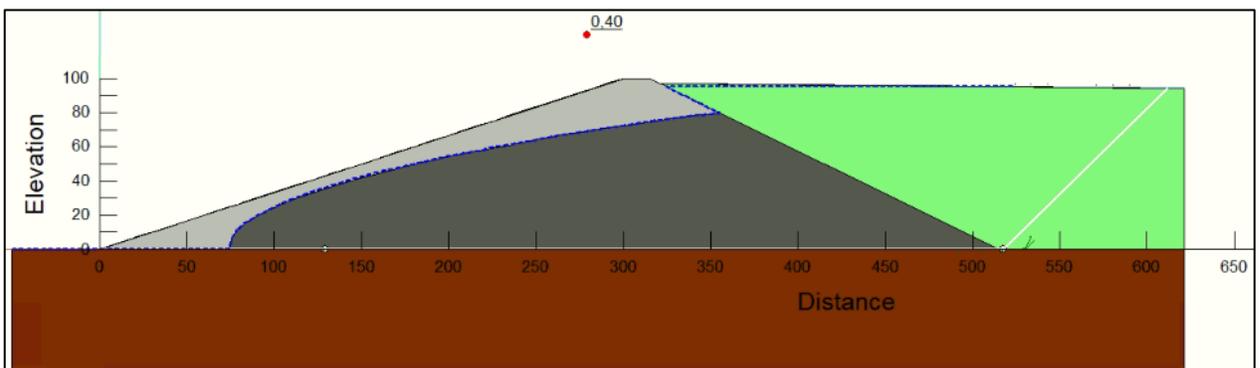


Figura A.3.1-35: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG3NF4CS2.

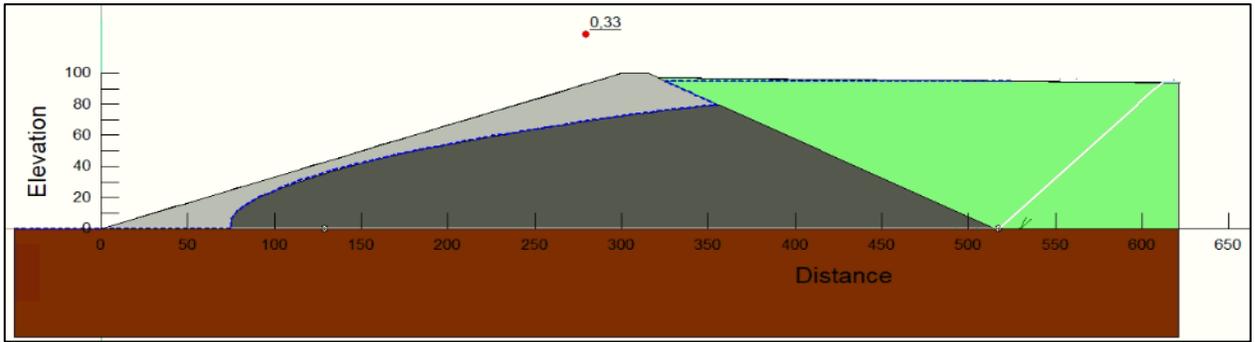


Figura A.3.1-36: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso TG3NF4CS3.

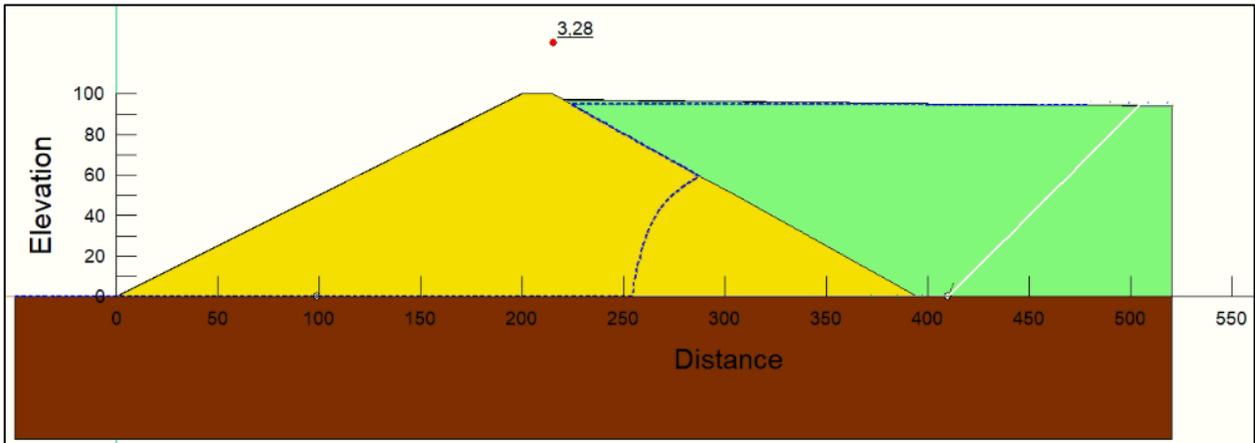


Figura A.3.1-37: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG1NF1CS1.

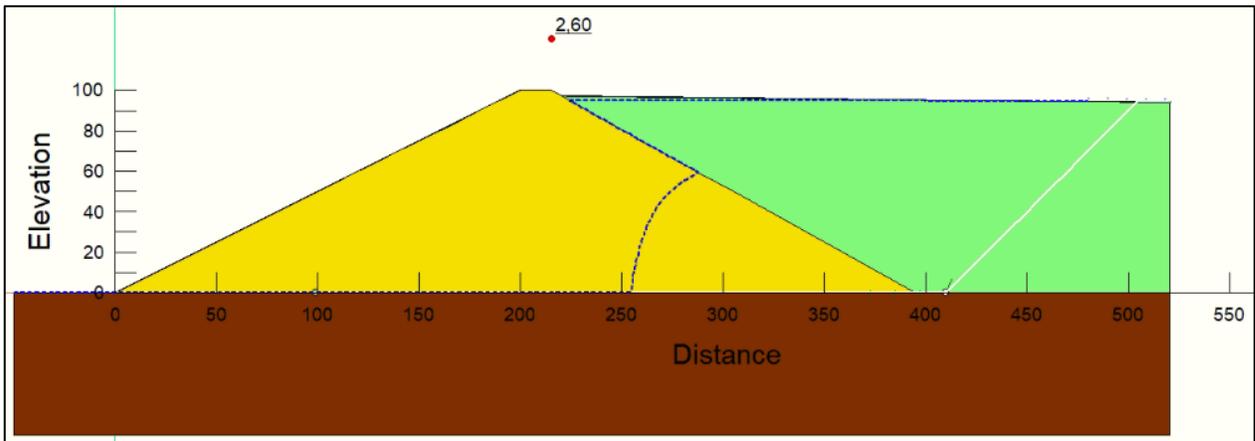


Figura A.3.1-38: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG1NF1CS2.

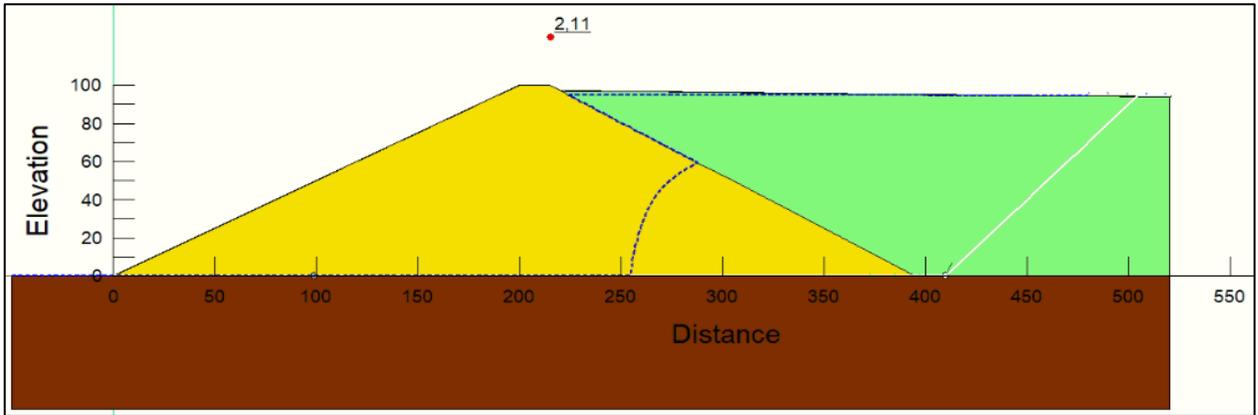


Figura A.3.1-39: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG1NF1CS3.

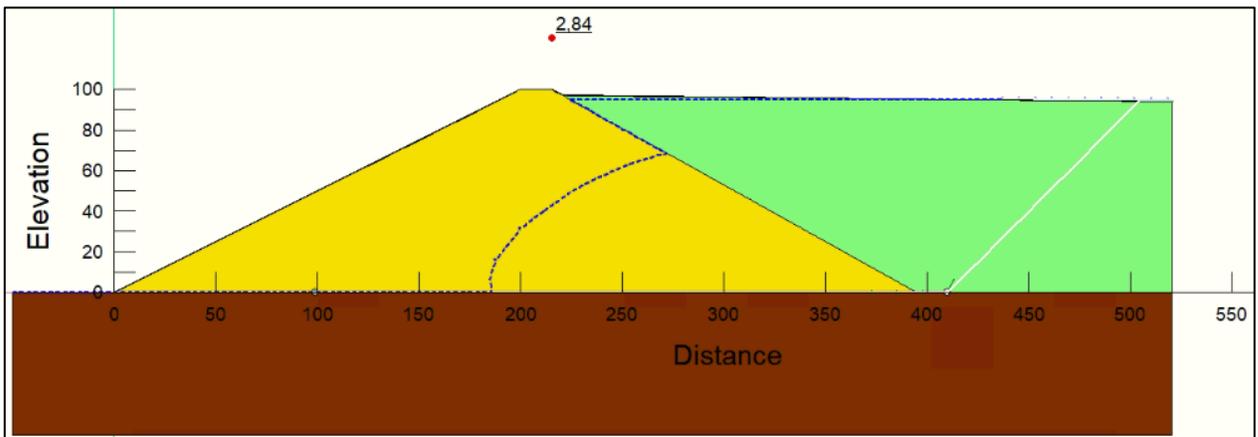


Figura A.3.1-40: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG1NF2CS1.

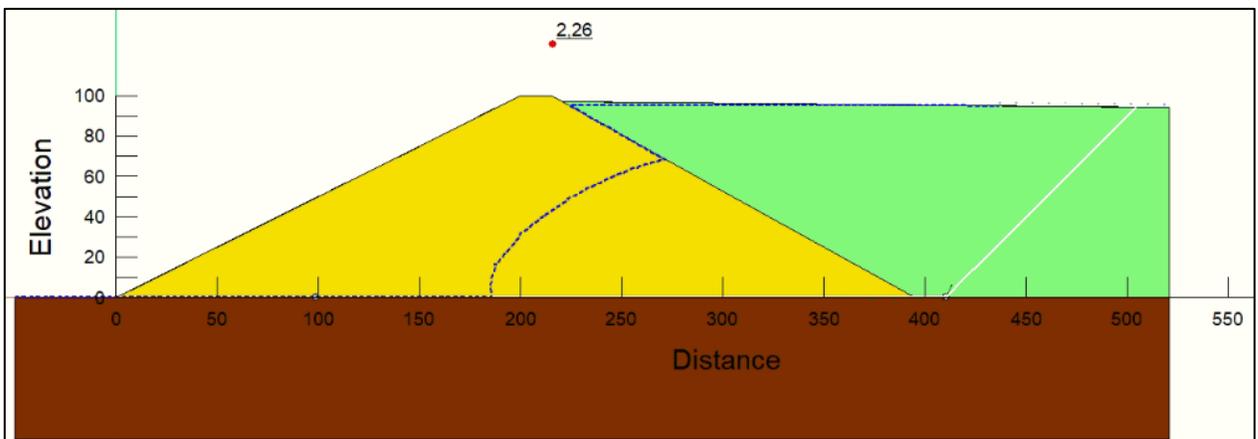


Figura A.3.1-41: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG1NF2CS2.

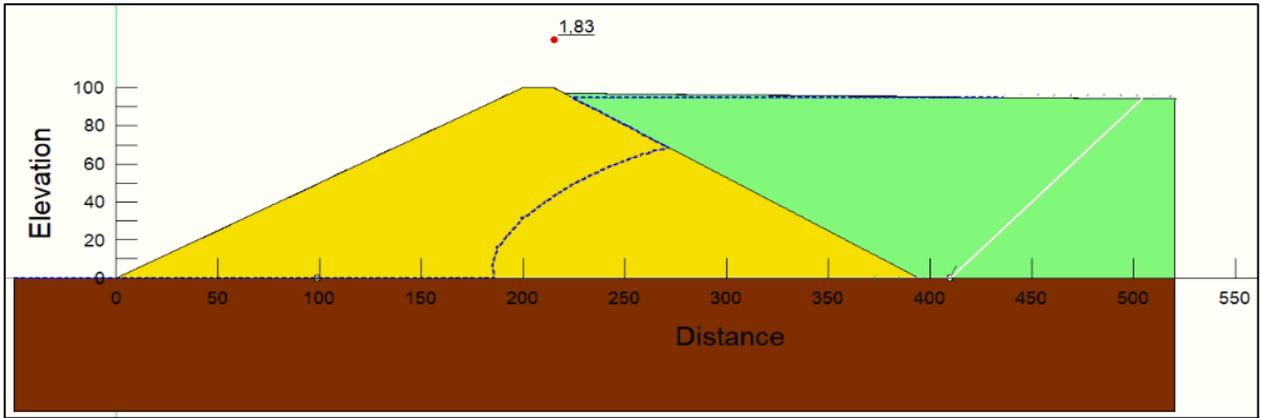


Figura A.3.1-42: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG1NF2CS3.

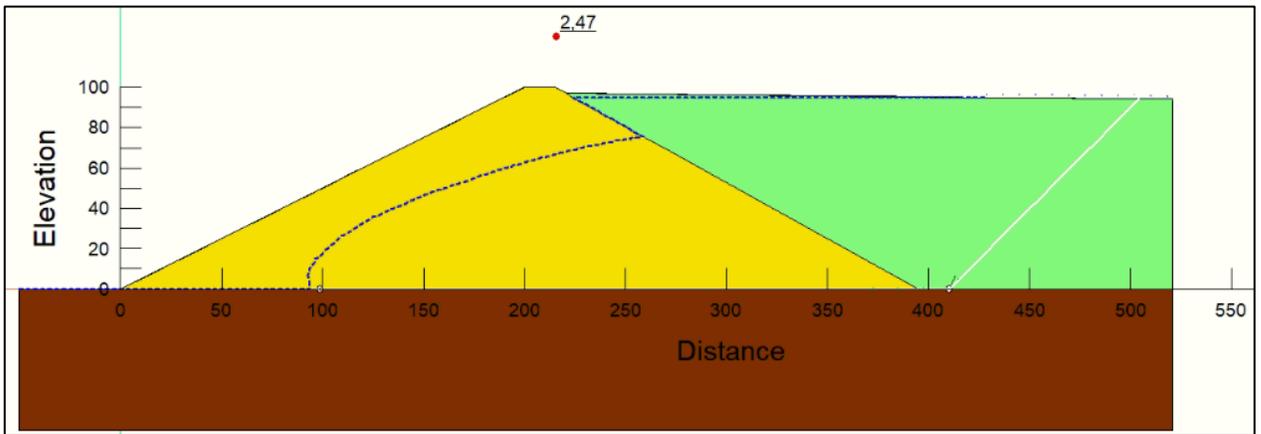


Figura A.3.1-43: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG1NF3CS1.

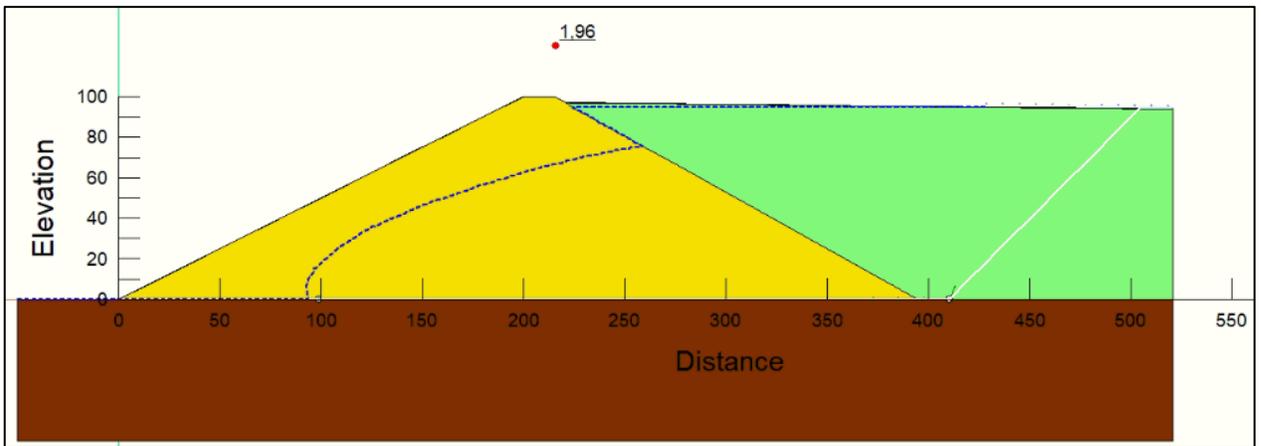


Figura A.3.1-44: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG1NF3CS2.

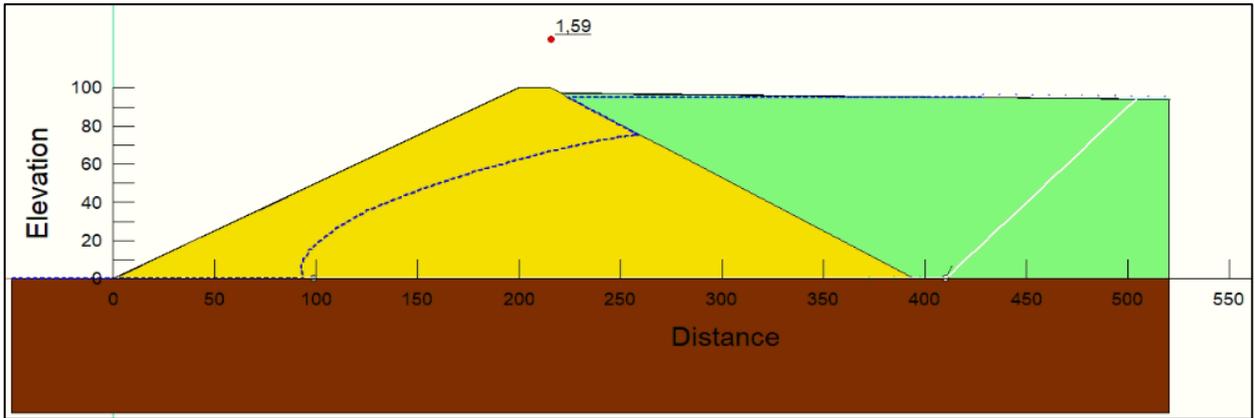


Figura A.3.1-45: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG1NF3CS3.

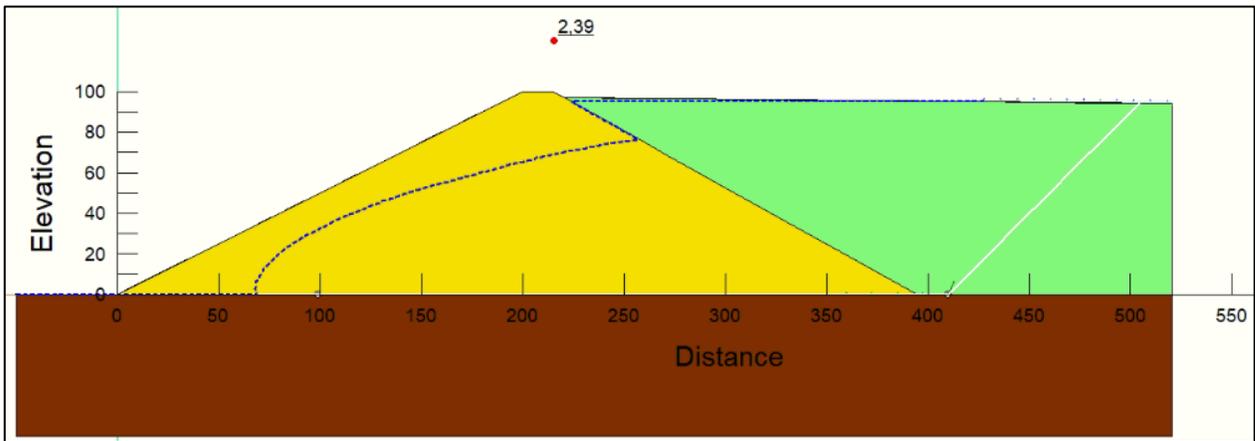


Figura A.3.1-46: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG1NF4CS1.

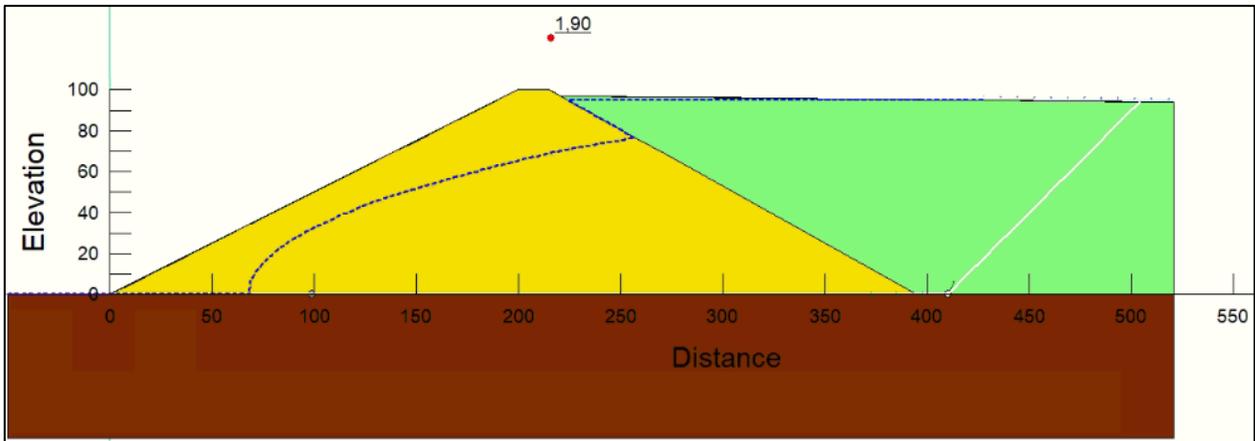


Figura A.3.1-47: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG1NF4CS2.

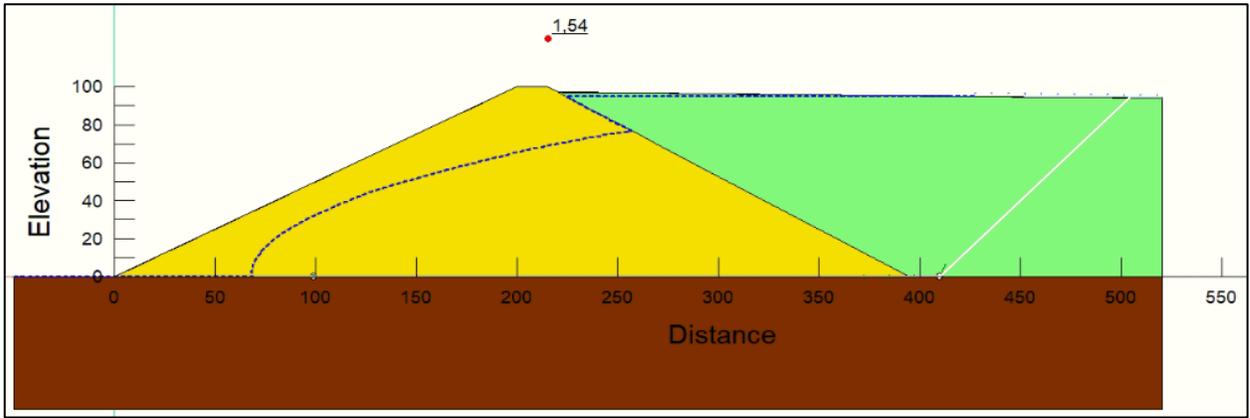


Figura A.3.1-48: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG1NF4CS3.

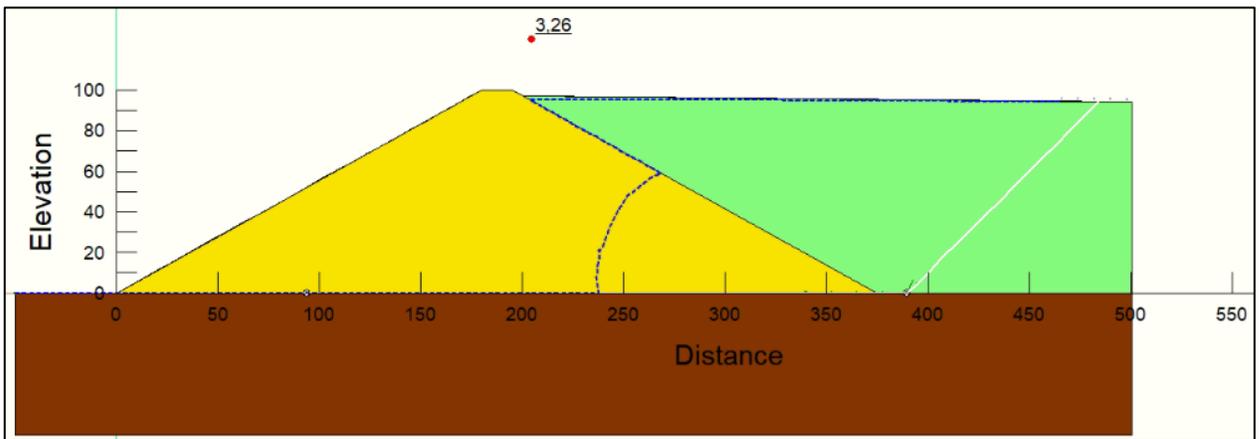


Figura A.3.1-49: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG2NF1CS1.

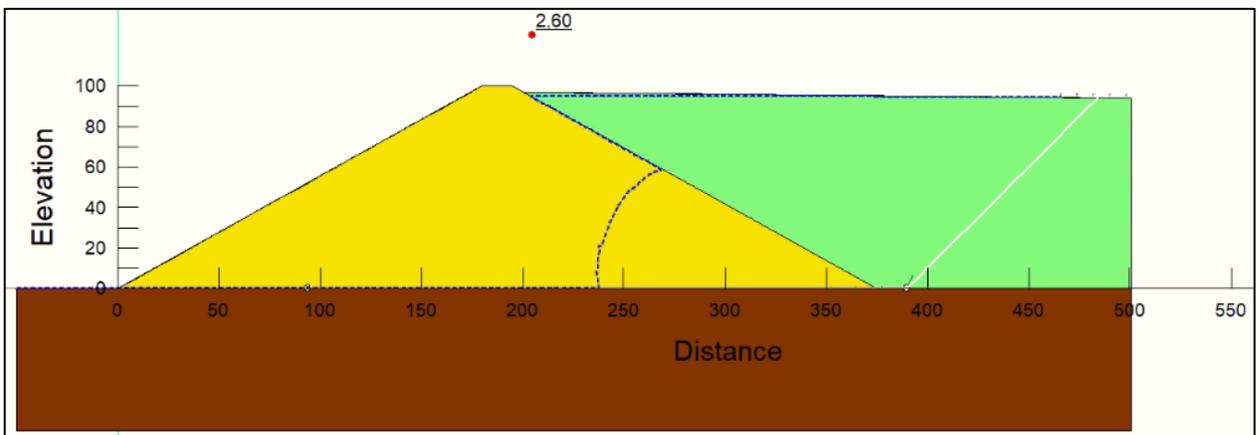


Figura A.3.1-50: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG2NF1CS2.

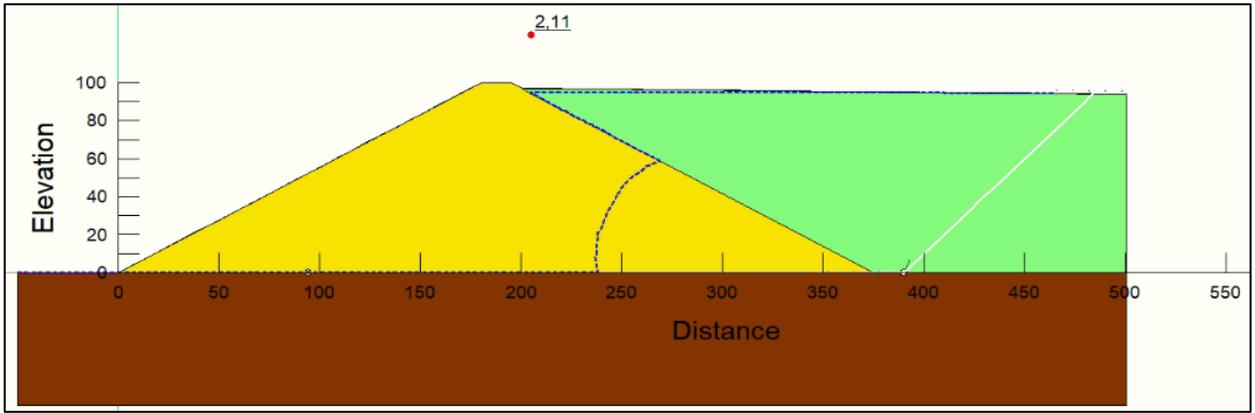


Figura A.3.1-51: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG2NF1CS3.

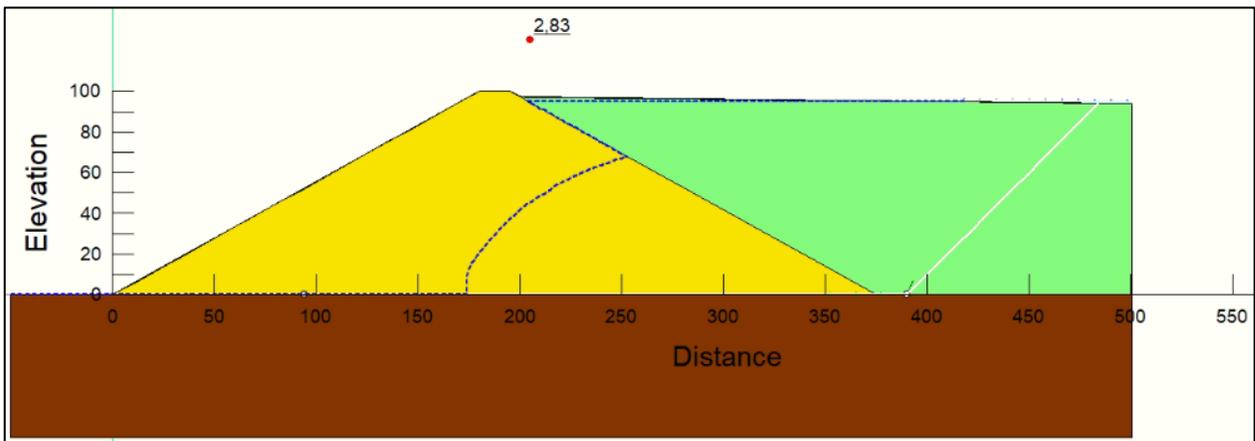


Figura A.3.1-52: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG2NF2CS1.

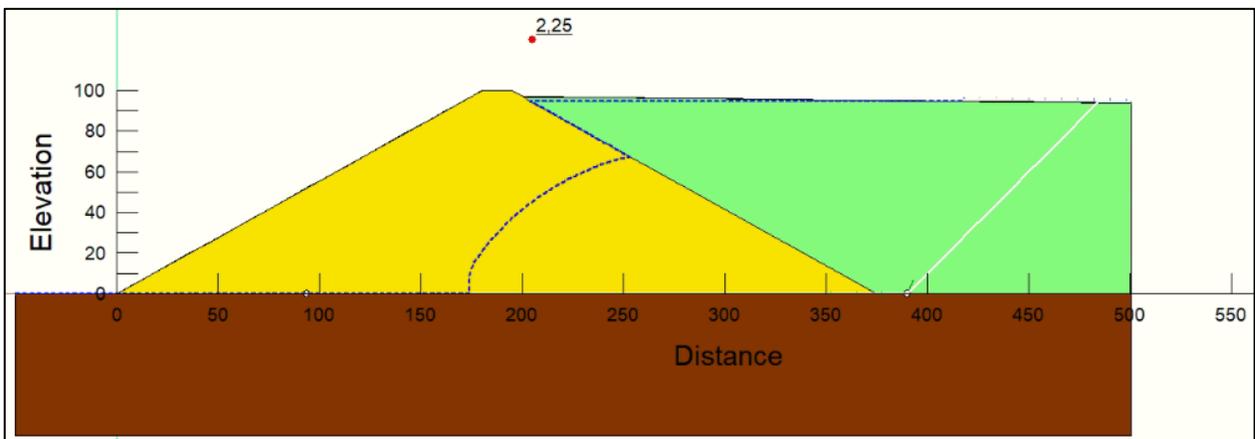


Figura A.3.1-53: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG2NF2CS2.

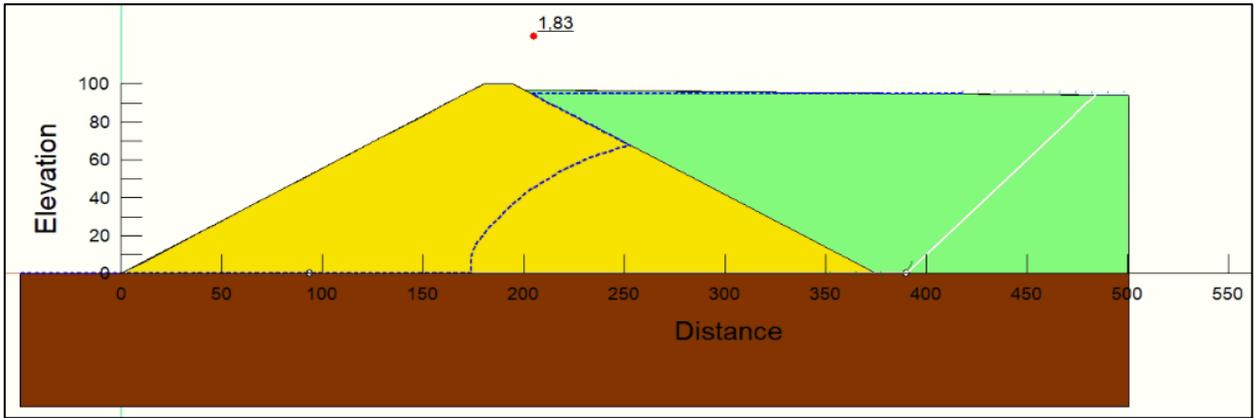


Figura A.3.1-54: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG2NF2CS3.

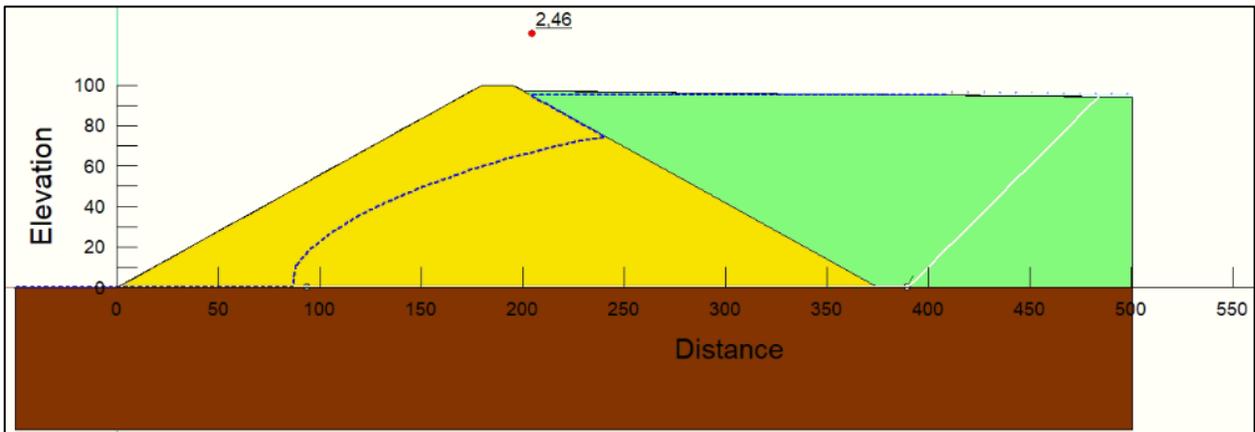


Figura A.3.1-55: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG2NF3CS1.

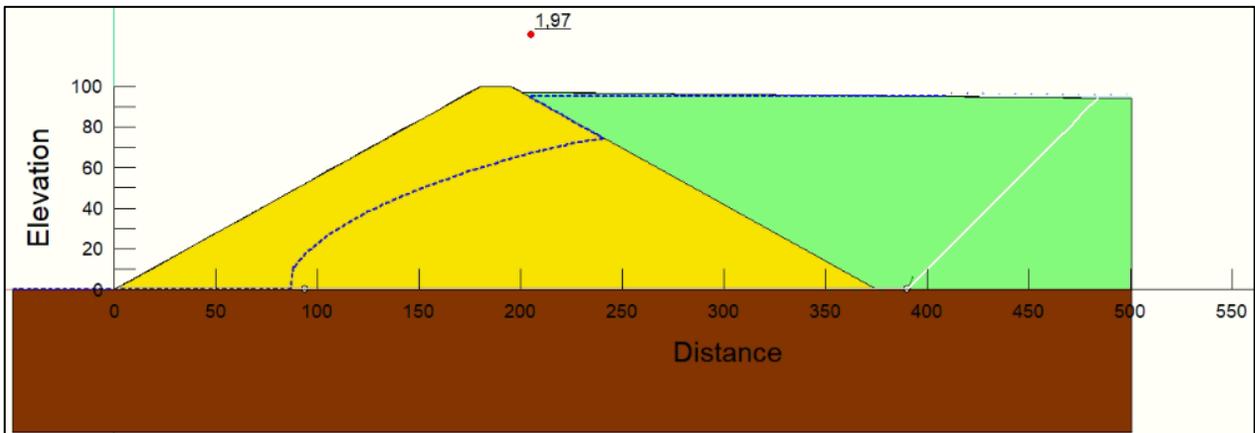


Figura A.3.1-56: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG2NF3CS2.

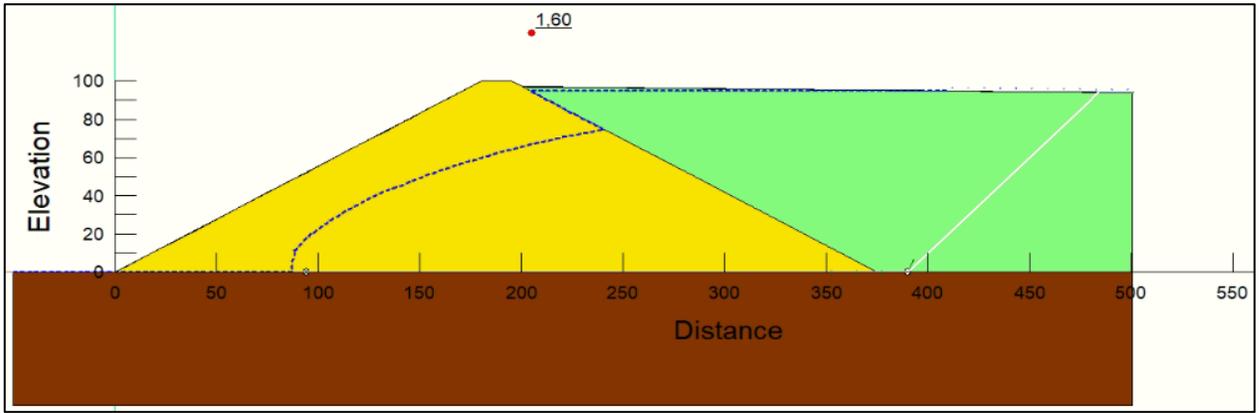


Figura A.3.1-57: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG2NF3CS3.

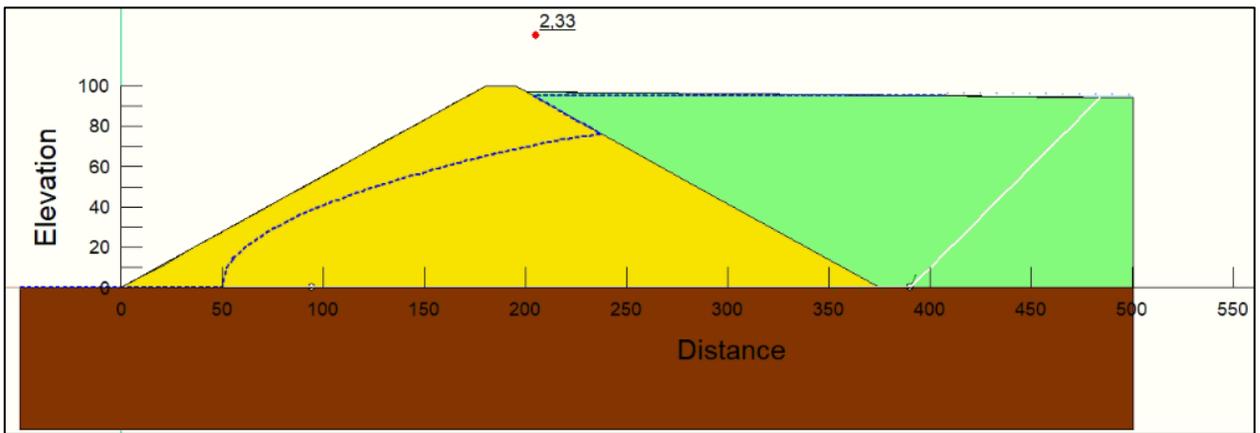


Figura A.3.1-58: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG2NF4CS1.

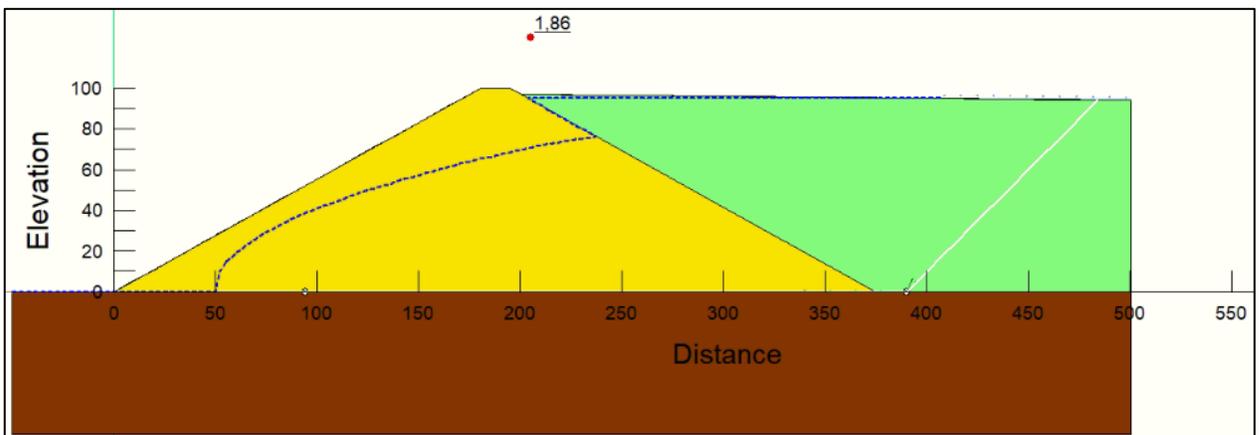


Figura A.3.1-59: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG2NF4CS2.

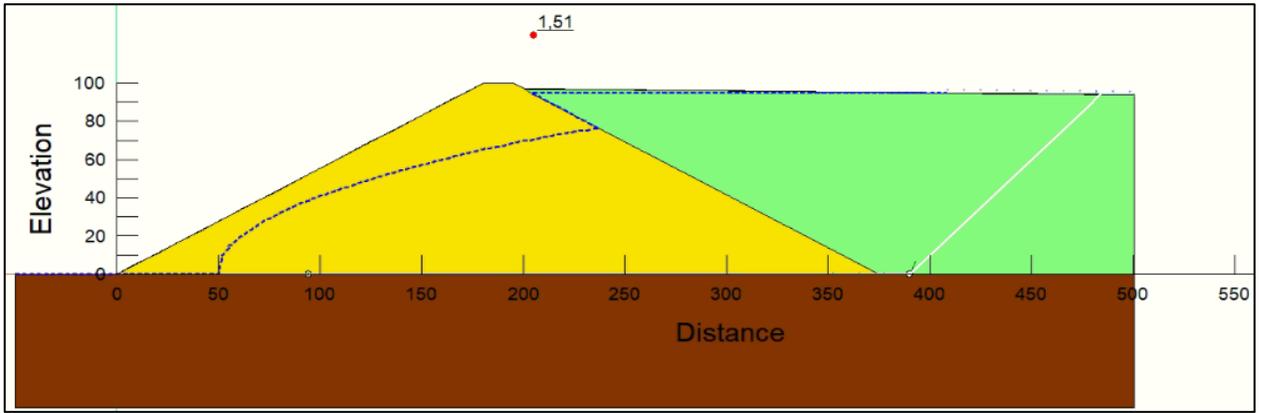


Figura A.3.1-60: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG2NF4CS3.

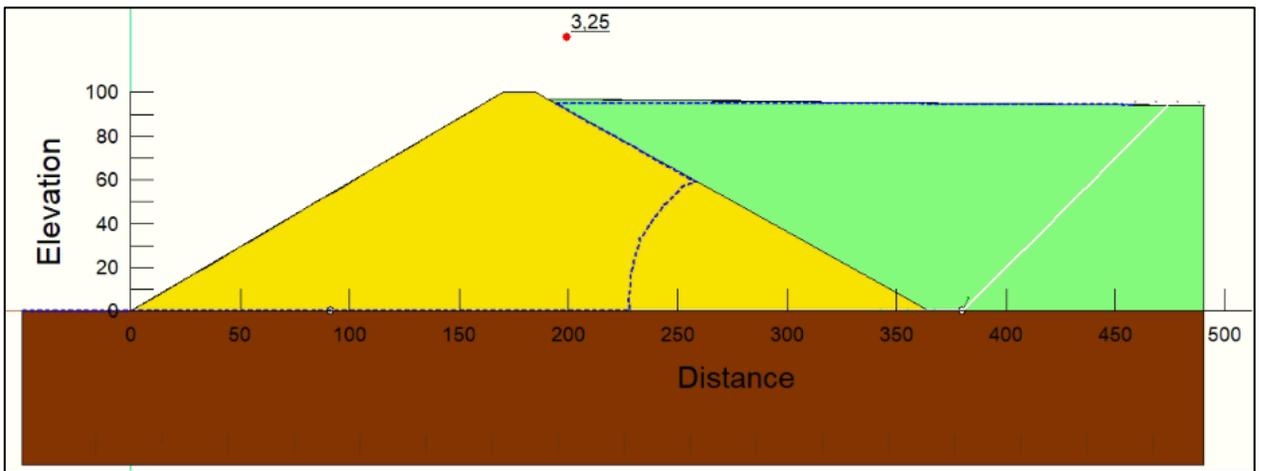


Figura A.3.1-61: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG3NF1CS1.

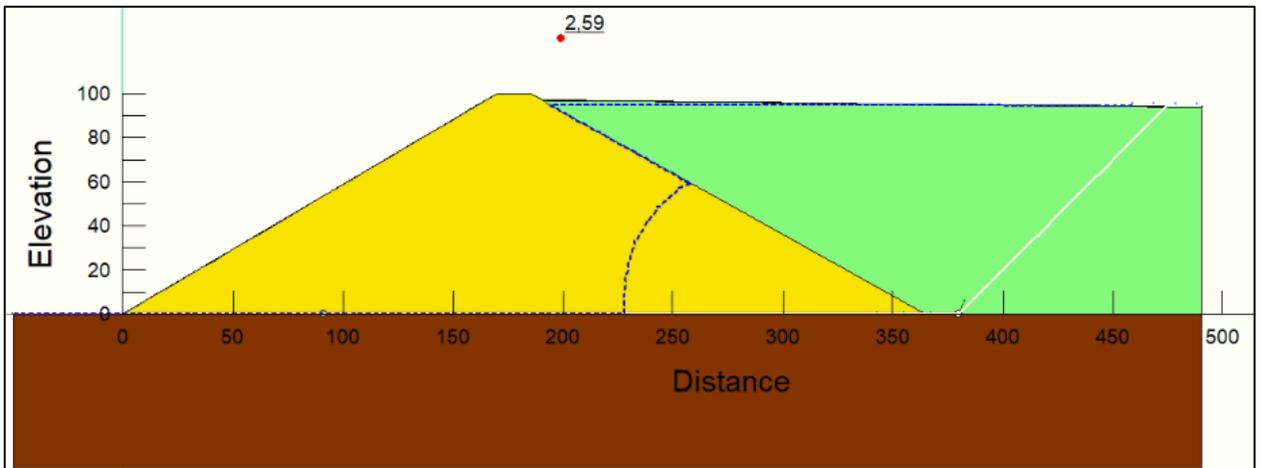


Figura A.3.1-62: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG3NF1CS2.

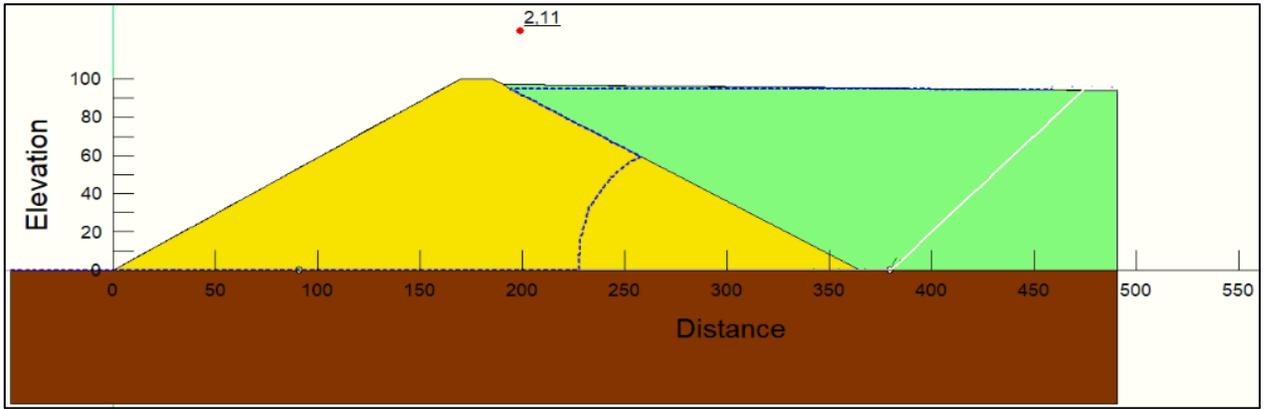


Figura A.3.1-63: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG3NF1CS3.

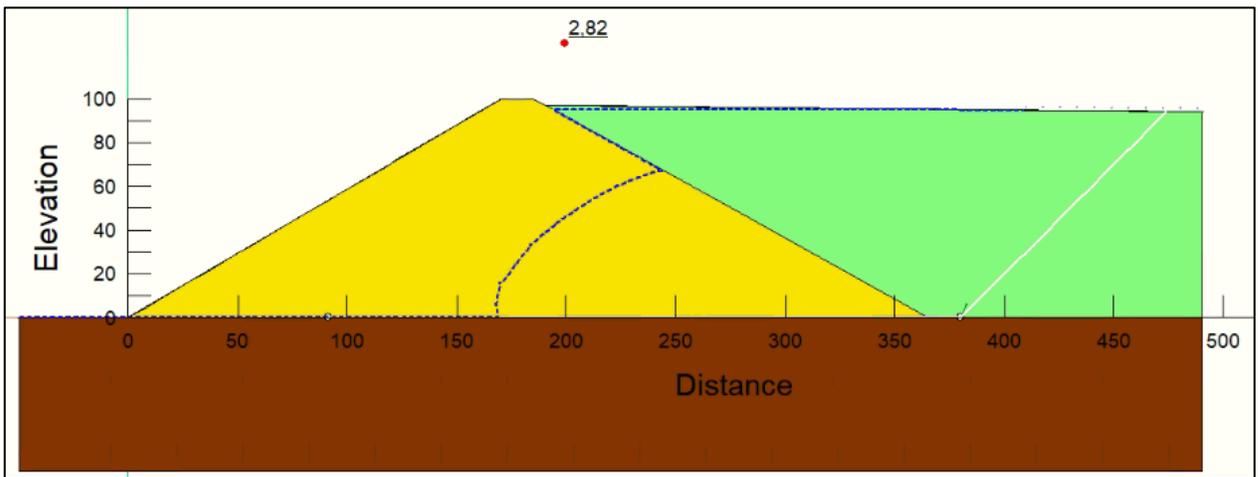


Figura A.3.1-64: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG3NF2CS1.

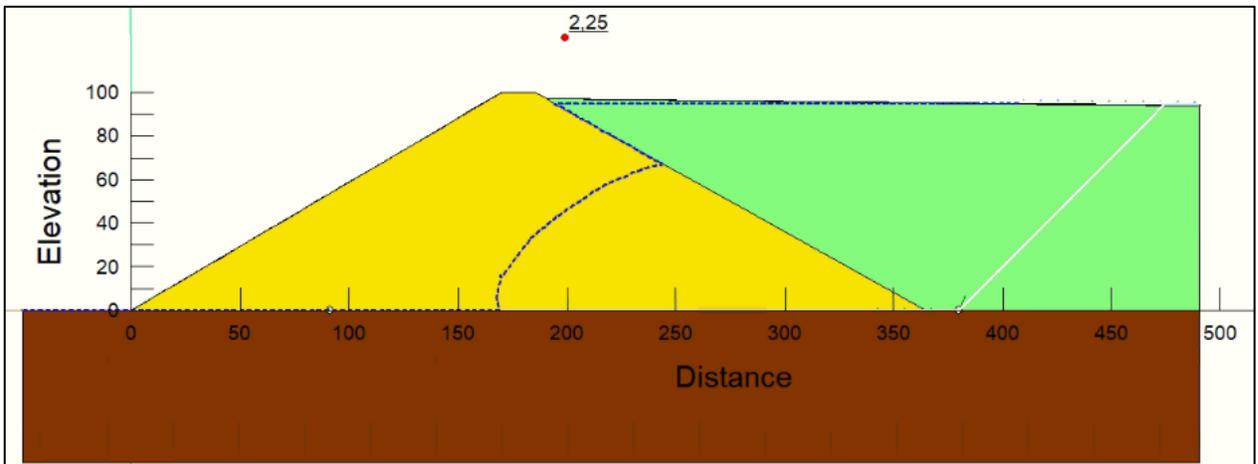


Figura A.3.1-65: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG3NF2CS2.

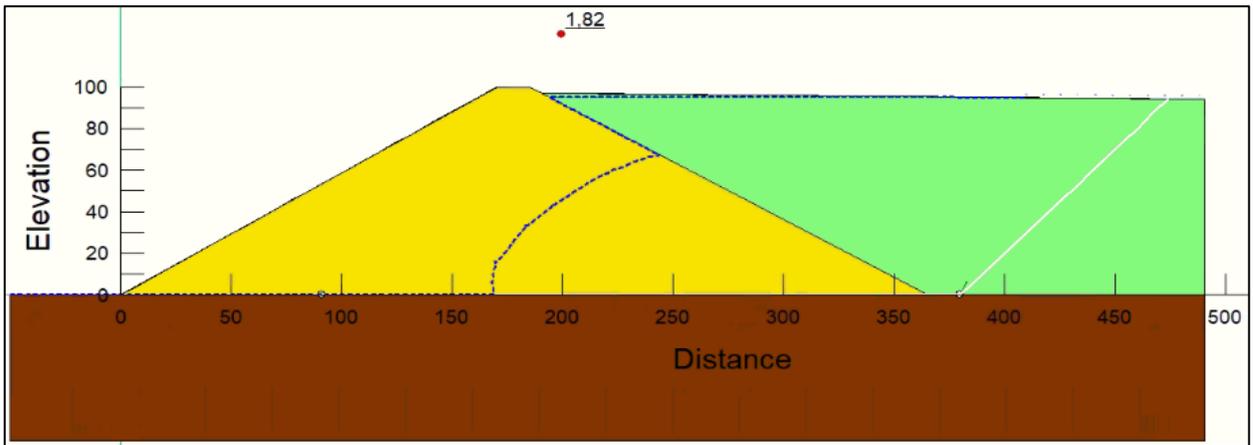


Figura A.3.1-66: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG3NF2CS3.

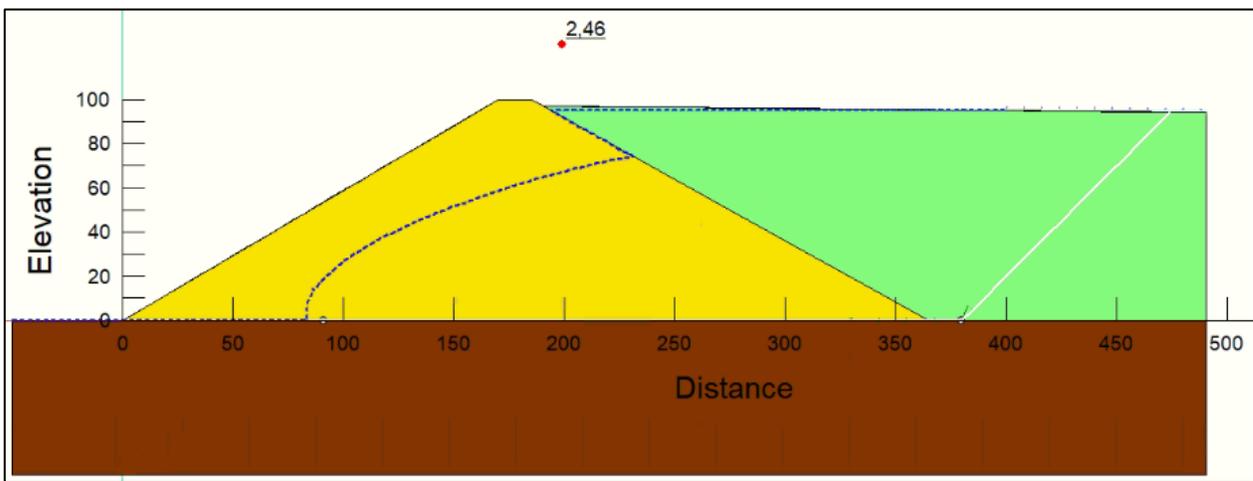


Figura A.3.1-67: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG3NF3CS1.

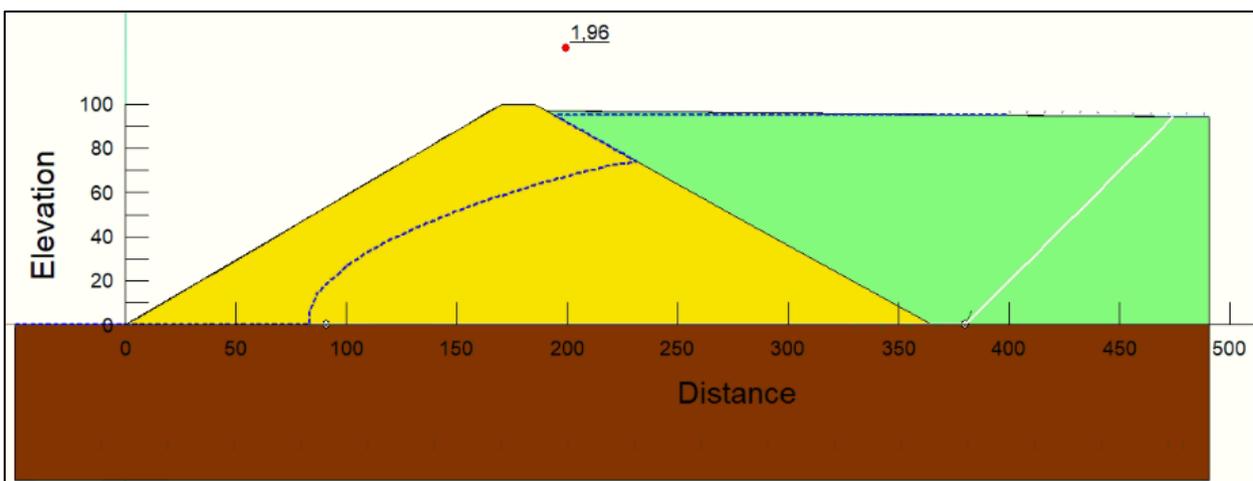


Figura A.3.1-68: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG3NF3CS2.

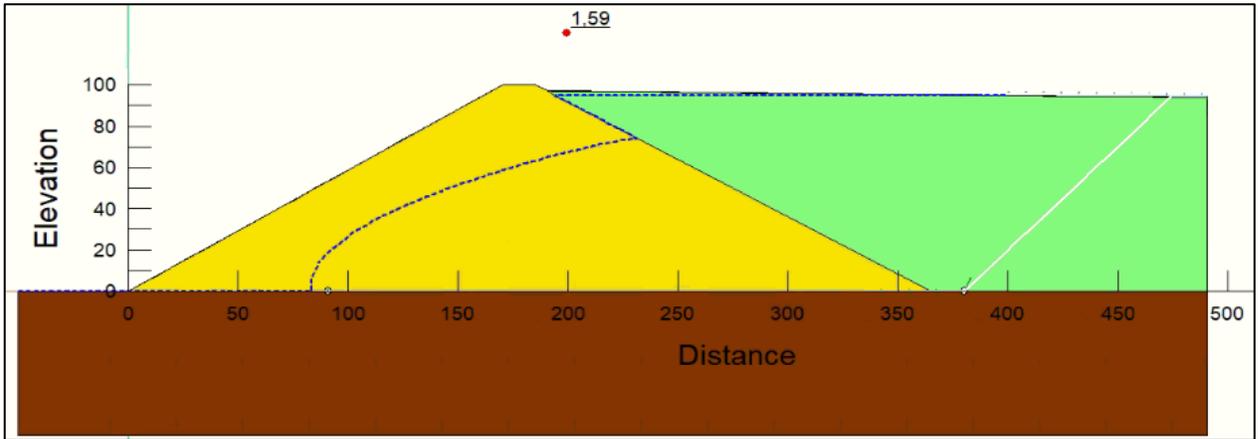


Figura A.3.1-69: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG3NF3CS3.

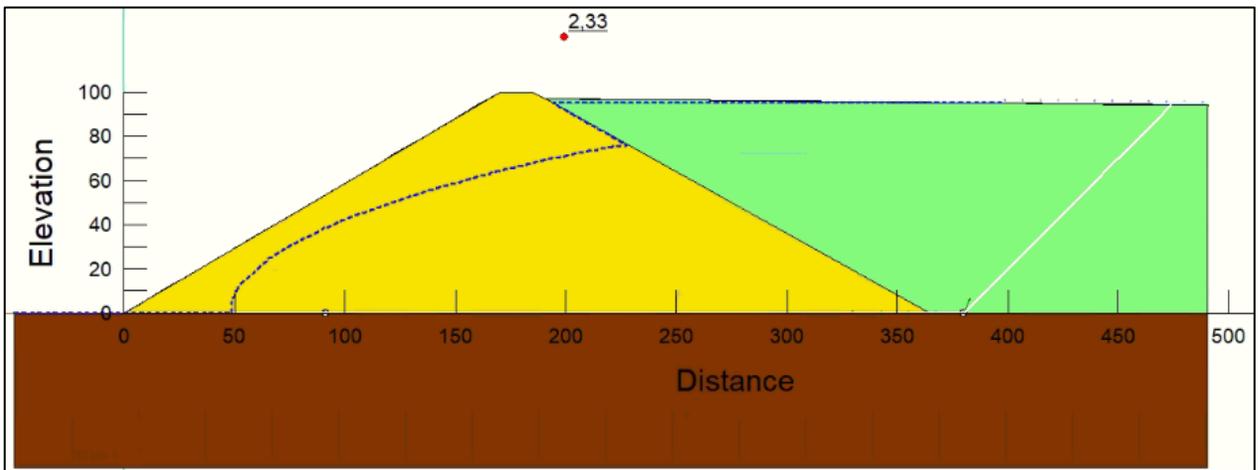


Figura A.3.1-70: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG3NF4CS1.

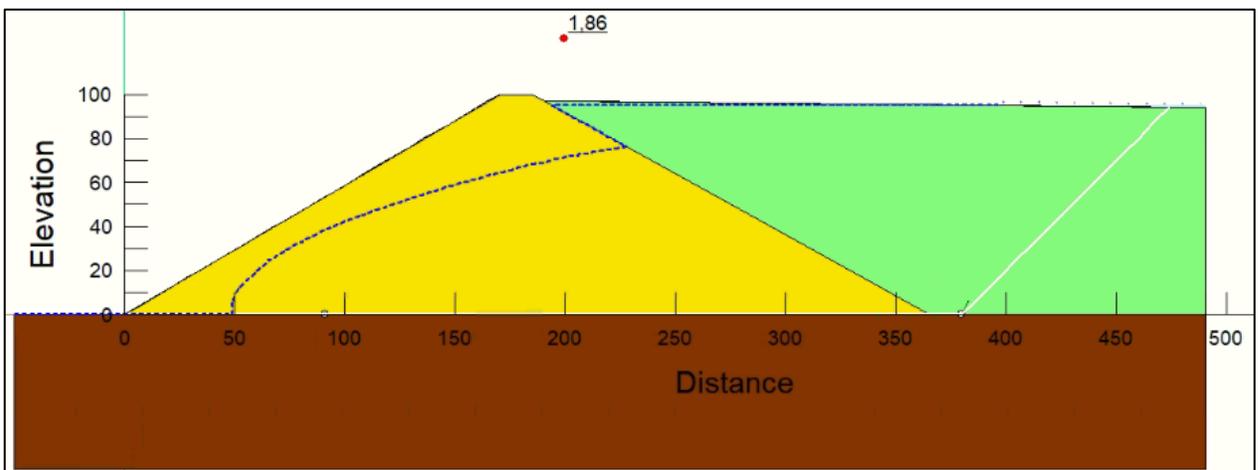


Figura A.3.1-71: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG3NF4CS2.

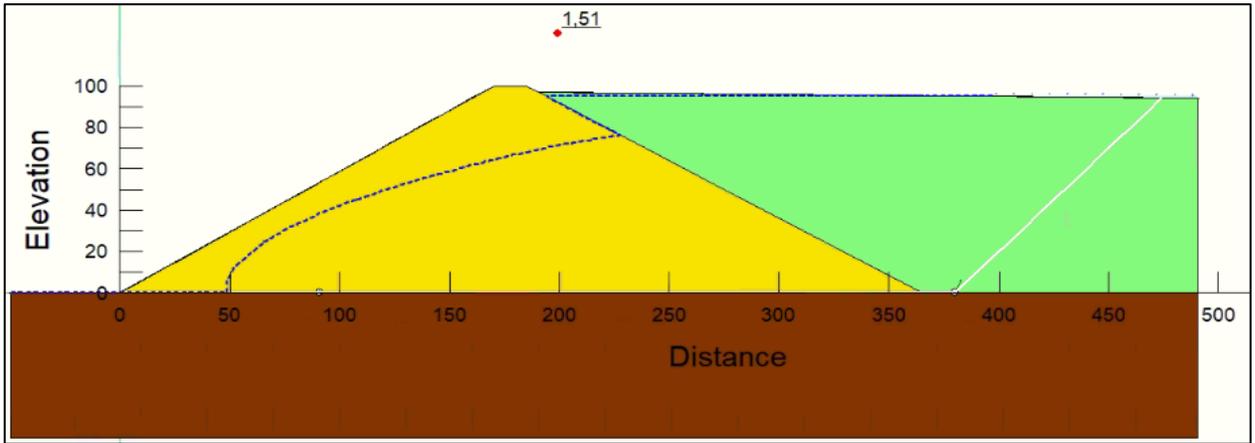


Figura A.3.1-72: Esquema de la falla global tipo bloque para el caso EG3NF4CS3.

A.3.2. Falla Global Circular

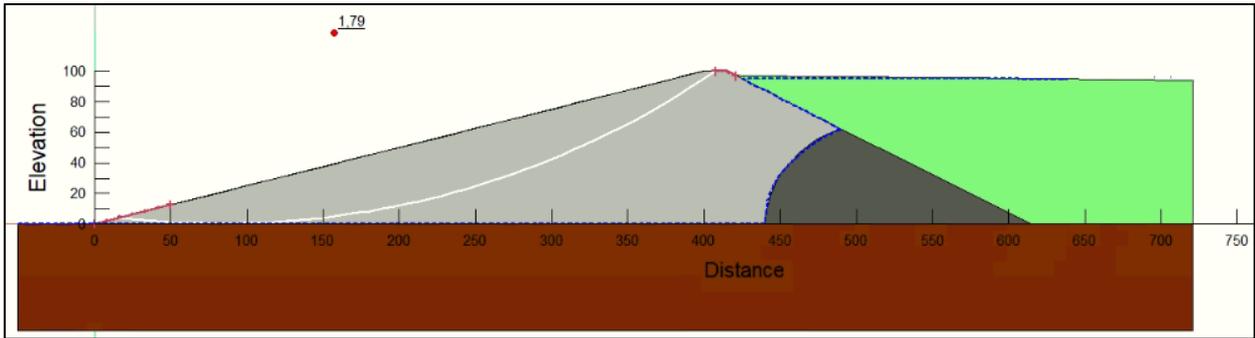


Figura A.3.2-1: Esquema de la falla global circular para el caso TG1NF1CS1.

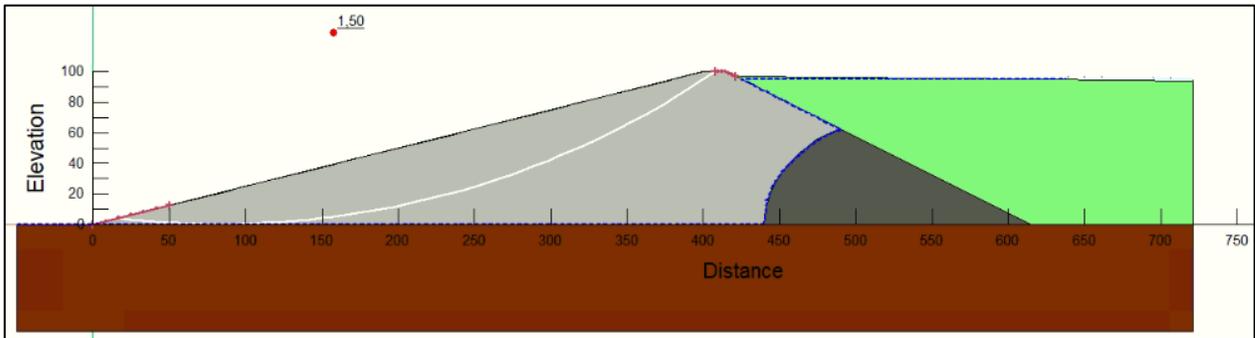


Figura A.3.2-2: Esquema de la falla global circular para el caso TG1NF1CS2.

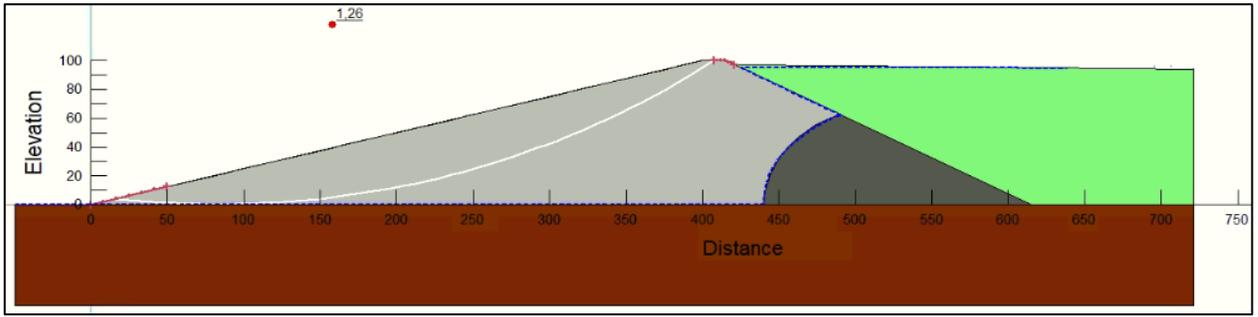


Figura A.3.2-3: Esquema de la falla global circular para el caso TG1NF1CS3.

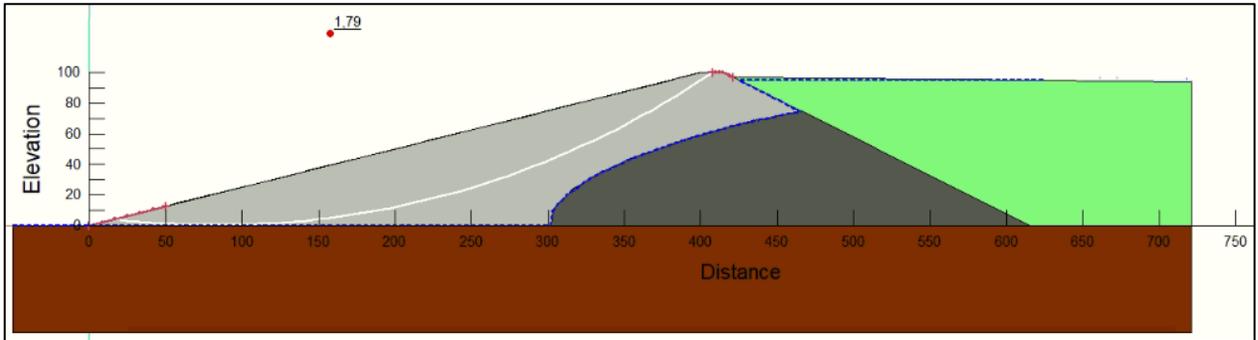


Figura A.3.2-4: Esquema de la falla global circular para el caso TG1NF2CS1.

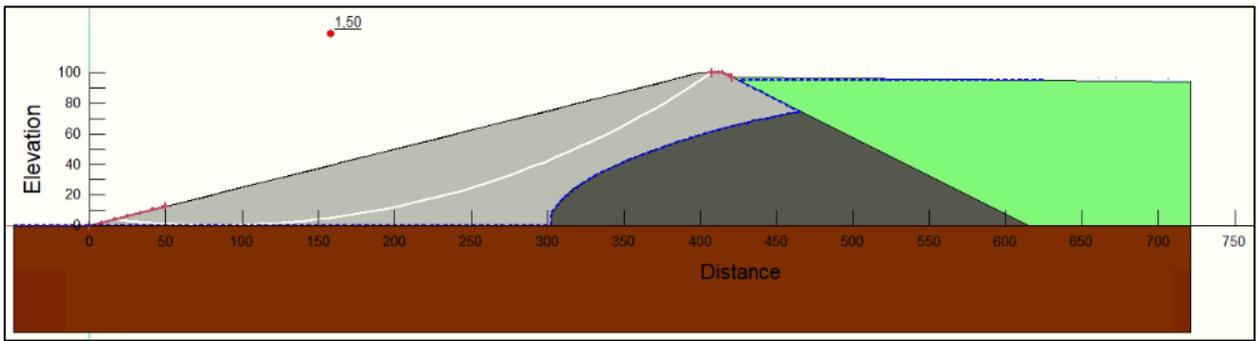


Figura A.3.2-5: Esquema de la falla global circular para el caso TG1NF2CS2.

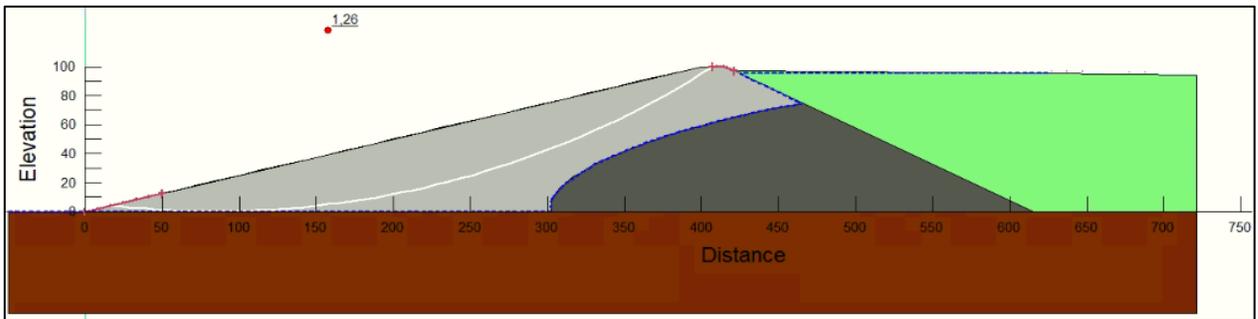


Figura A.3.2-6: Esquema de la falla global circular para el caso TG1NF2CS3.

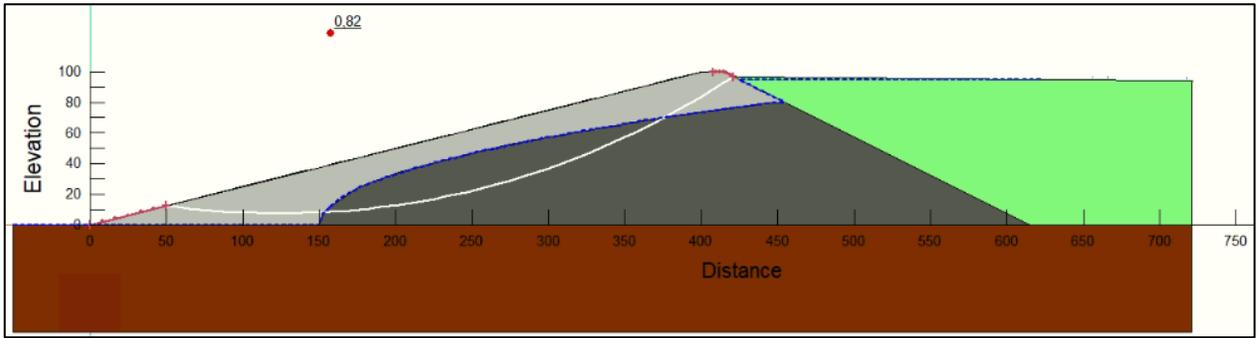


Figura A.3.2-7: Esquema de la falla global circular para el caso TG1NF3CS1.

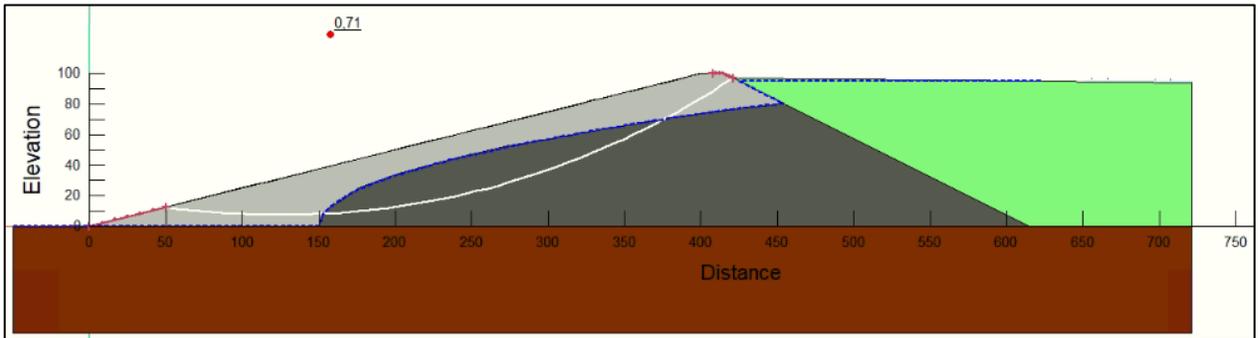


Figura A.3.2-8: Esquema de la falla global circular para el caso TG1NF3CS2.

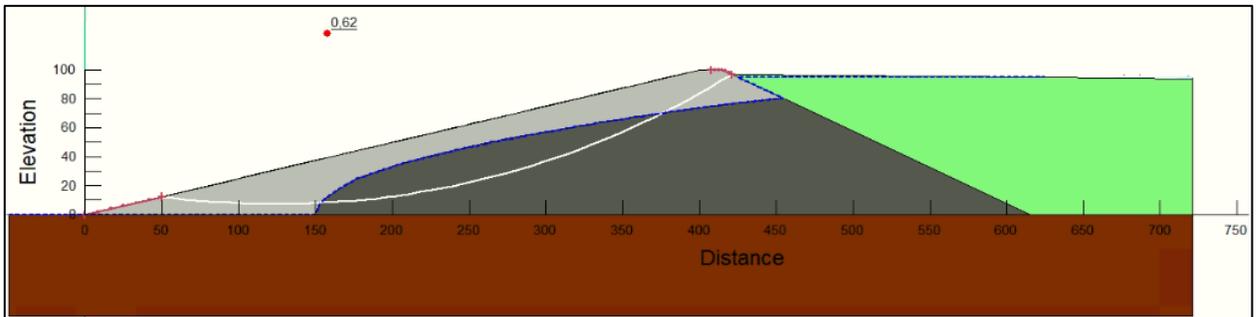


Figura A.3.2-9: Esquema de la falla global circular para el caso TG1NF3CS3.

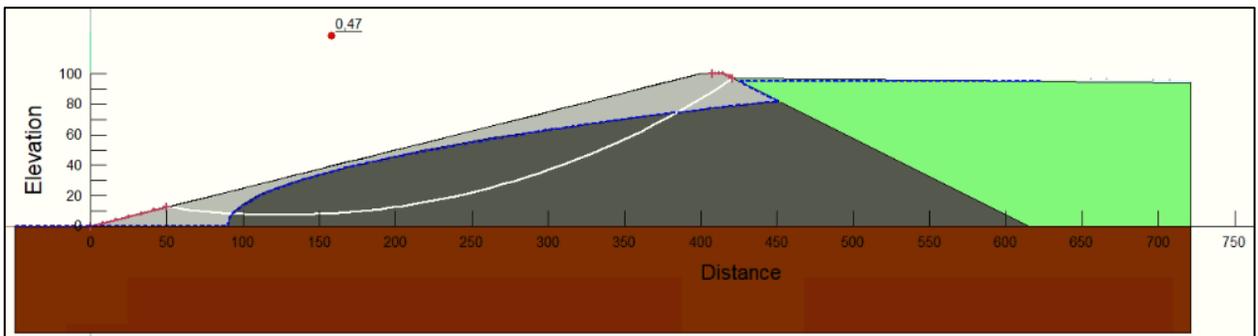


Figura A.3.2-10: Esquema de la falla global circular para el caso TG1NF4CS1.

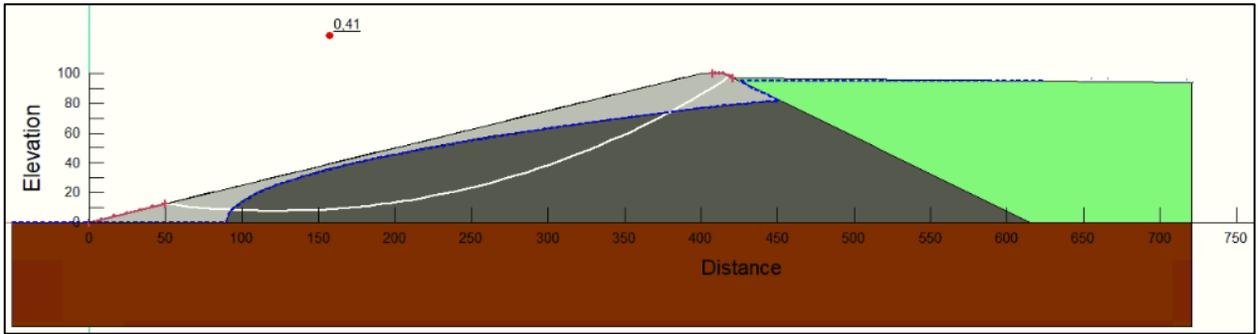


Figura A.3.2-11: Esquema de la falla global circular para el caso TG1NF4CS2.

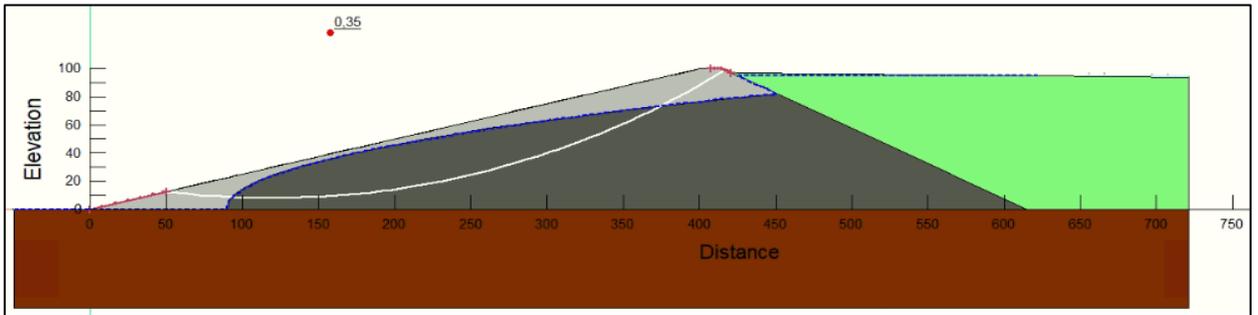


Figura A.3.2-12: Esquema de la falla global circular para el caso TG1NF4CS3.

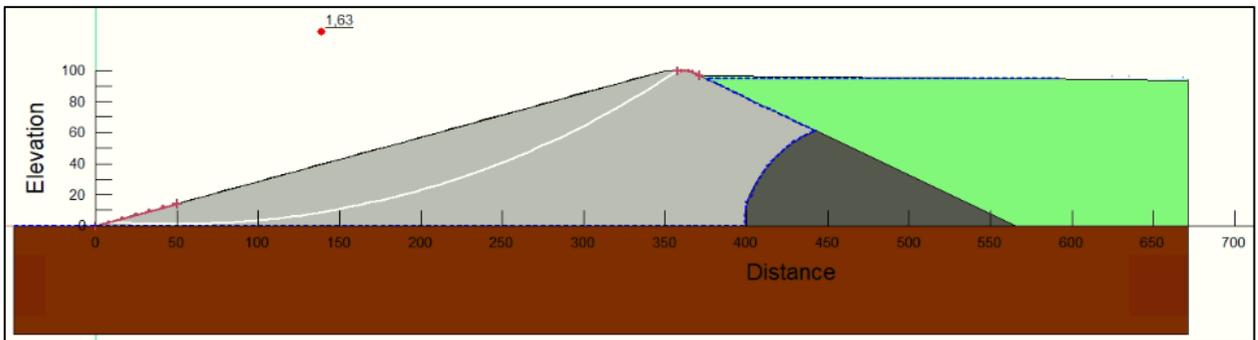


Figura A.3.2-13: Esquema de la falla global circular para el caso TG2NF1CS1.

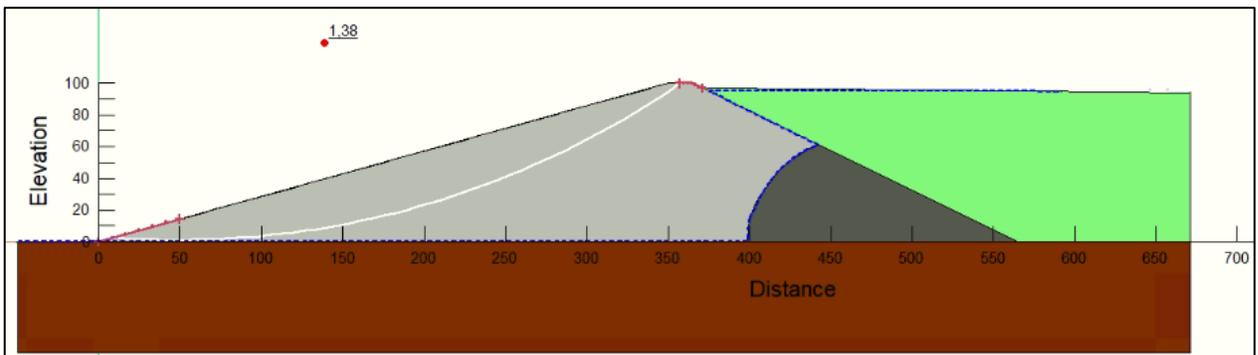


Figura A.3.2-14: Esquema de la falla global circular para el caso TG2NF1CS2.

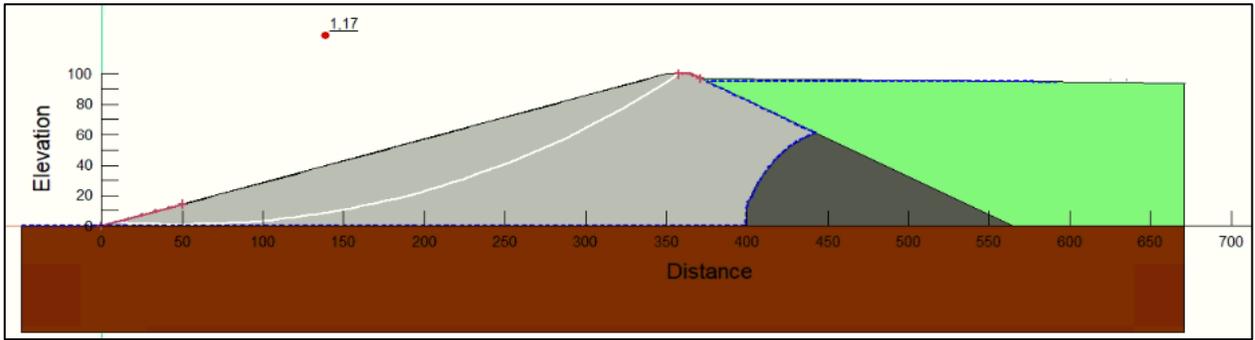


Figura A.3.2-15: Esquema de la falla global circular para el caso TG2NF1CS3.

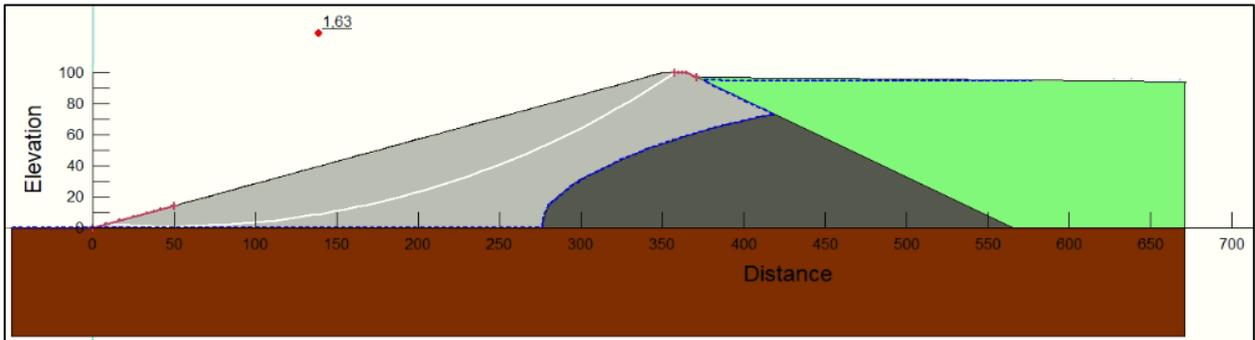


Figura A.3.2-16: Esquema de la falla global circular para el caso TG2NF2CS1.

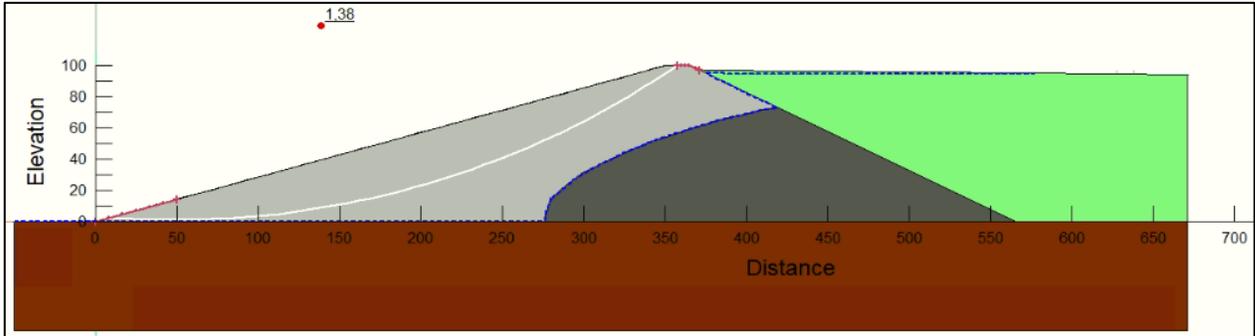


Figura A.3.2-17: Esquema de la falla global circular para el caso TG2NF2CS2.

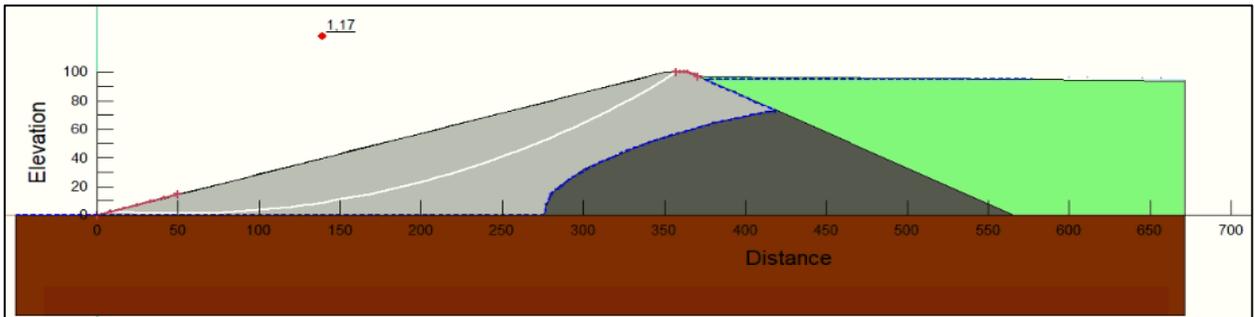


Figura A.3.2-18: Esquema de la falla global circular para el caso TG2NF2CS3.

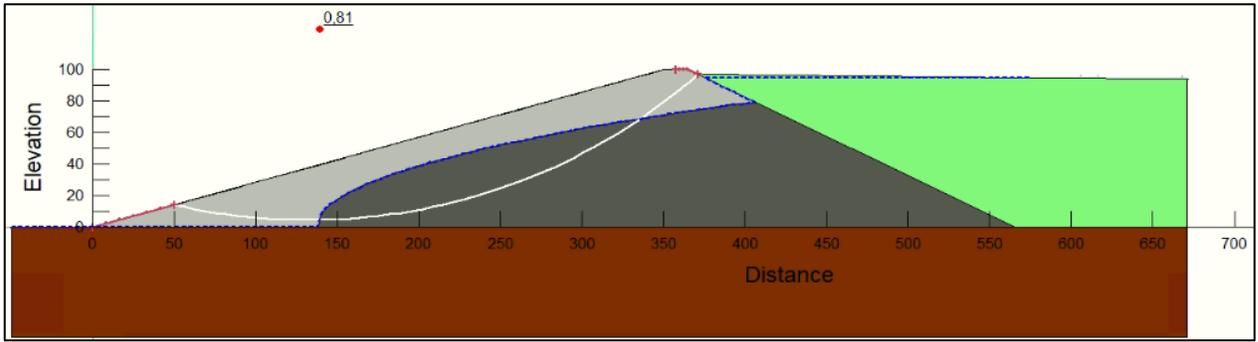


Figura A.3.2-19: Esquema de la falla global circular para el caso TG2NF3CS1.

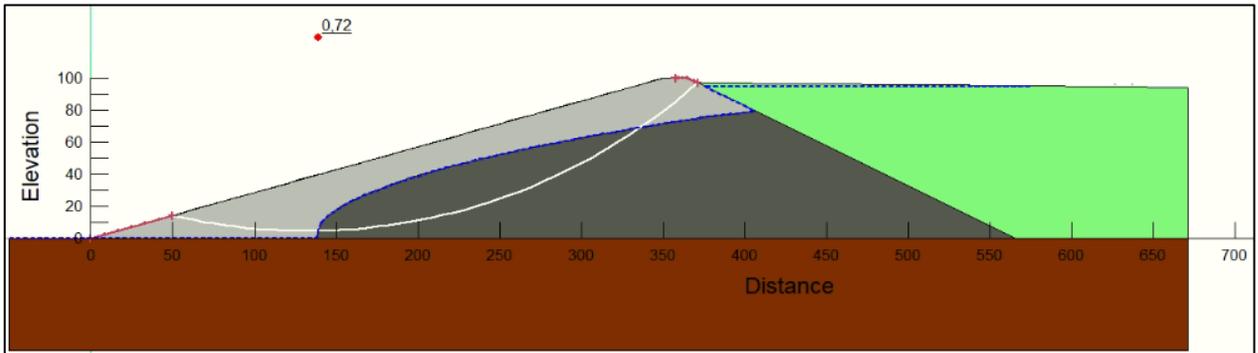


Figura A.3.2-20: Esquema de la falla global circular para el caso TG2NF3CS2.

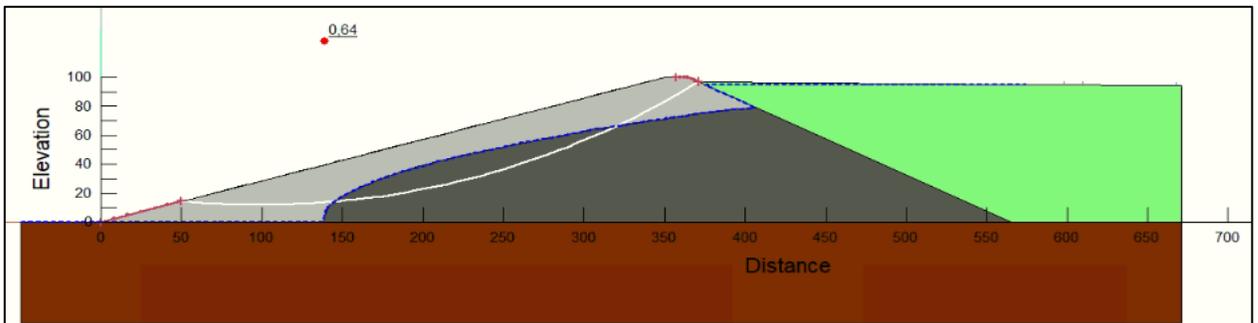


Figura A.3.2-21: Esquema de la falla global circular para el caso TG2NF3CS3.

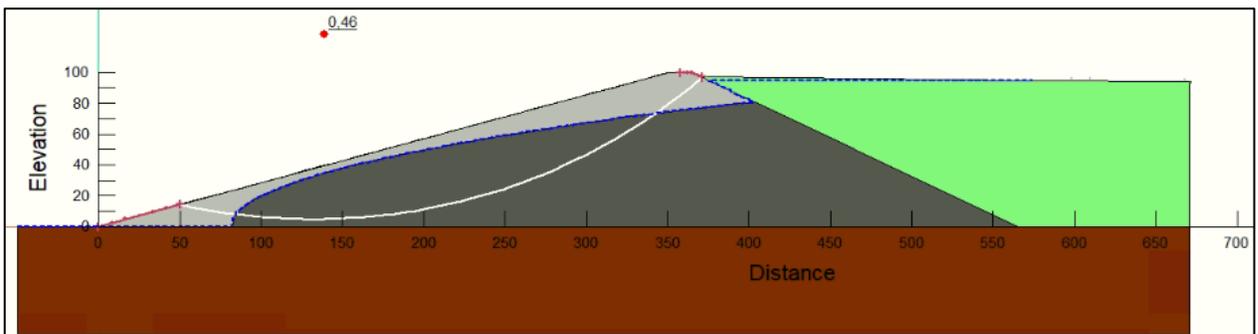


Figura A.3.2-22: Esquema de la falla global circular para el caso TG2NF4CS1.

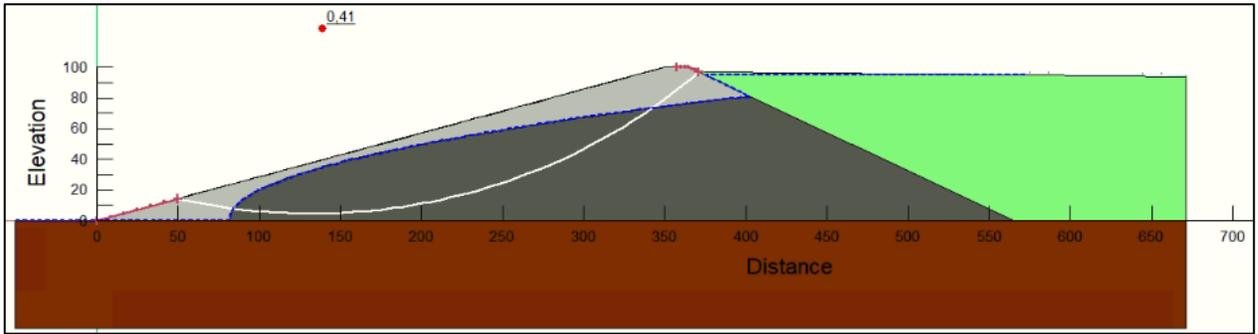


Figura A.3.2-23: Esquema de la falla global circular para el caso TG2NF4CS2.

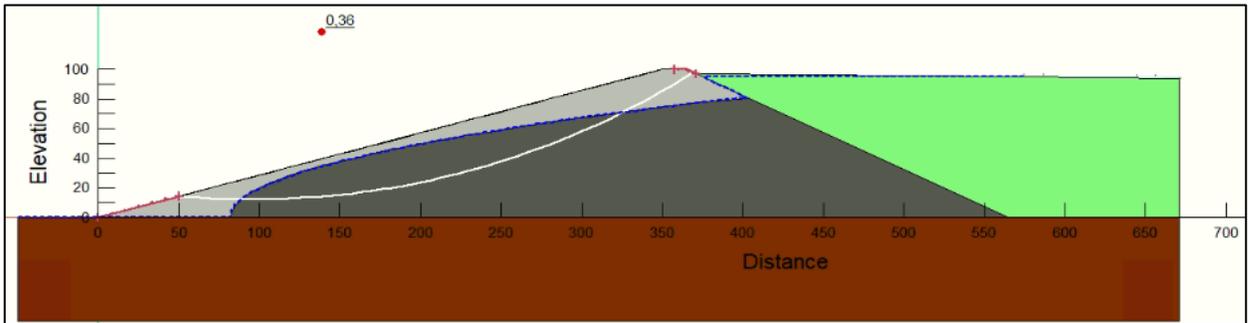


Figura A.3.2-24: Esquema de la falla global circular para el caso TG2NF4CS3.

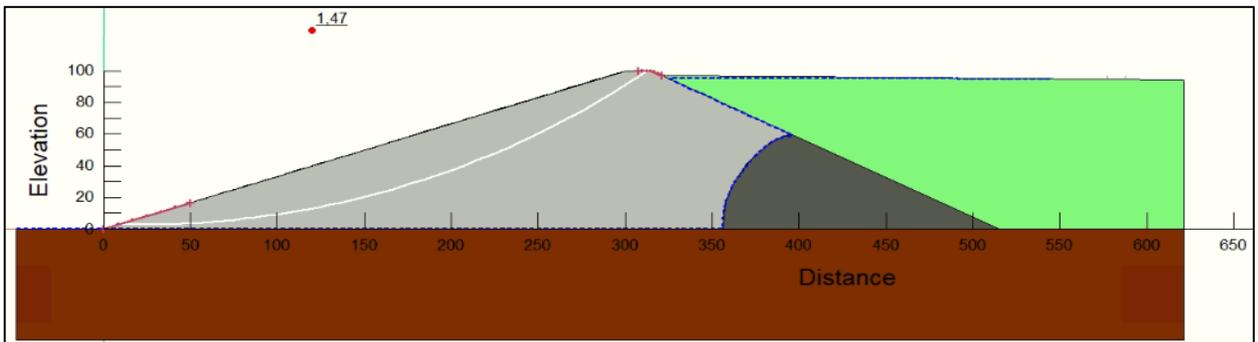


Figura A.3.2-25: Esquema de la falla global circular para el caso TG3NF1CS1.

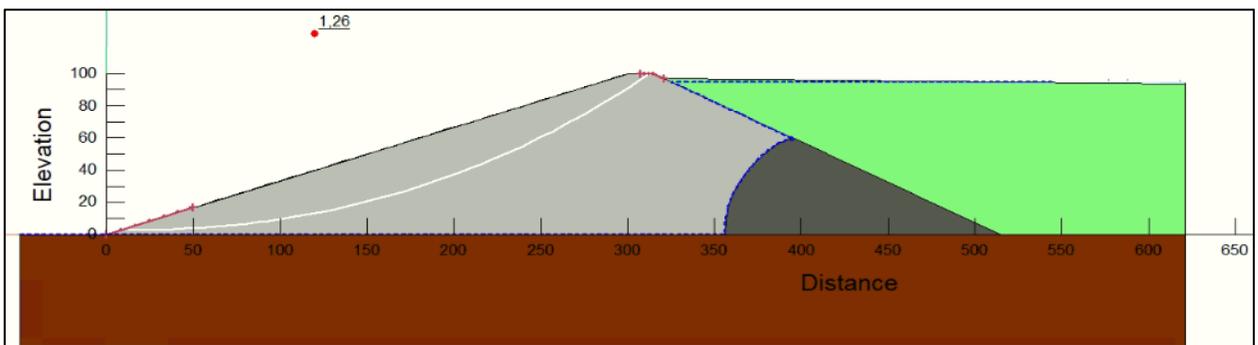


Figura A.3.2-26: Esquema de la falla global circular para el caso TG3NF1CS2.

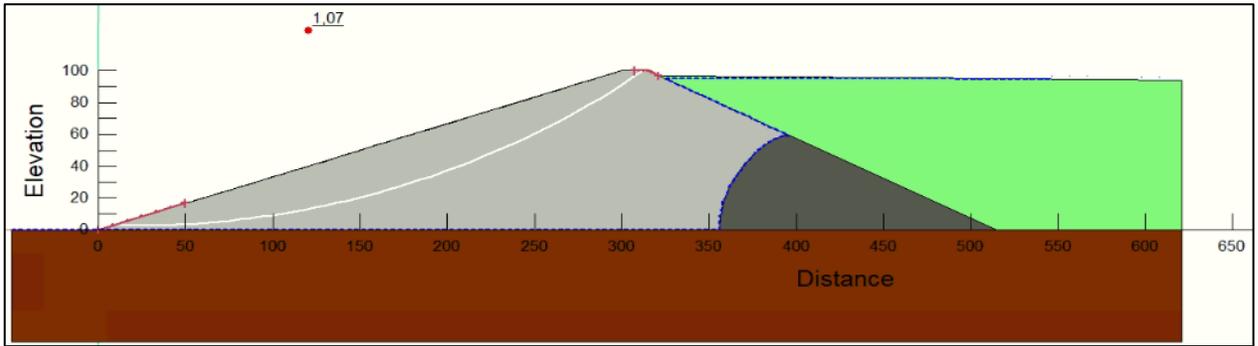


Figura A.3.2-27: Esquema de la falla global circular para el caso TG3NF1CS3.

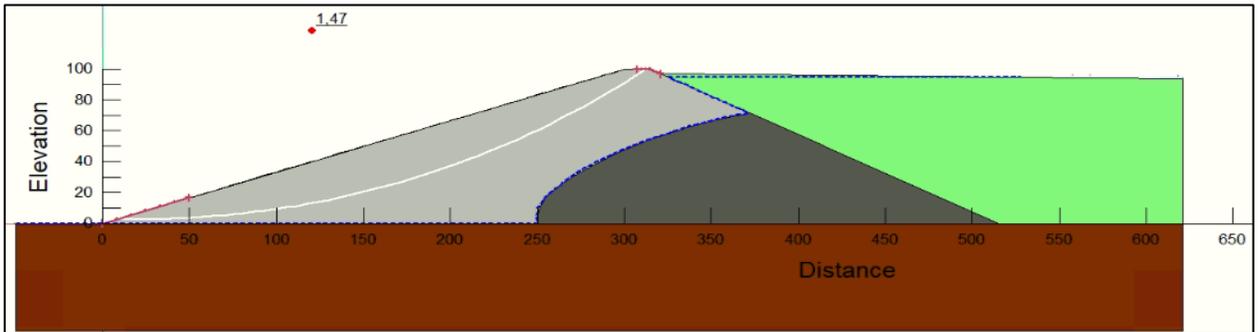


Figura A.3.2-28: Esquema de la falla global circular para el caso TG3NF2CS1.

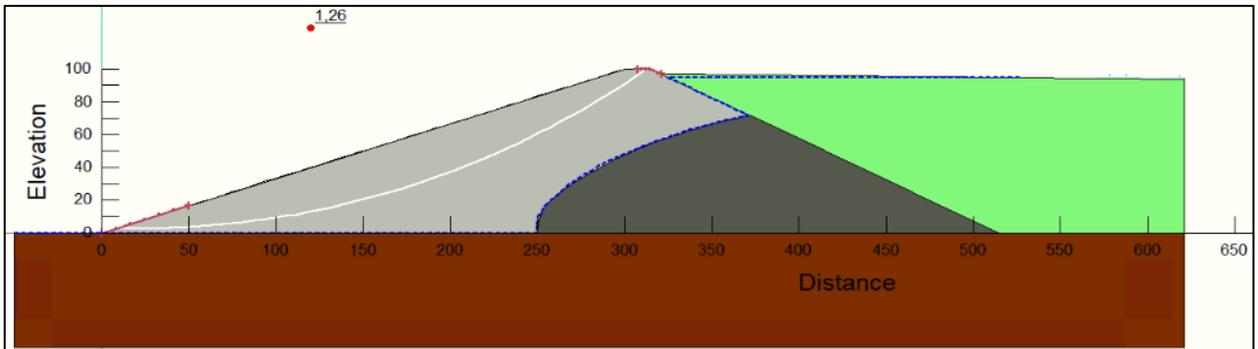


Figura A.3.2-29: Esquema de la falla global circular para el caso TG3NF2CS2.

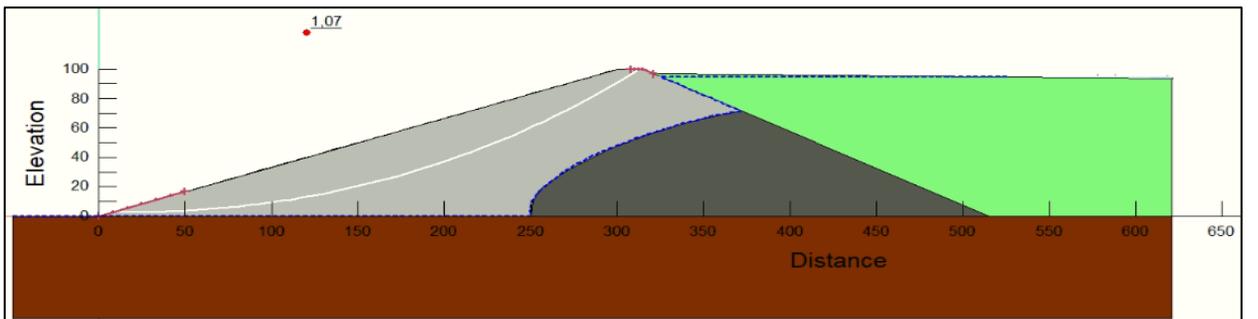


Figura A.3.2-30: Esquema de la falla global circular para el caso TG3NF2CS3.

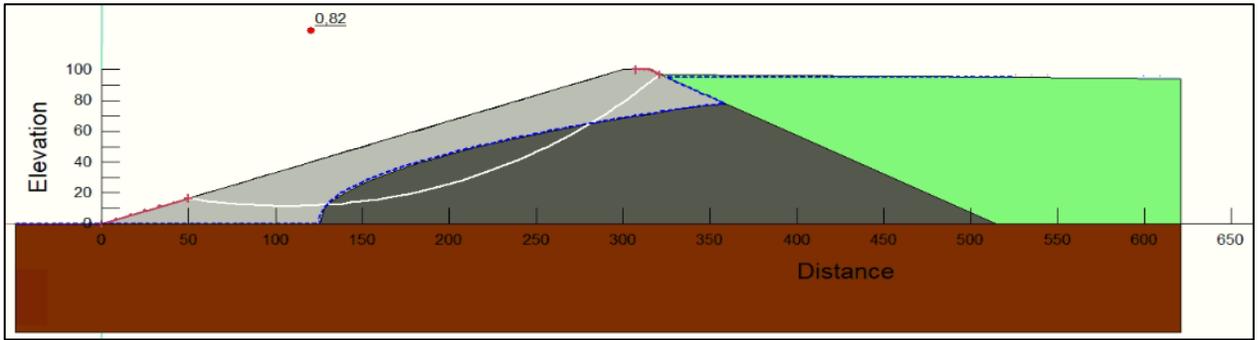


Figura A.3.2-31: Esquema de la falla global circular para el caso TG3NF3CS1.

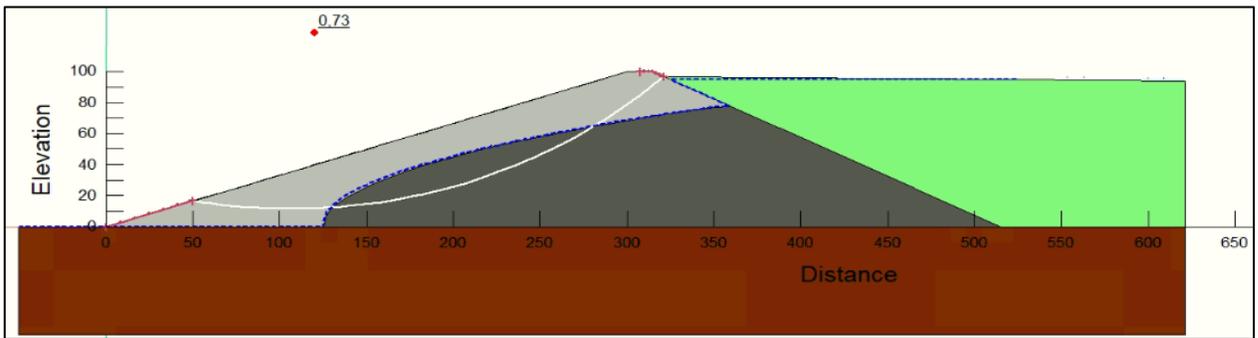


Figura A.3.2-32: Esquema de la falla global circular para el caso TG3NF3CS2.

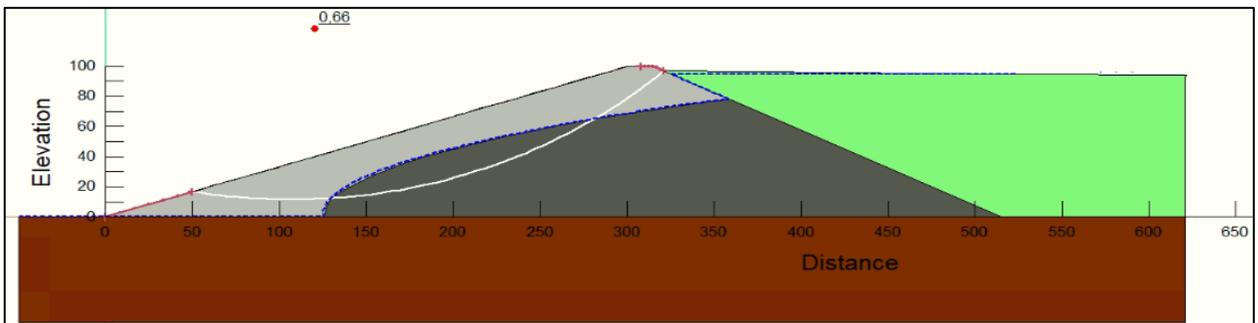


Figura A.3.2-33: Esquema de la falla global circular para el caso TG3NF3CS3.

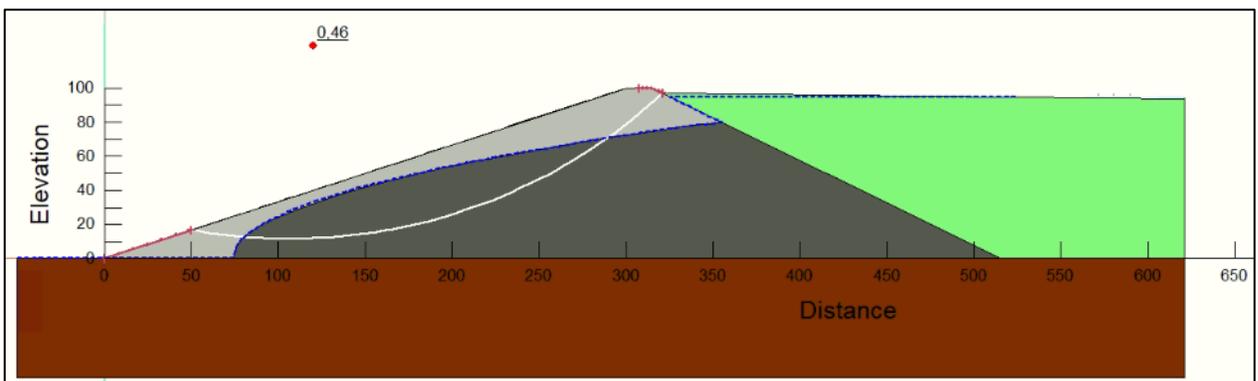


Figura A.3.2-34: Esquema de la falla global circular para el caso TG3NF4CS1.

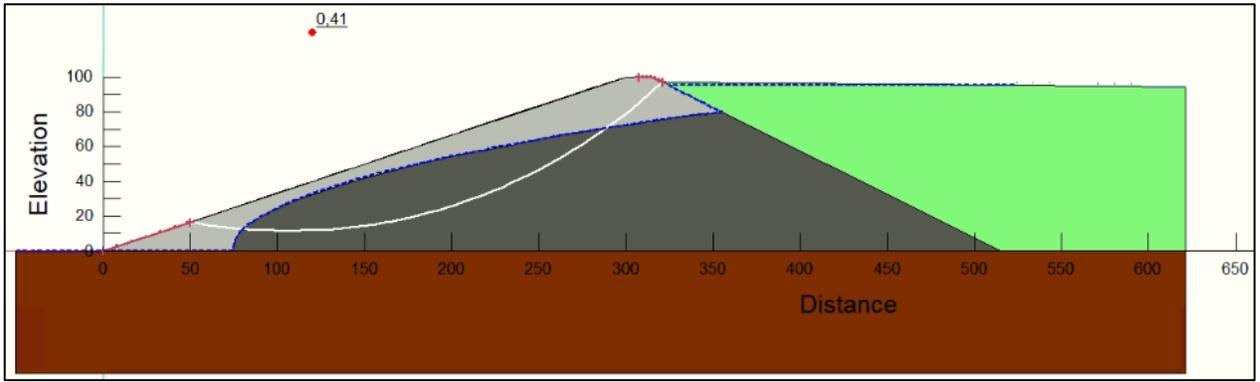


Figura A.3.2-35: Esquema de la falla global circular para el caso TG3NF4CS2.

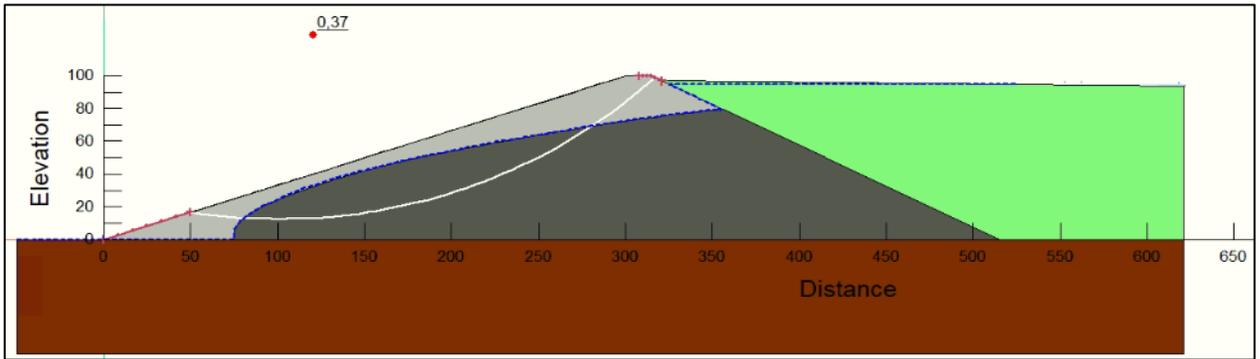


Figura A.3.2-36: Esquema de la falla global circular para el caso TG3NF4CS3.

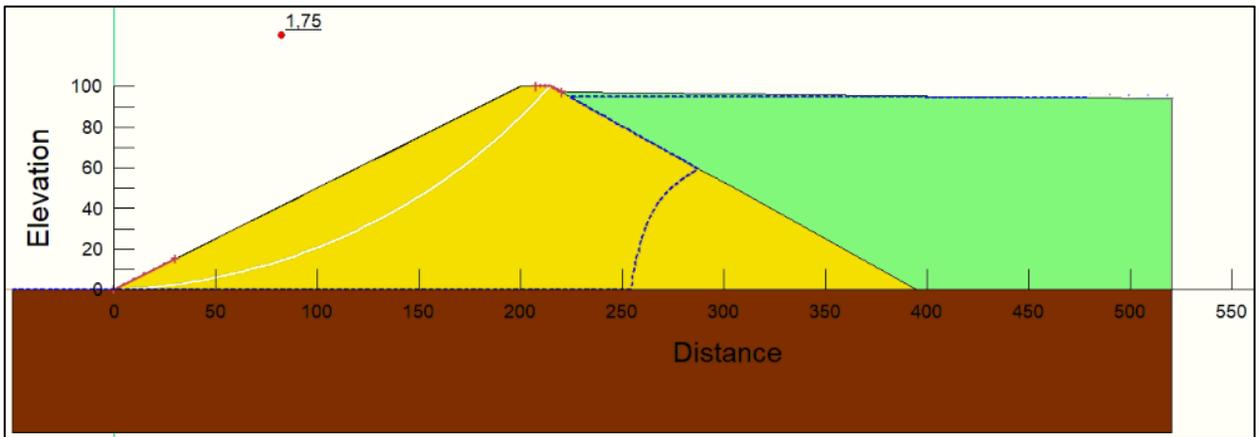


Figura A.3.2-37: Esquema de la falla global circular para el caso EG1NF1CS1.

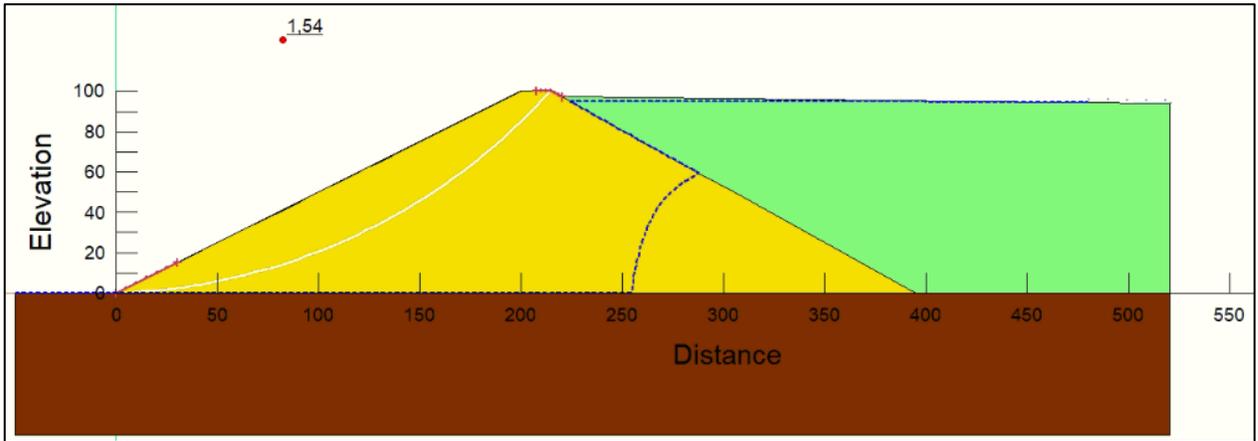


Figura A.3.2-38: Esquema de la falla global circular para el caso EG1NF1CS2.

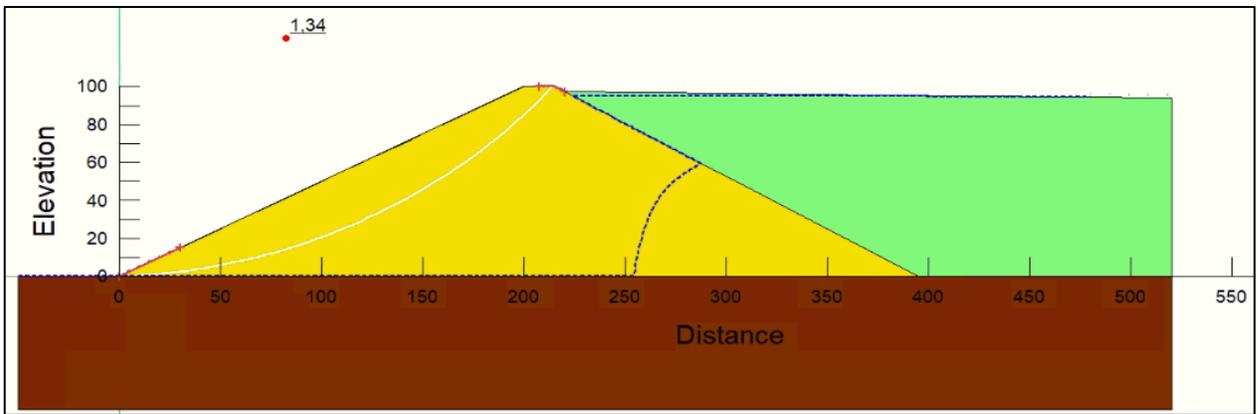


Figura A.3.2-39 Esquema de la falla global circular para el caso EG1NF1CS3.

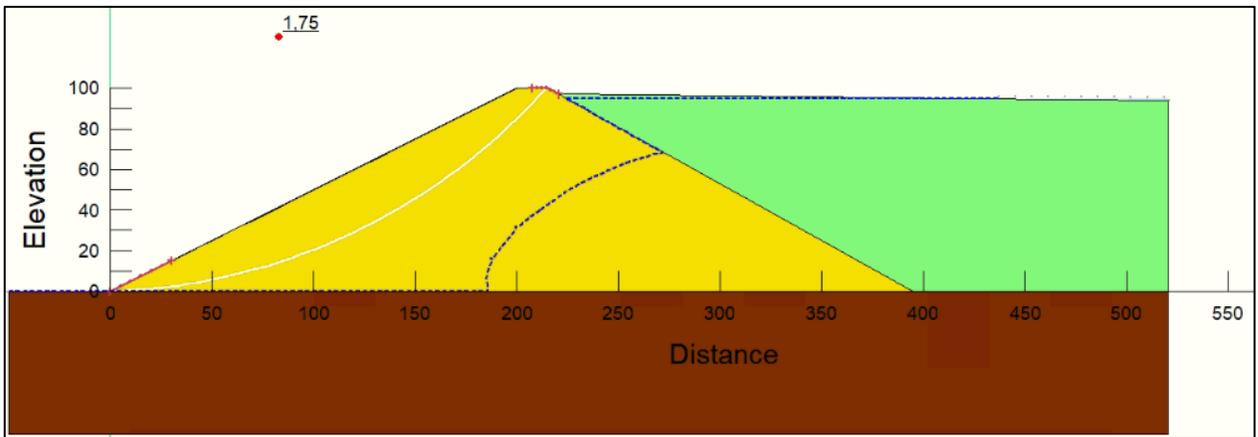


Figura A.3.2-40: Esquema de la falla global circular para el caso EG1NF2CS1.

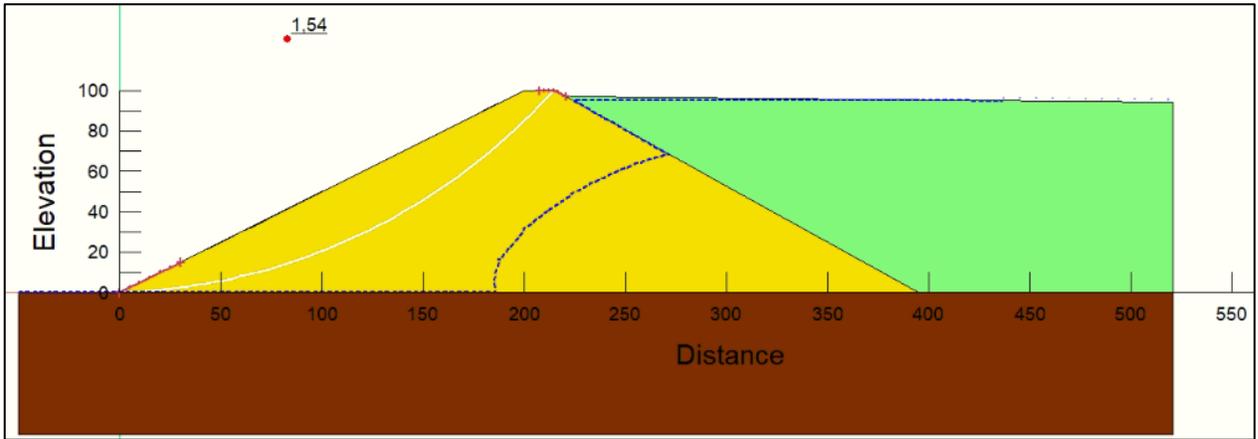


Figura A.3.2-41: Esquema de la falla global circular para el caso EG1NF2CS2.

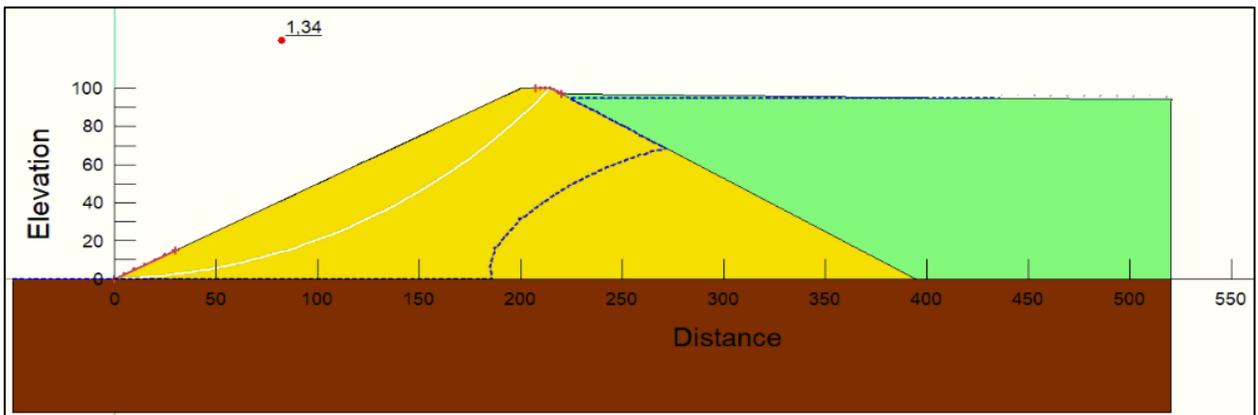


Figura A.3.2-42: Esquema de la falla global circular para el caso EG1NF2CS3.

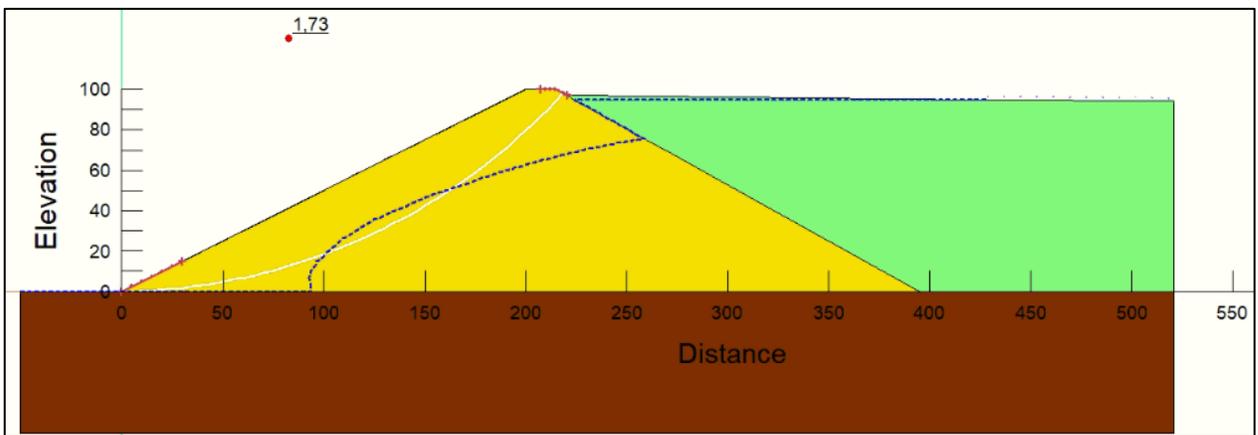


Figura A.3.2-43: Esquema de la falla global circular para el caso EG1NF3CS1.

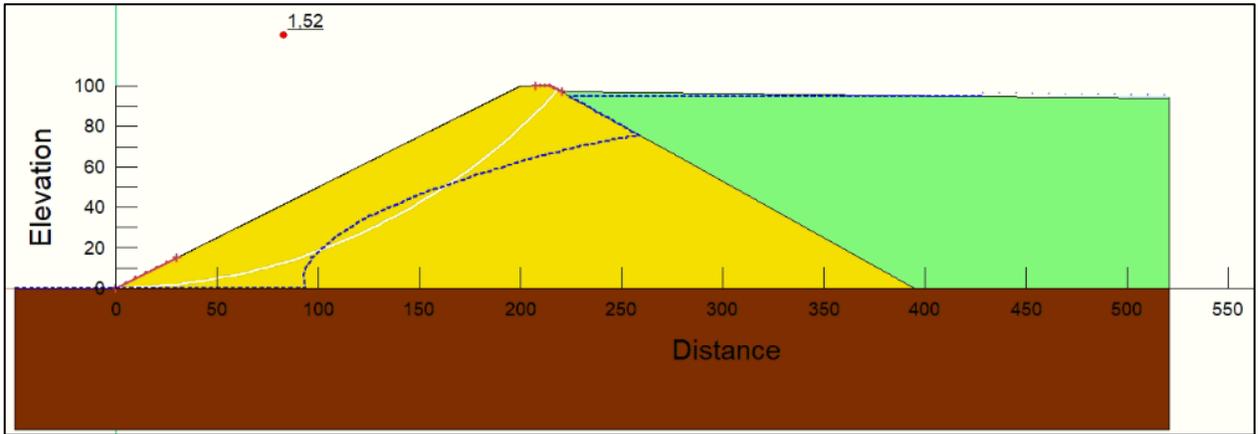


Figura A.3.2-44: Esquema de la falla global circular para el caso EG1NF3CS2.

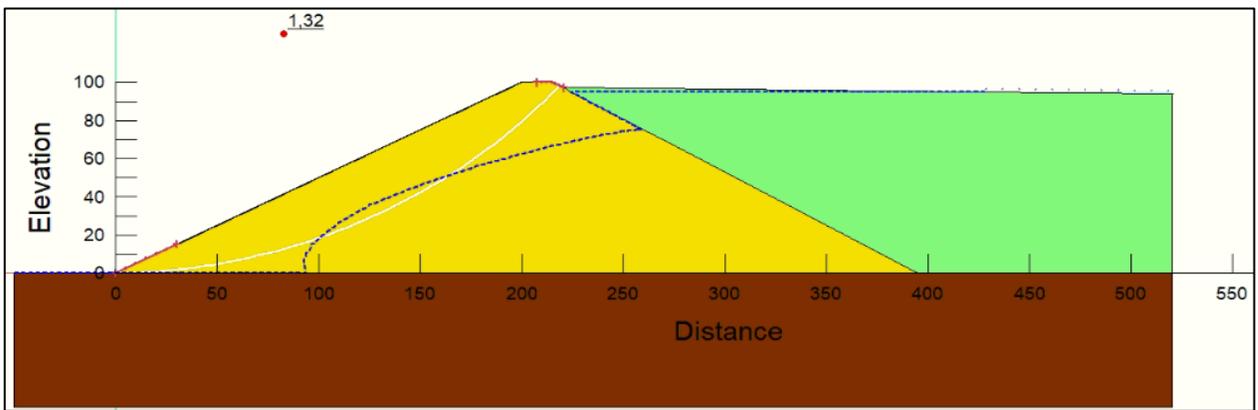


Figura A.3.2-45: Esquema de la falla global circular para el caso EG1NF3CS3.

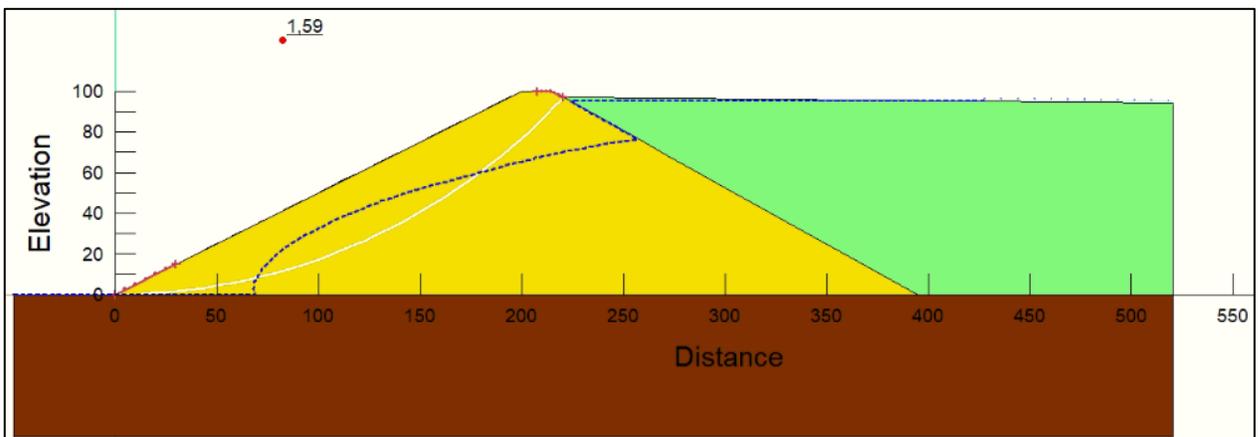


Figura A.3.2-46: Esquema de la falla global circular para el caso EG1NF4CS1.

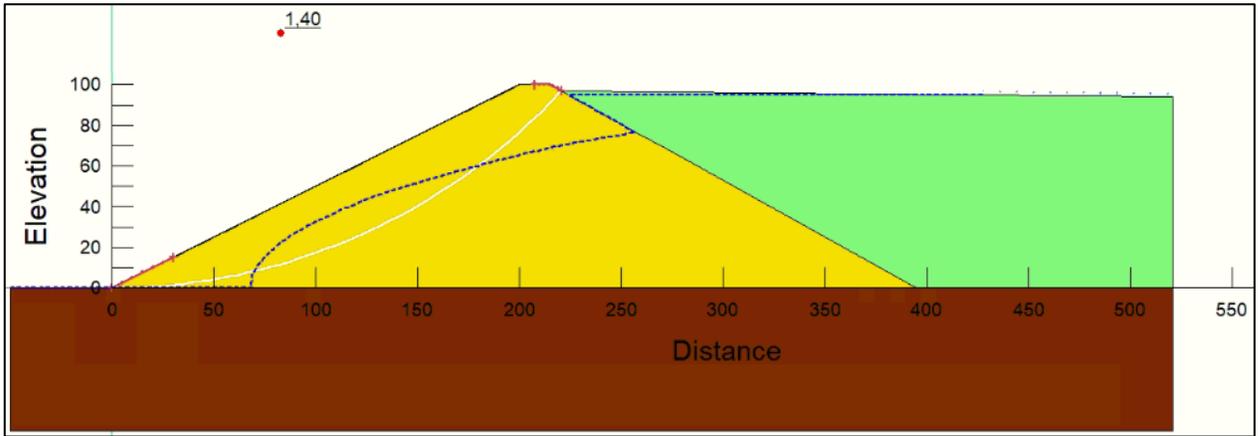


Figura A.3.2-47: Esquema de la falla global circular para el caso EG1NF4CS2.

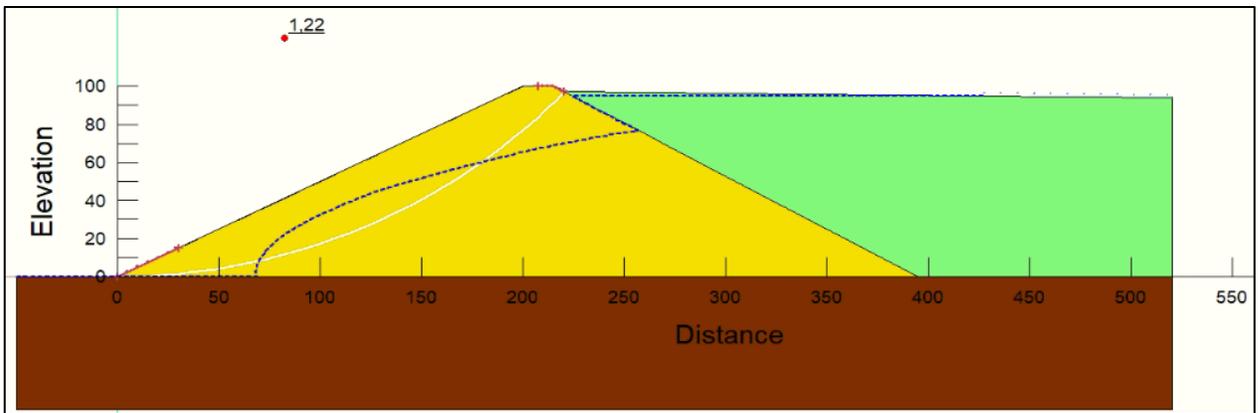


Figura A.3.2-48: Esquema de la falla global circular para el caso EG1NF4CS3.

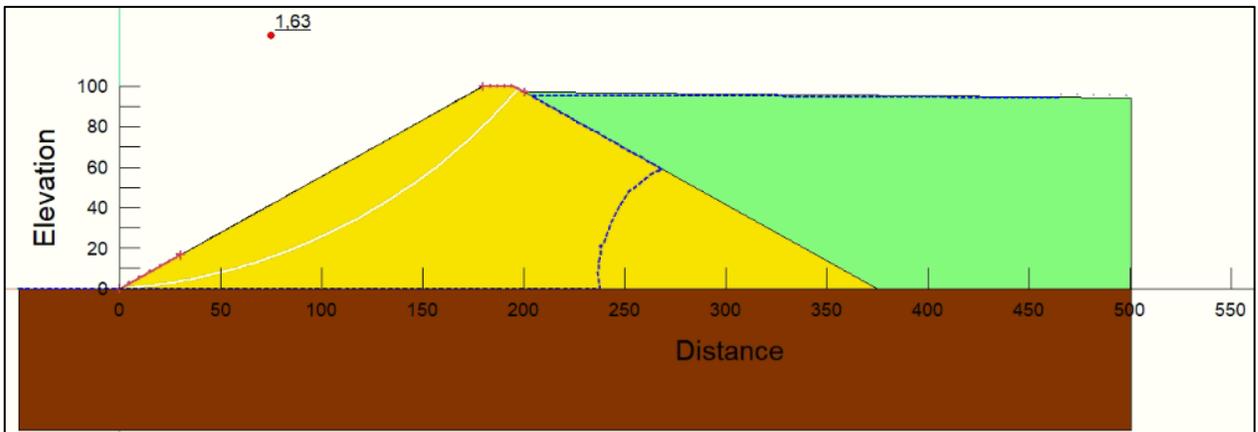


Figura A.3.2-49: Esquema de la falla global circular para el caso EG2NF1CS1.

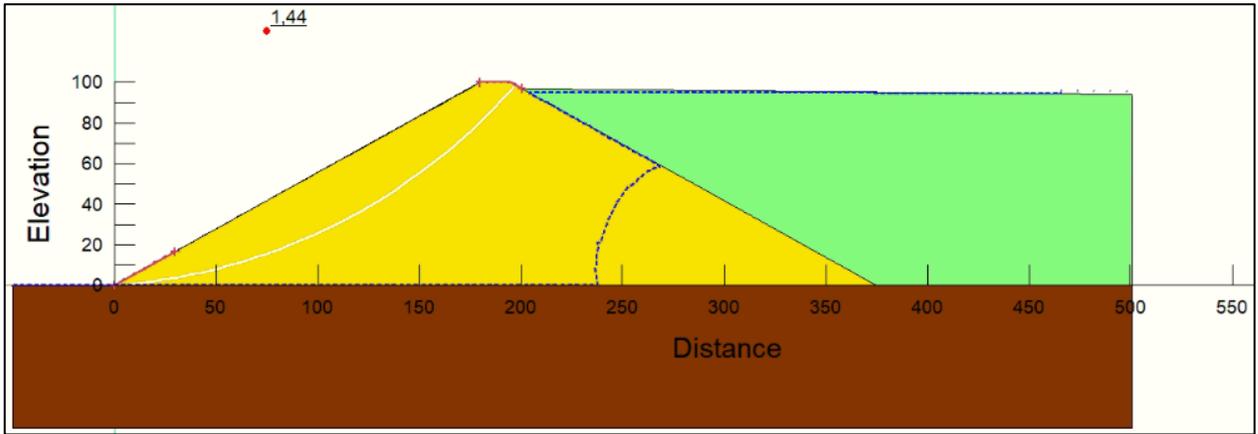


Figura A.3.2-50: Esquema de la falla global circular para el caso EG2NF1CS2.

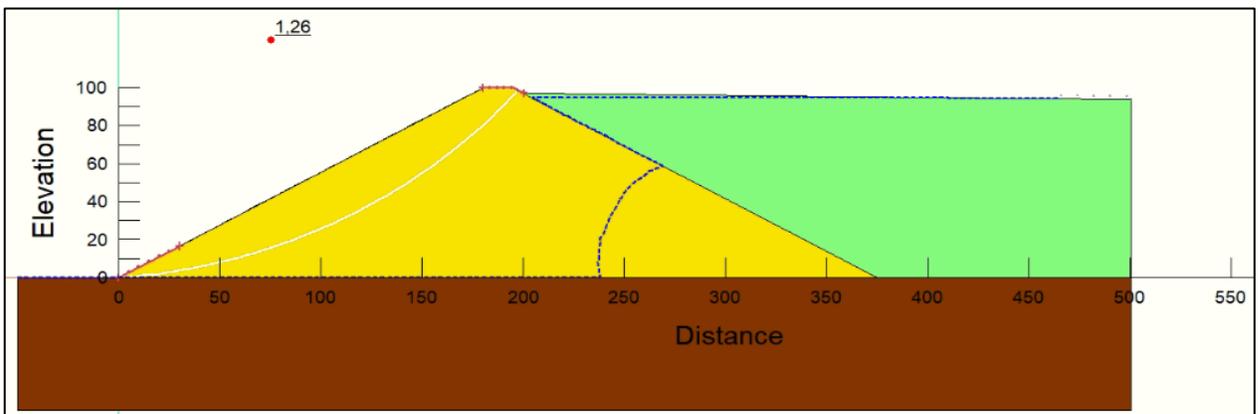


Figura A.3.2-51: Esquema de la falla global circular para el caso EG2NF1CS3.

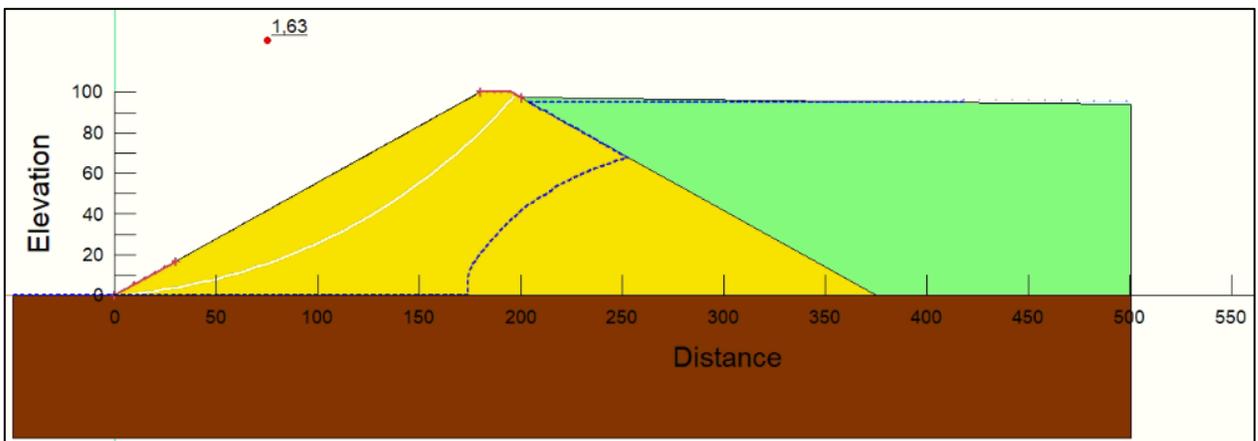


Figura A.3.2-52: Esquema de la falla global circular para el caso EG2NF2CS1.

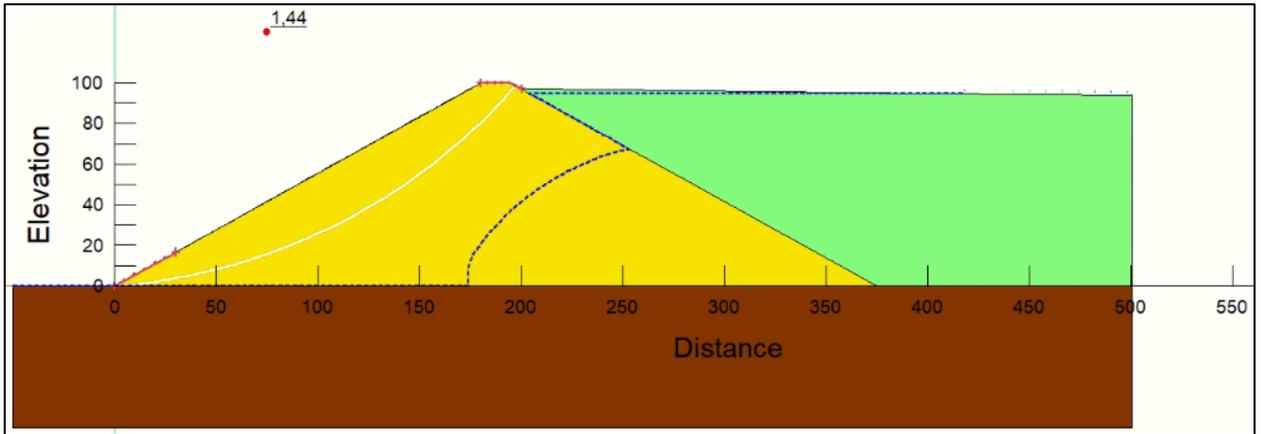


Figura A.3.2-53: Esquema de la falla global circular para el caso EG2NF2CS2.

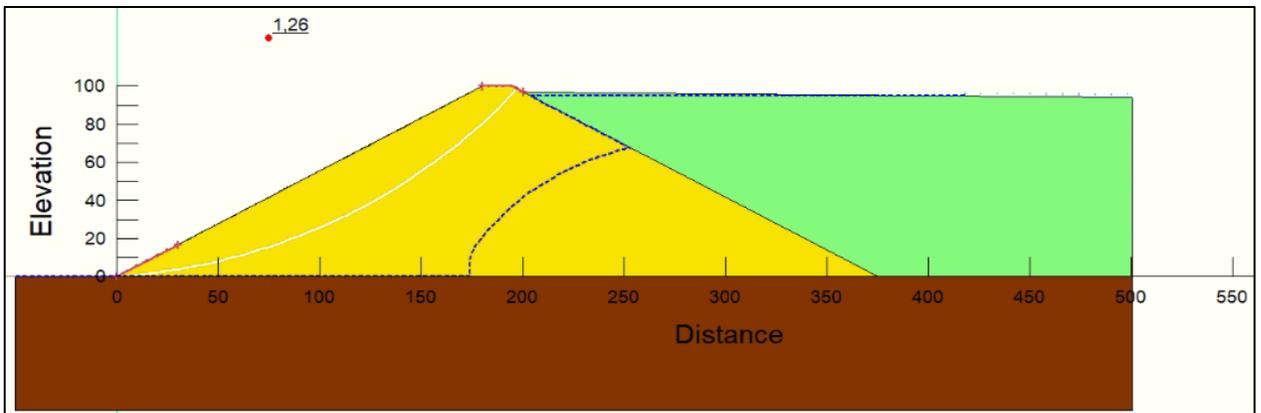


Figura A.3.2-54: Esquema de la falla global circular para el caso EG2NF2CS3.

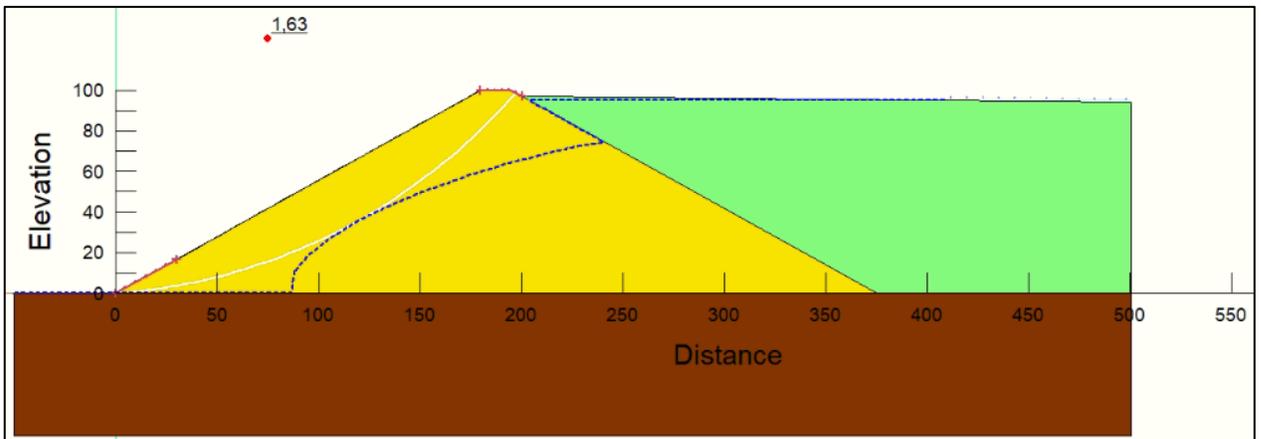


Figura A.3.2-55: Esquema de la falla global circular para el caso EG2NF3CS1.

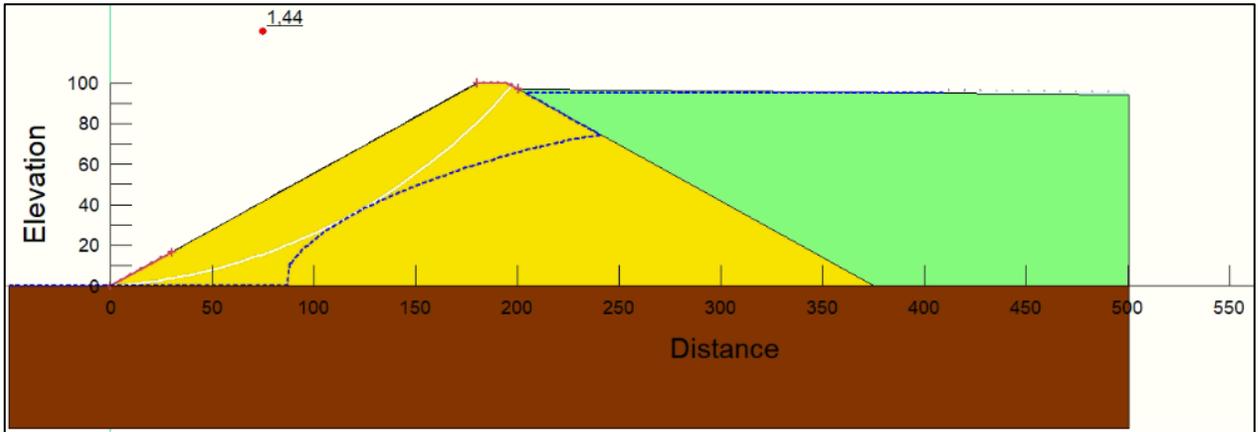


Figura A.3.2-56: Esquema de la falla global circular para el caso EG2NF3CS2.

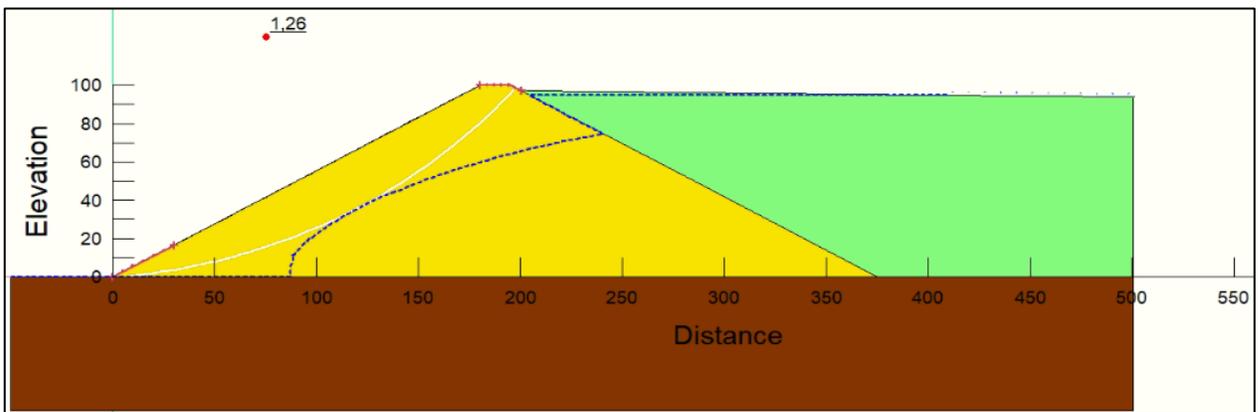


Figura A.3.2-57: Esquema de la falla global circular para el caso EG2NF3CS3.

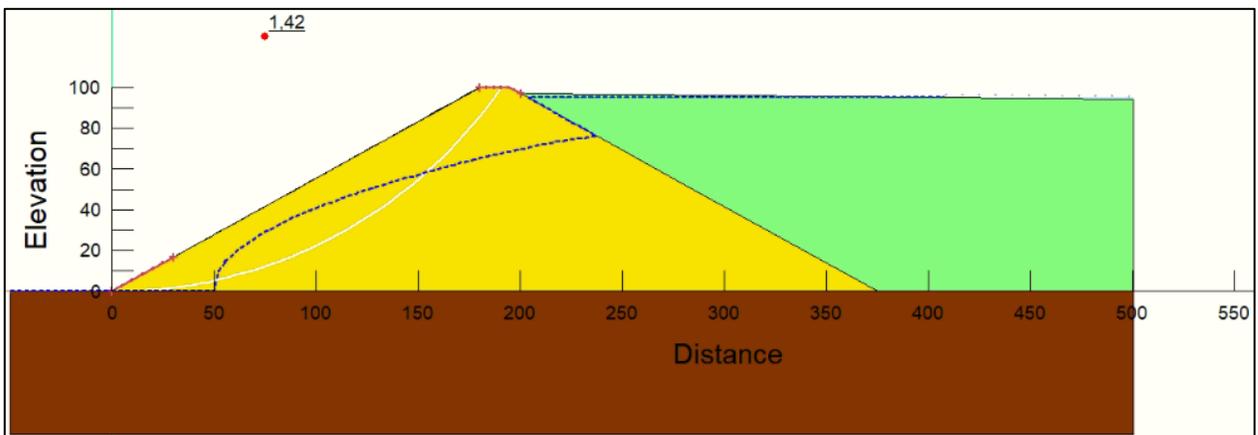


Figura A.3.2-58: Esquema de la falla global circular para el caso EG2NF4CS1.

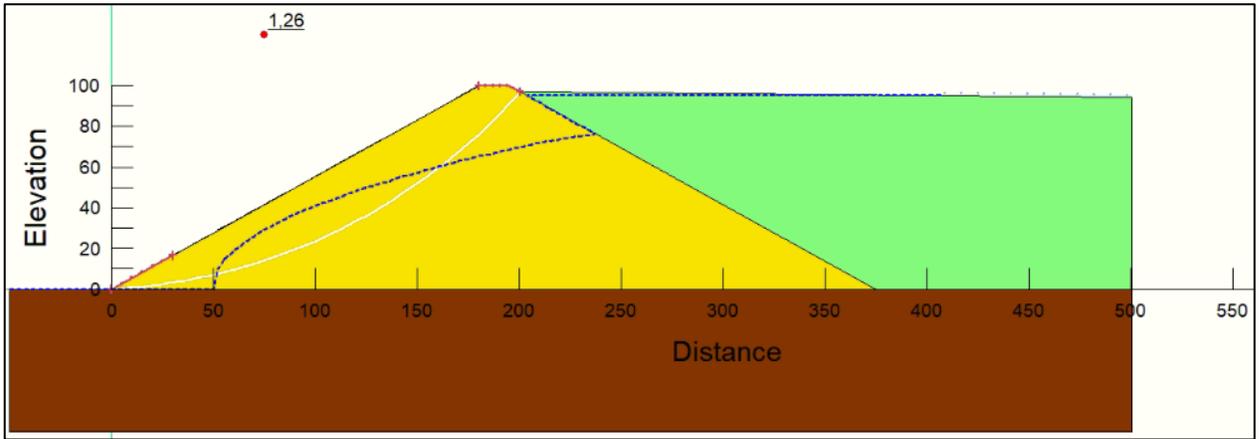


Figura A.3.2-59: Esquema de la falla global circular para el caso EG2NF4CS2.

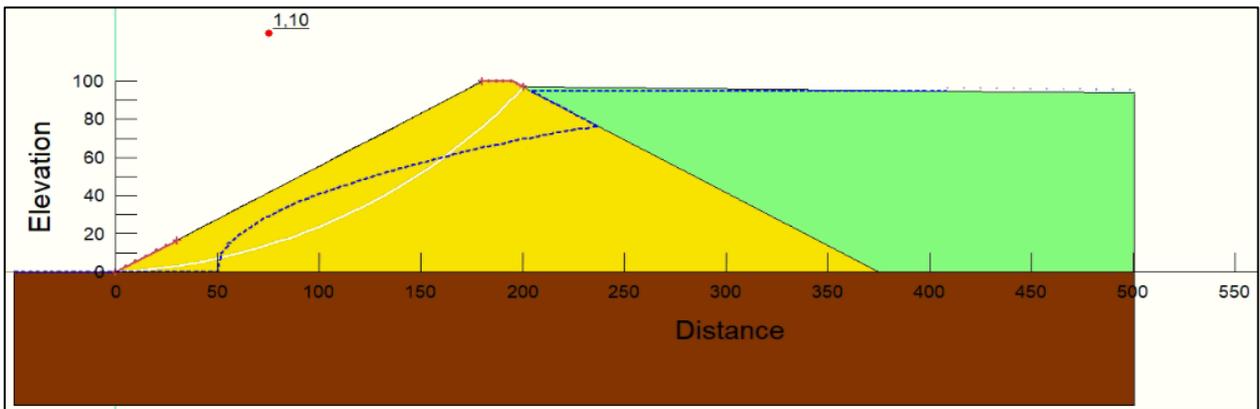


Figura A.3.2-60: Esquema de la falla global circular para el caso EG2NF4CS3.

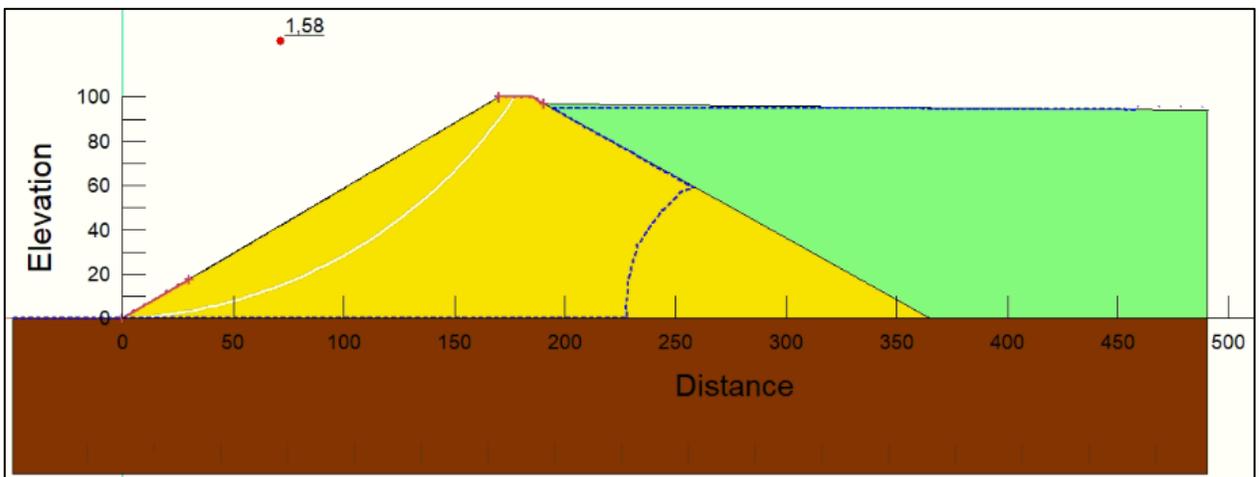


Figura A.3.2-61: Esquema de la falla global circular para el caso EG3NF1CS1.

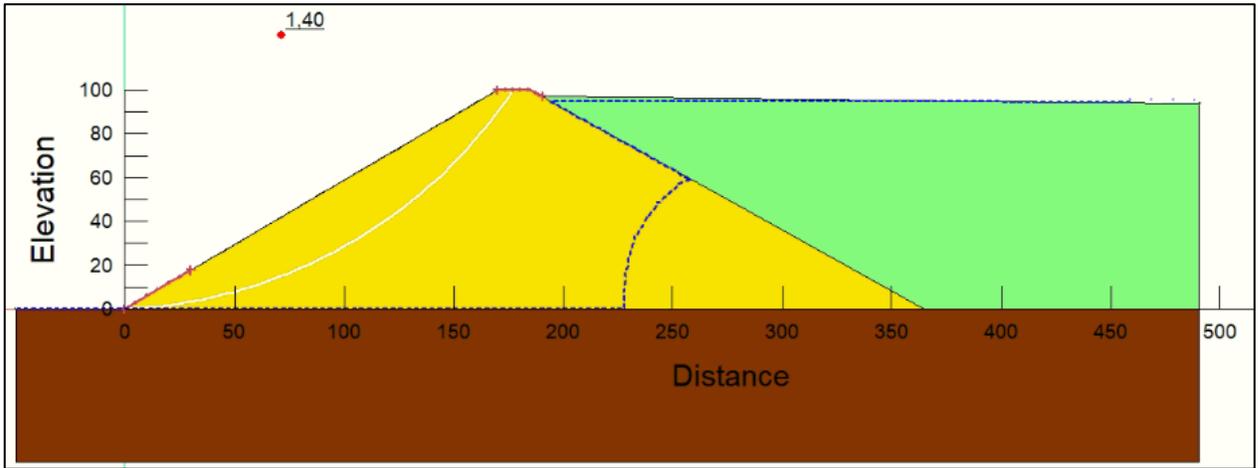


Figura A.3.2-62: Esquema de la falla global circular para el caso EG3NF1CS2.

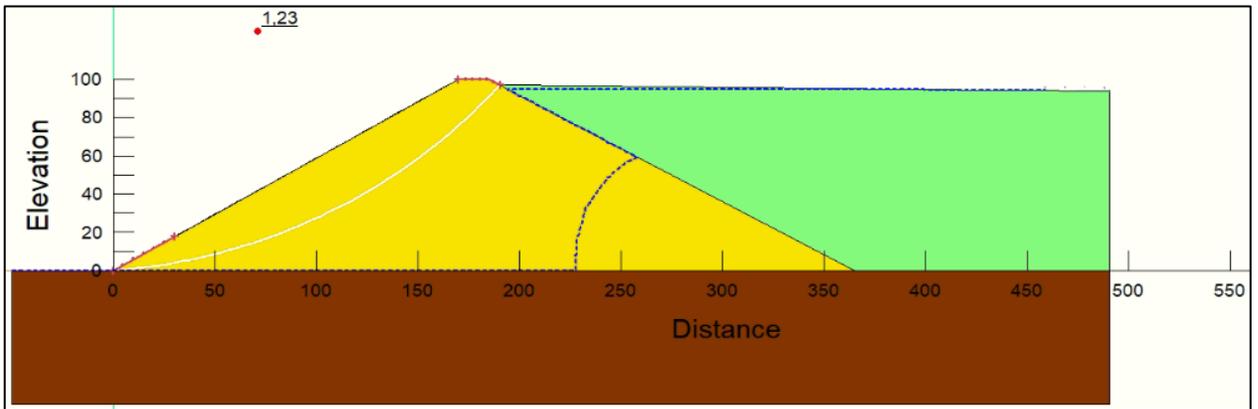


Figura A.3.2-63: Esquema de la falla global circular para el caso EG3NF1CS3.

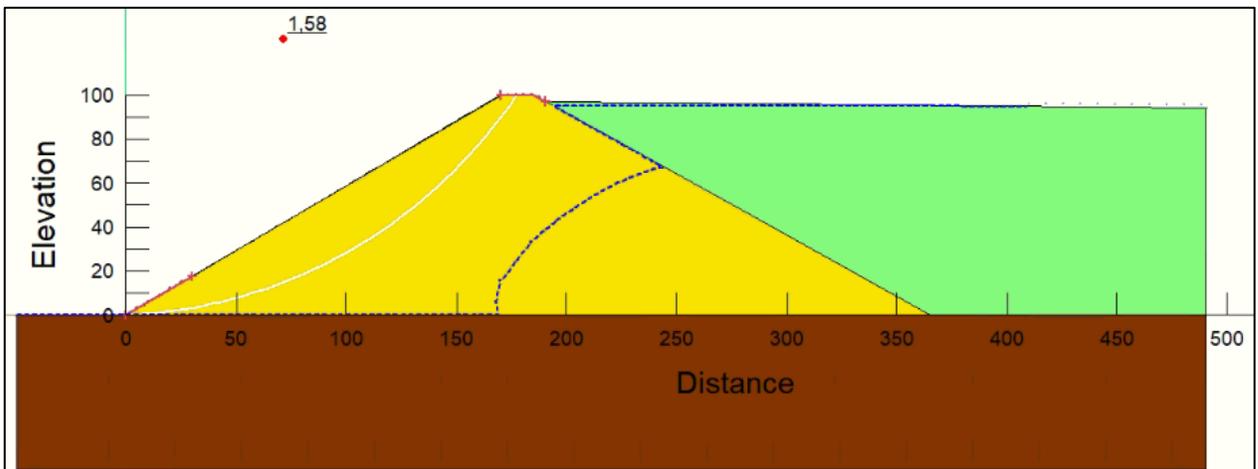


Figura A.3.2-64: Esquema de la falla global circular para el caso EG3NF2CS1.

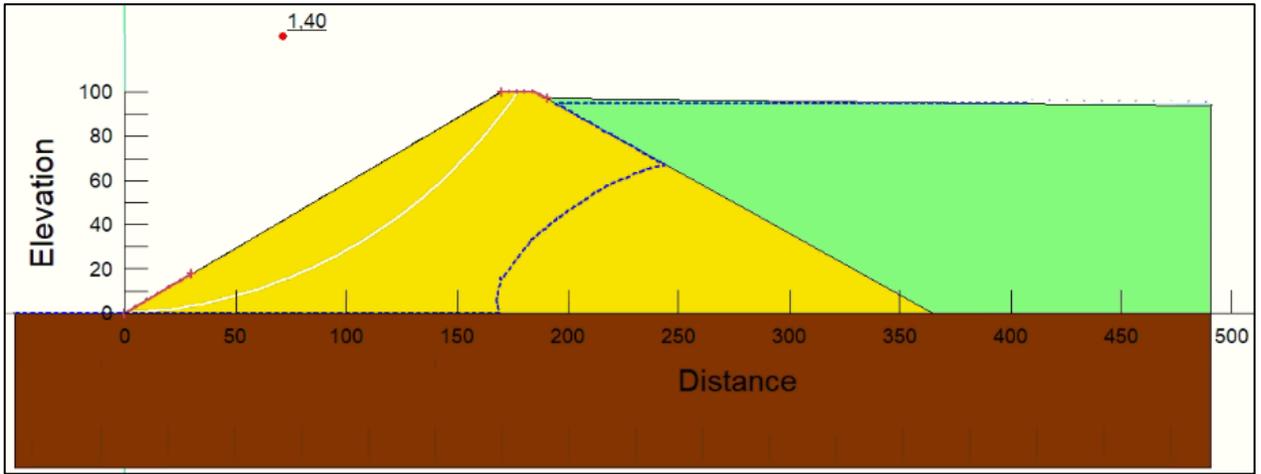


Figura A.3.2-65: Esquema de la falla global circular para el caso EG3NF2CS2.

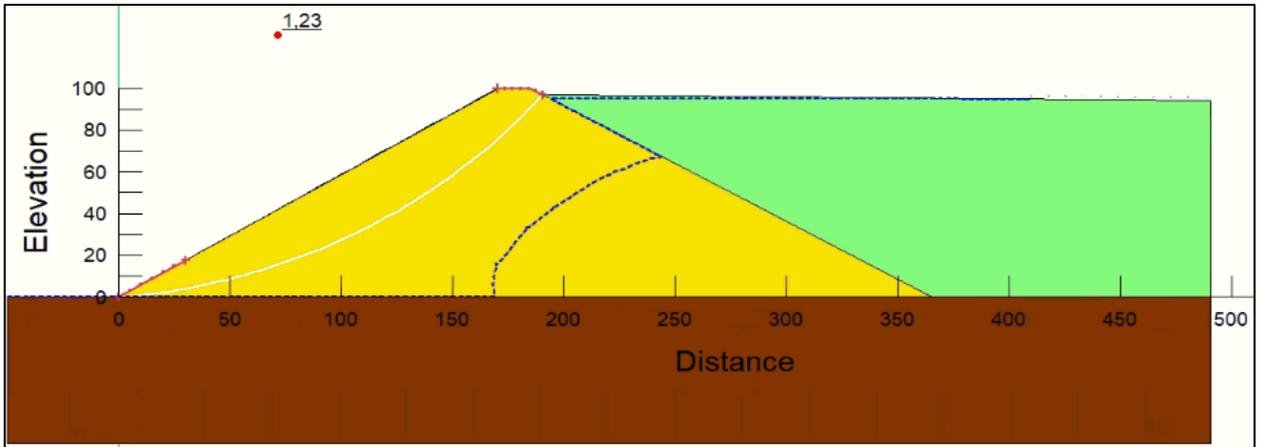


Figura A.3.2-66: Esquema de la falla global circular para el caso EG3NF2CS3.

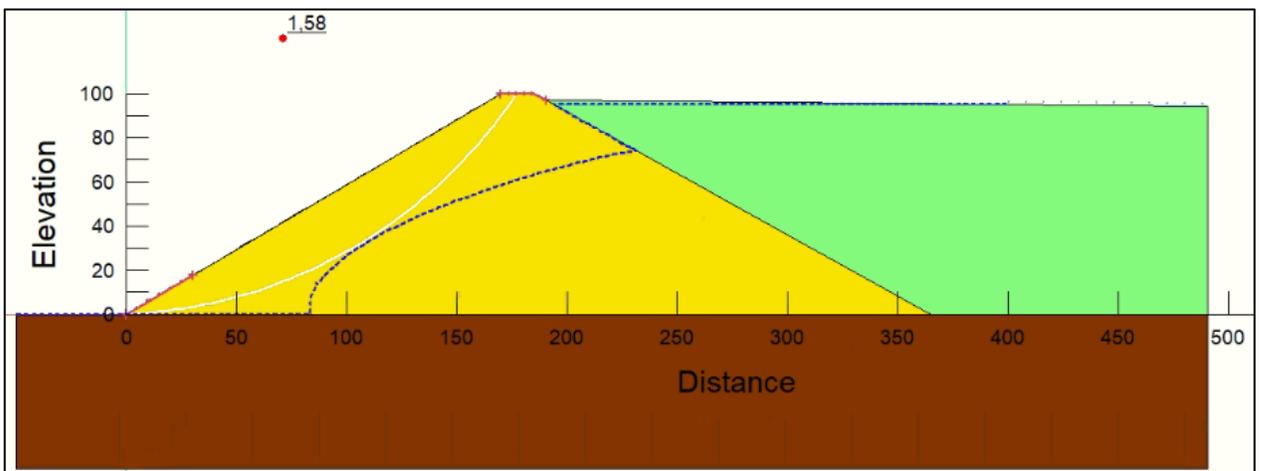


Figura A.3.2-67: Esquema de la falla global circular para el caso EG3NF3CS1.

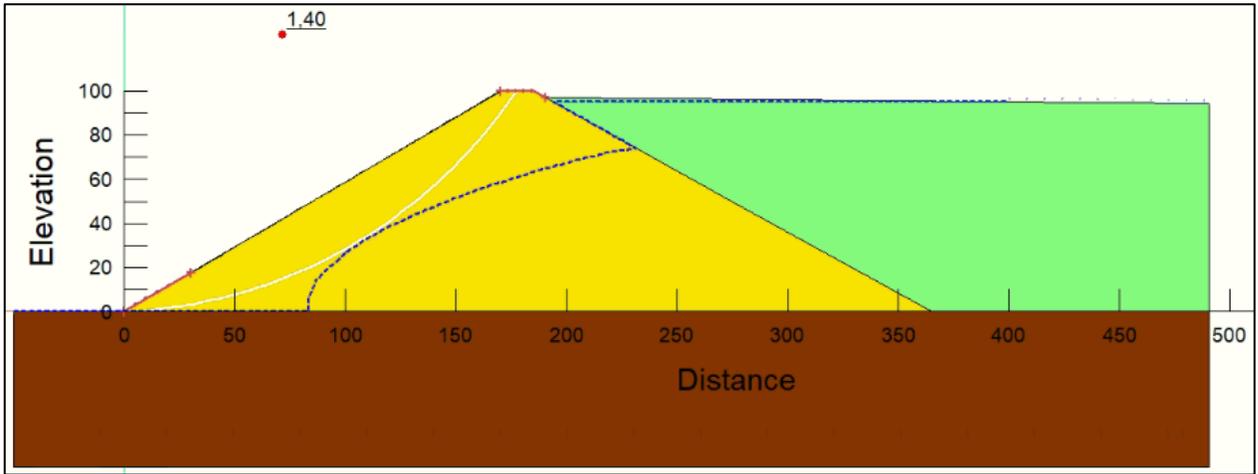


Figura A.3.2-68: Esquema de la falla global circular para el caso EG3NF3CS2.

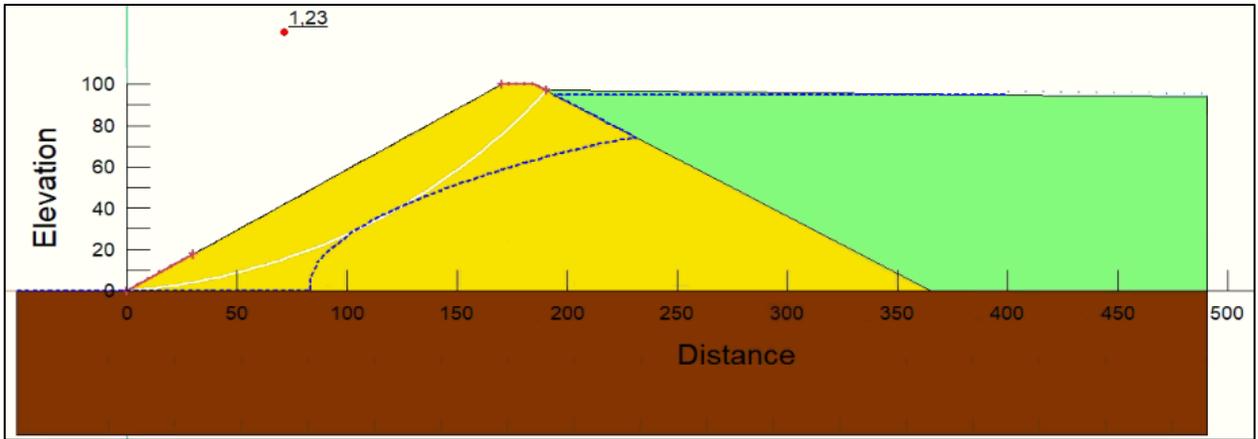


Figura A.3.2-69: Esquema de la falla global circular para el caso EG3NF3CS3.

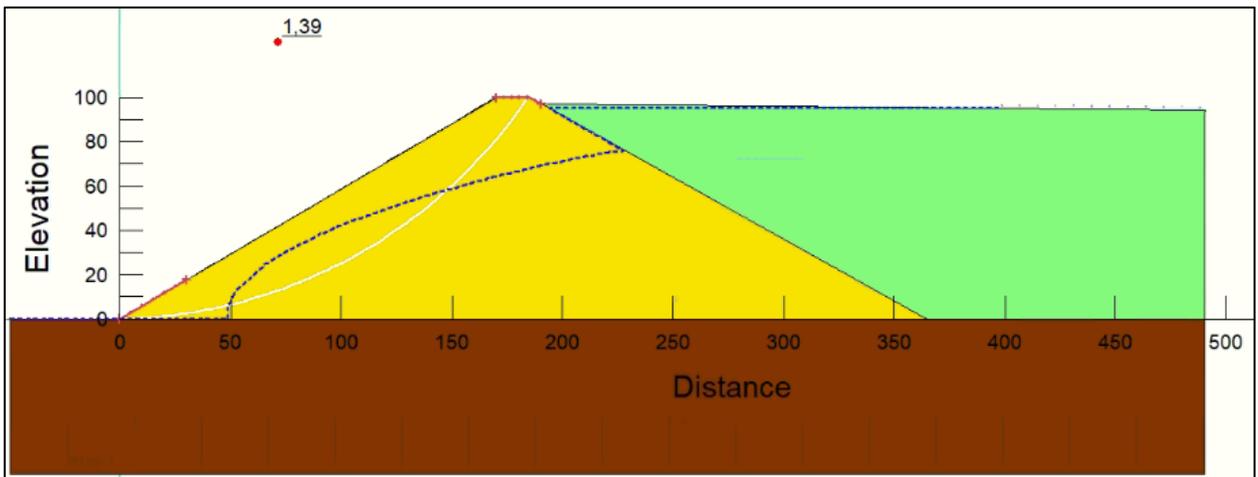


Figura A.3.2-70: Esquema de la falla global circular para el caso EG3NF4CS1.

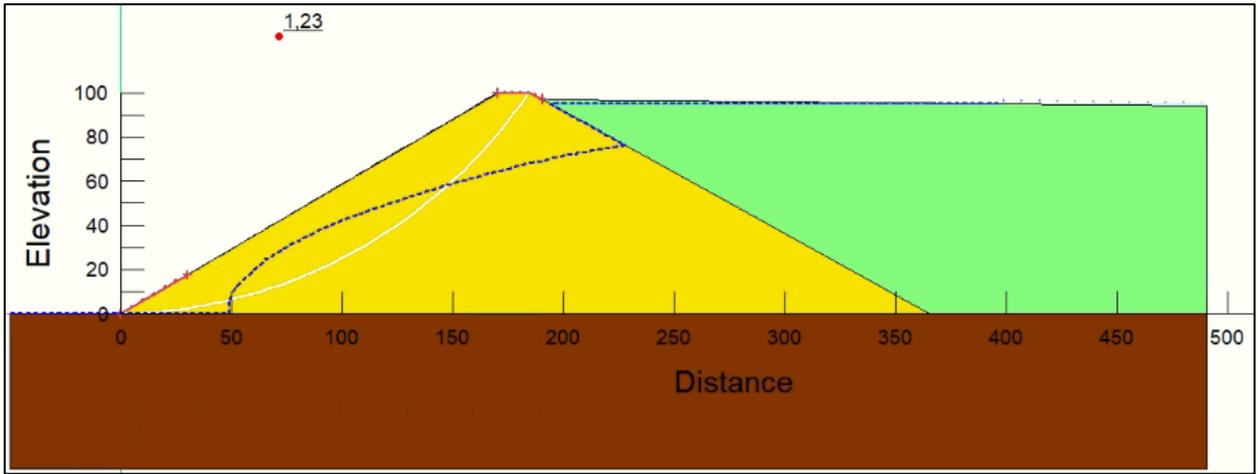


Figura A.3.2-71: Esquema de la falla global circular para el caso EG3NF4CS2.

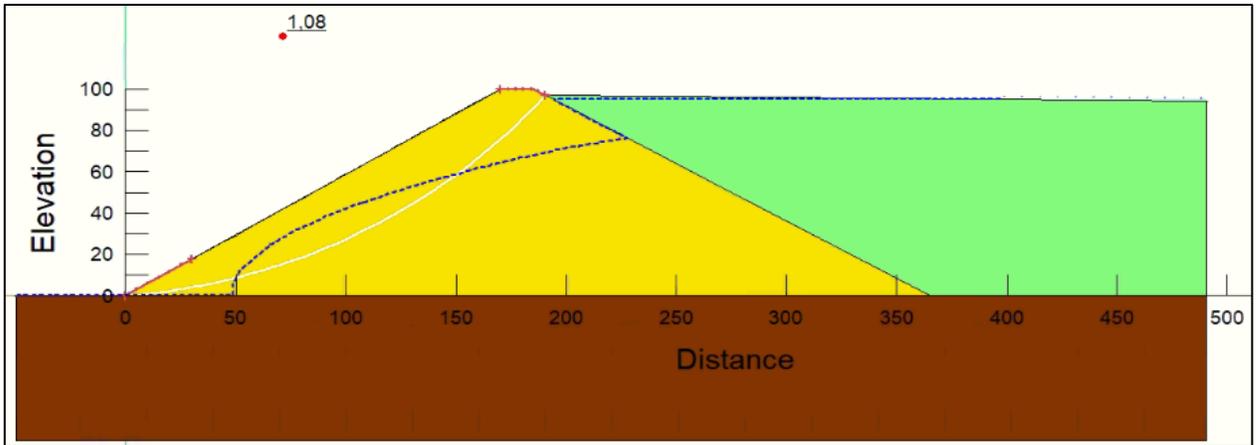


Figura A.3.2-72: Esquema de la falla global circular para el caso EG3NF4CS3.

A.3.3. Falla Superficial Circular

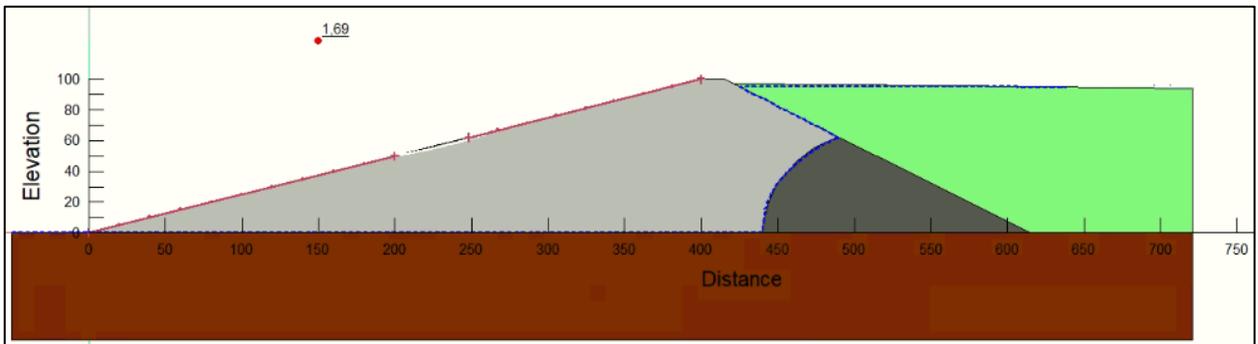


Figura A.3.3-1: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG1NF1CS1.

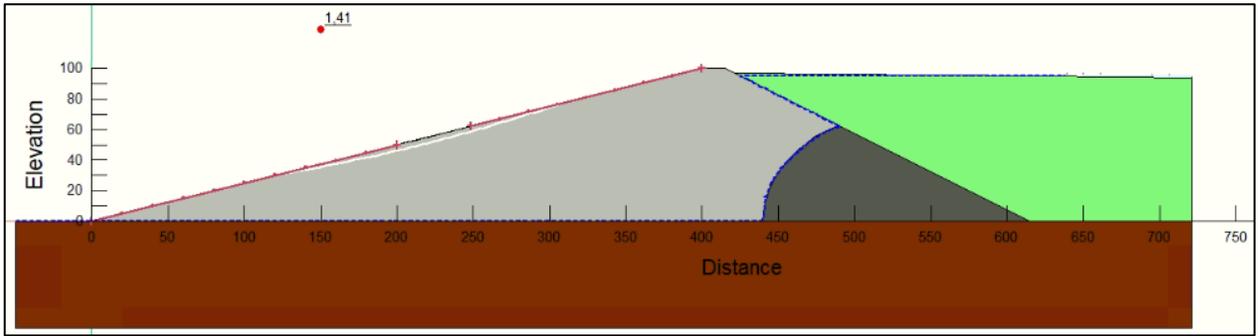


Figura A.3.3-2: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG1NF1CS2.

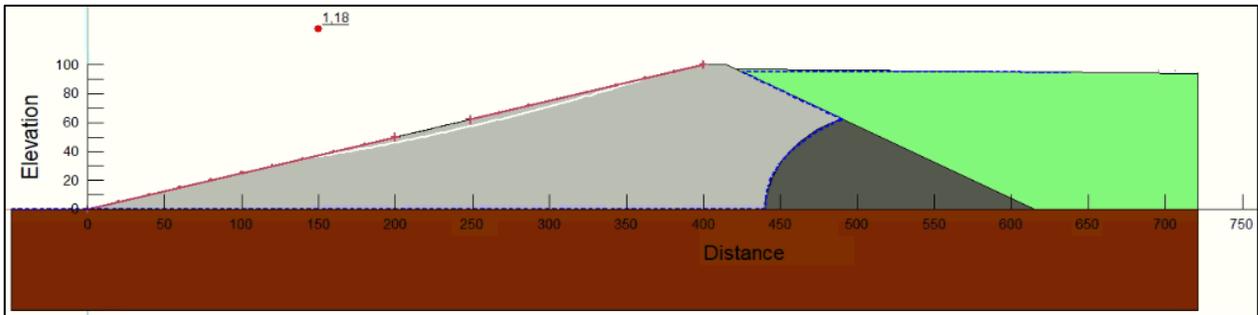


Figura A.3.3-3: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG1NF1CS3.

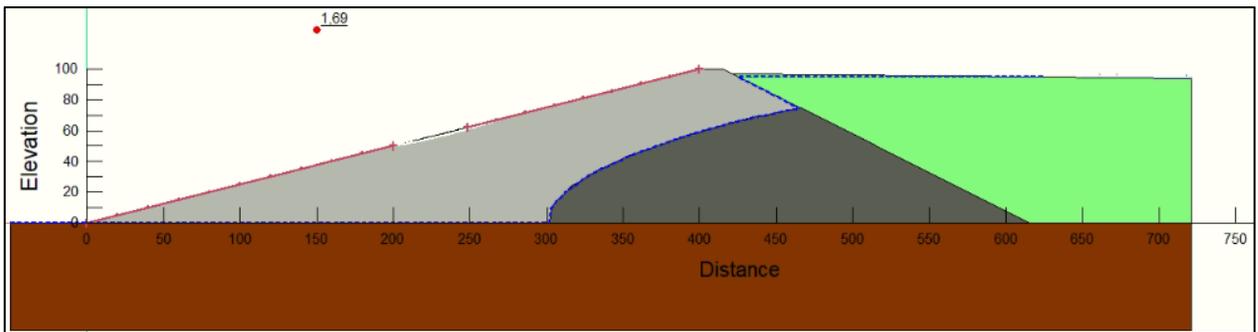


Figura A.3.3-4: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG1NF2CS1.

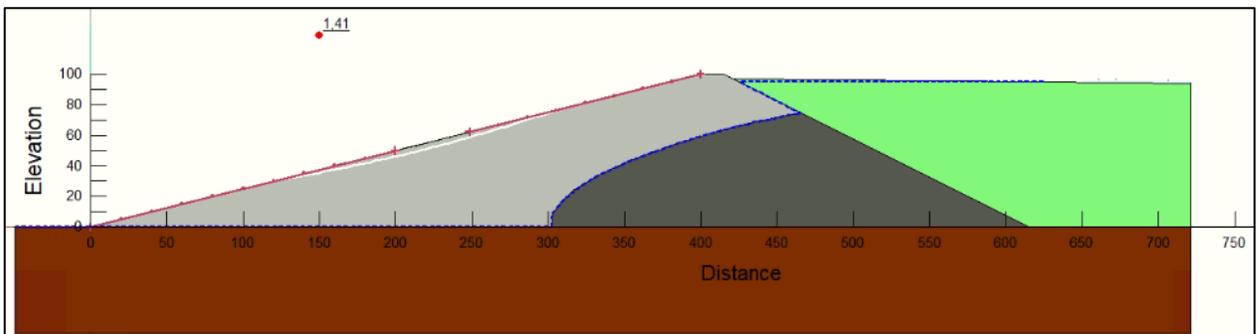


Figura A.3.3-5: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG1NF2CS2.

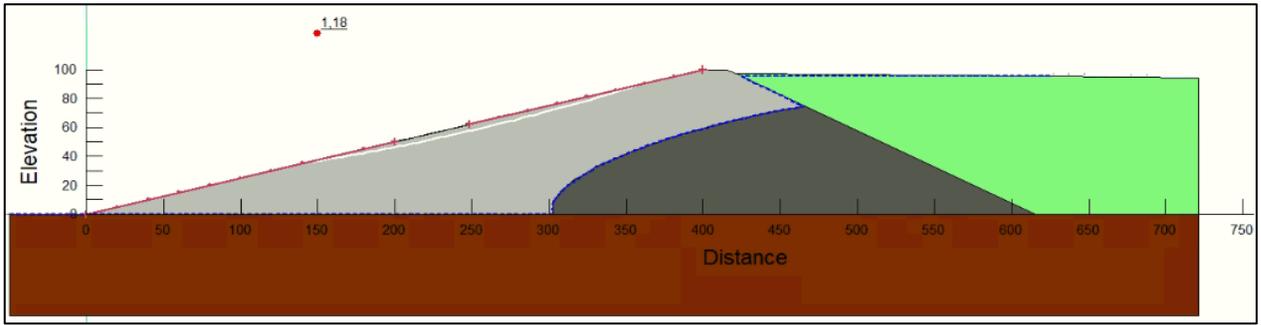


Figura A.3.3-6: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG1NF2CS3.

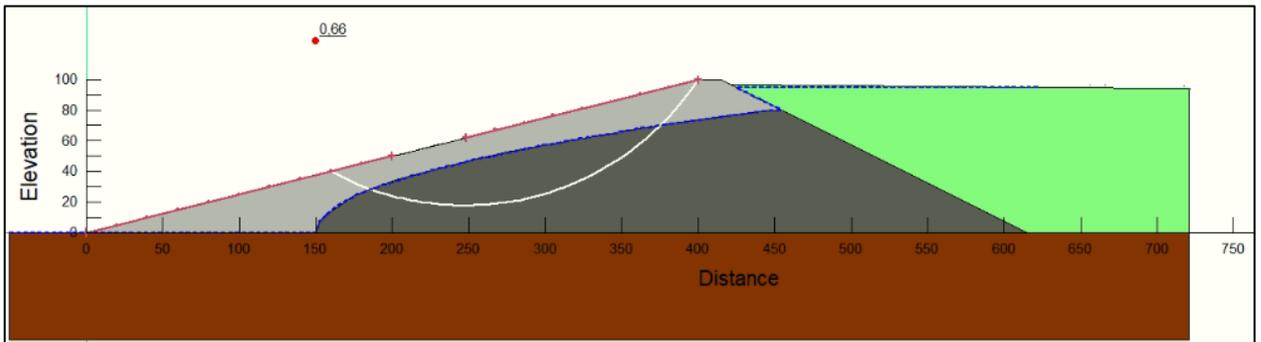


Figura A.3.3-7: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG1NF3CS1.

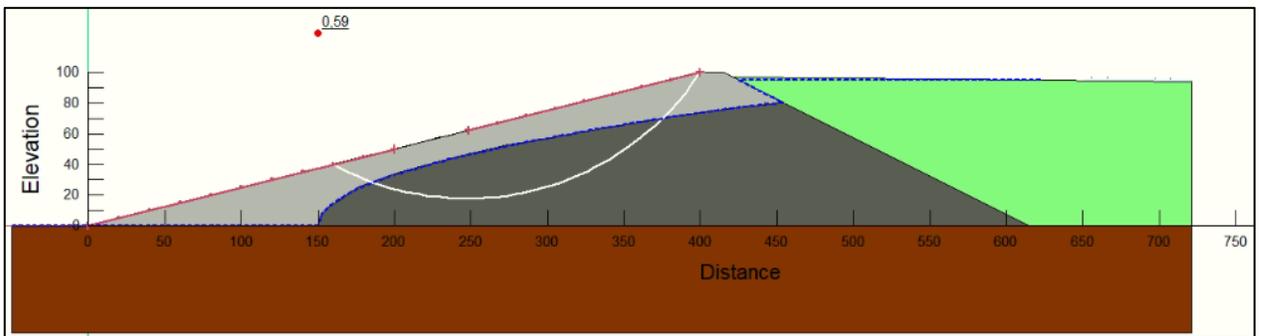


Figura A.3.3-8: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG1NF3CS2.

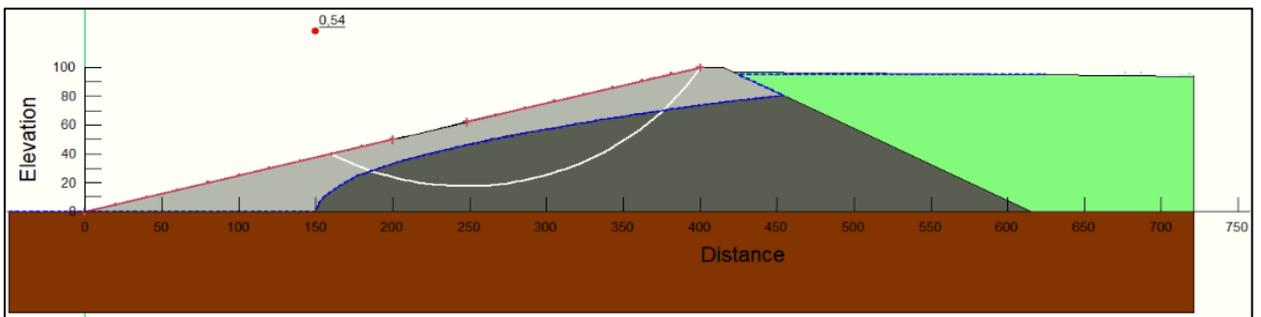


Figura A.3.3-9: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG1NF3CS3.

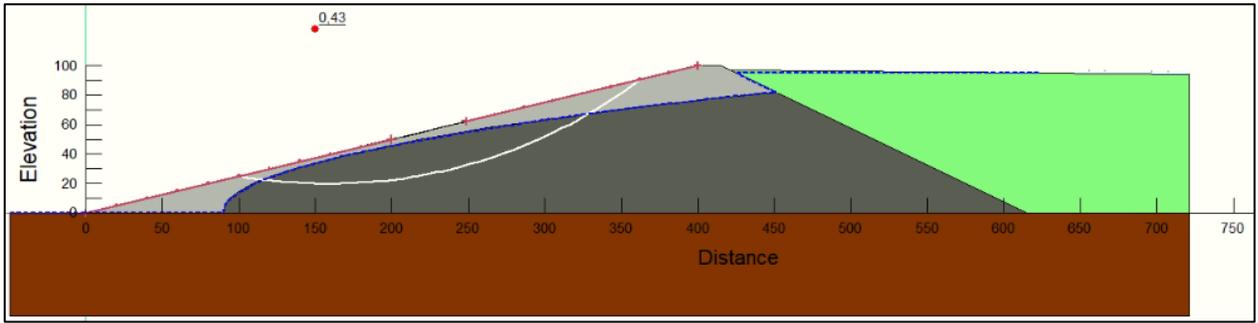


Figura A.3.3-10: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG1NF4CS1.

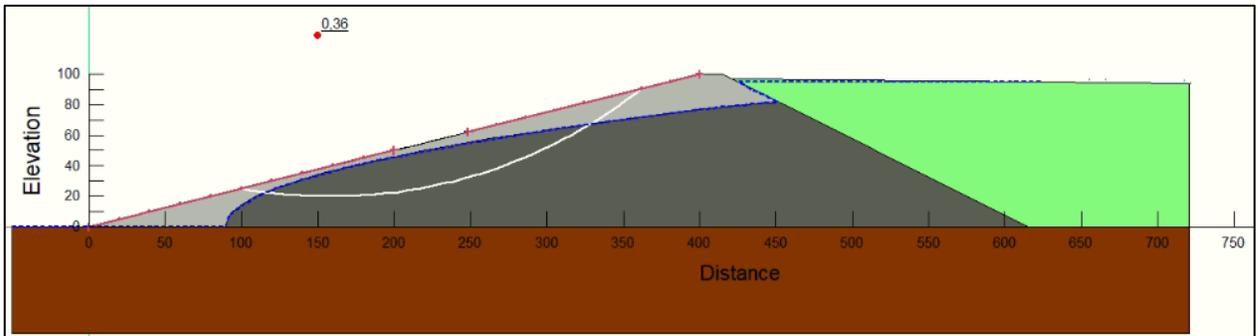


Figura A.3.3-11: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG1NF4CS2.

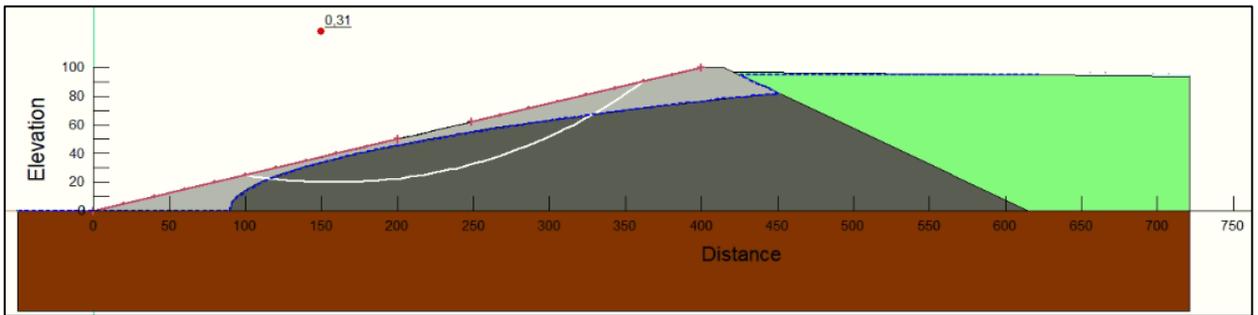


Figura A.3.3-12: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG1NF4CS3.

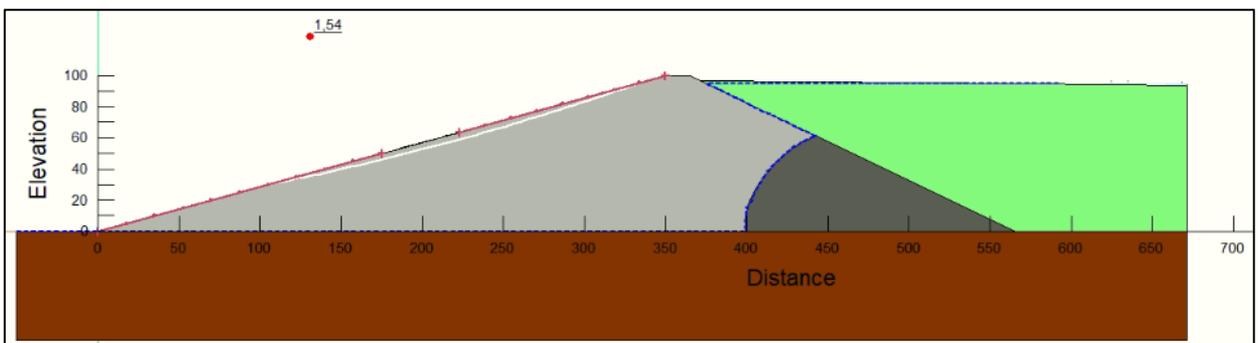


Figura A.3.3-13: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG2NF1CS1.

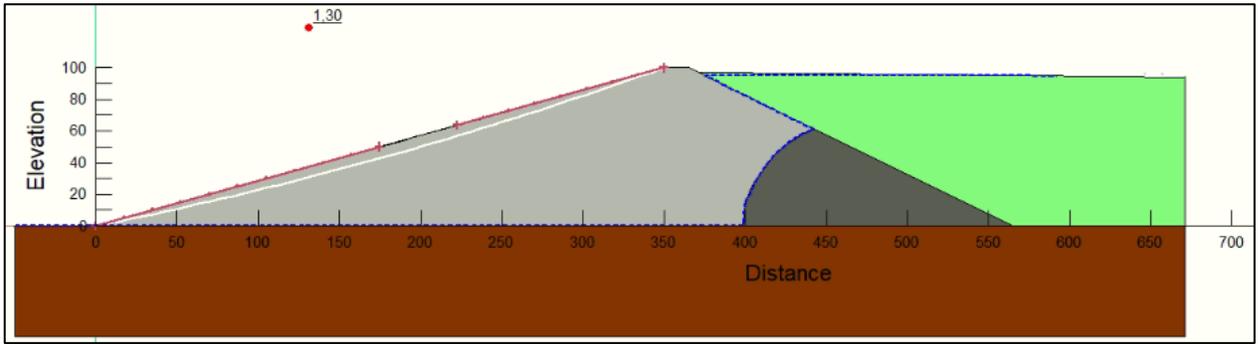


Figura A.3.3-14: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG2NF1CS2.

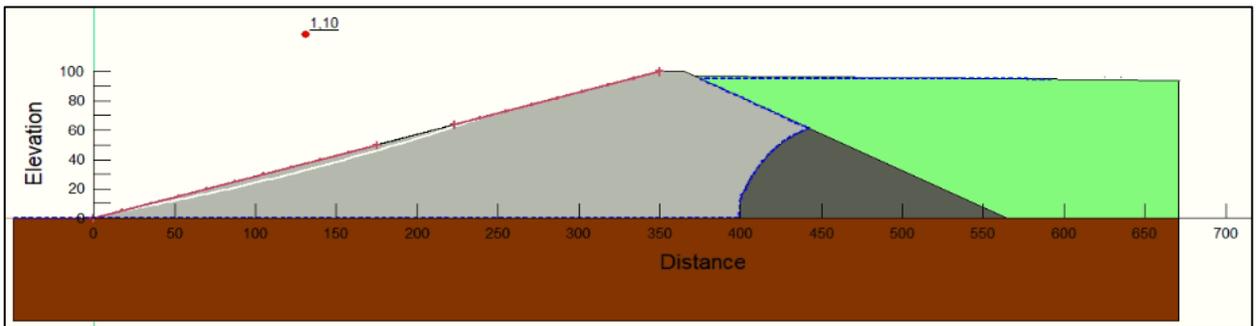


Figura A.3.3-15: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG2NF1CS3.

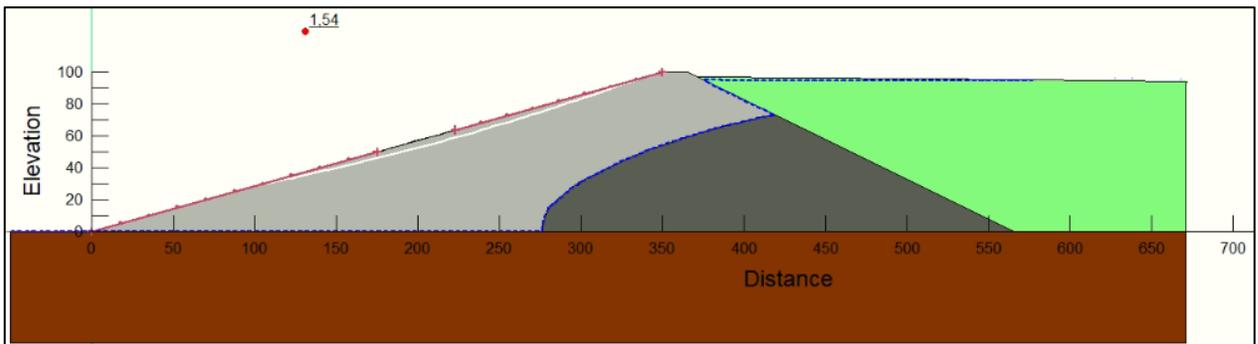


Figura A.3.3-16: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG2NF2CS1.

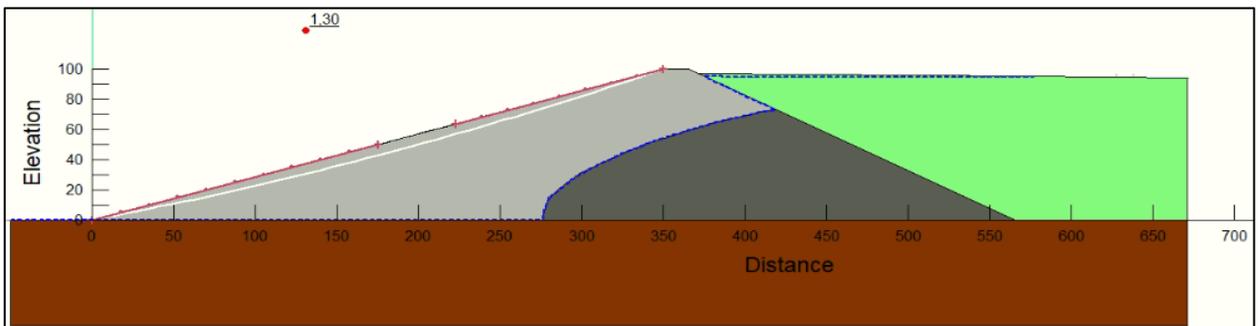


Figura A.3.3-17: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG2NF2CS2.

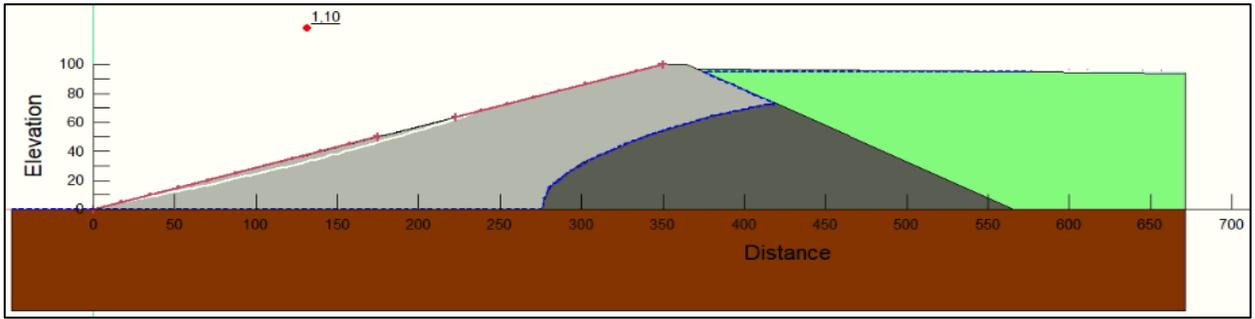


Figura A.3.3-18: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG2NF2CS3.

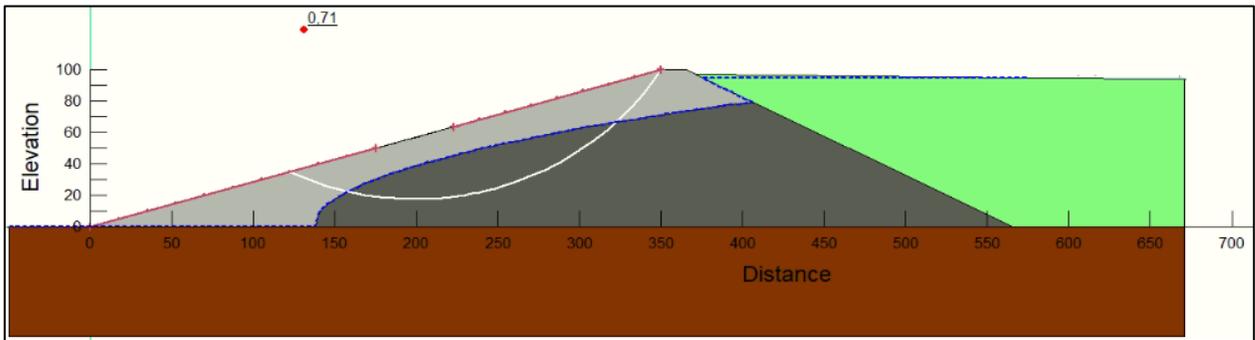


Figura A.3.3-19: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG2NF3CS1.

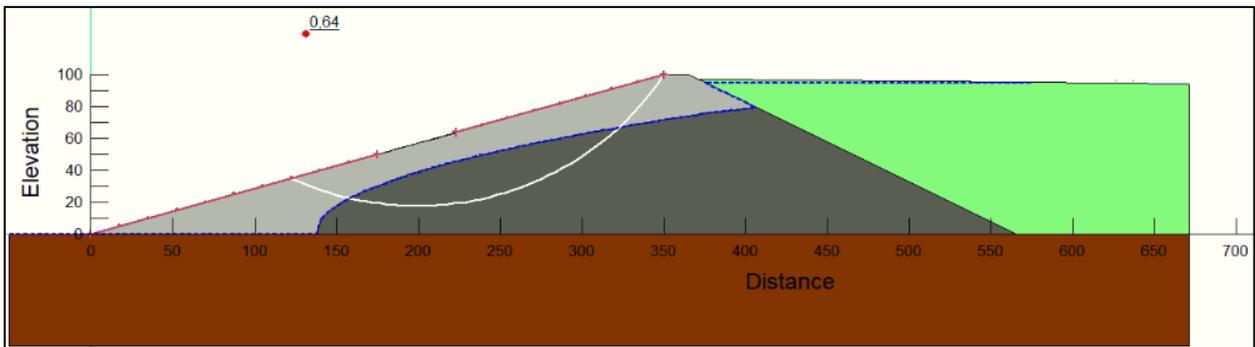


Figura A.3.3-20: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG2NF3CS2.

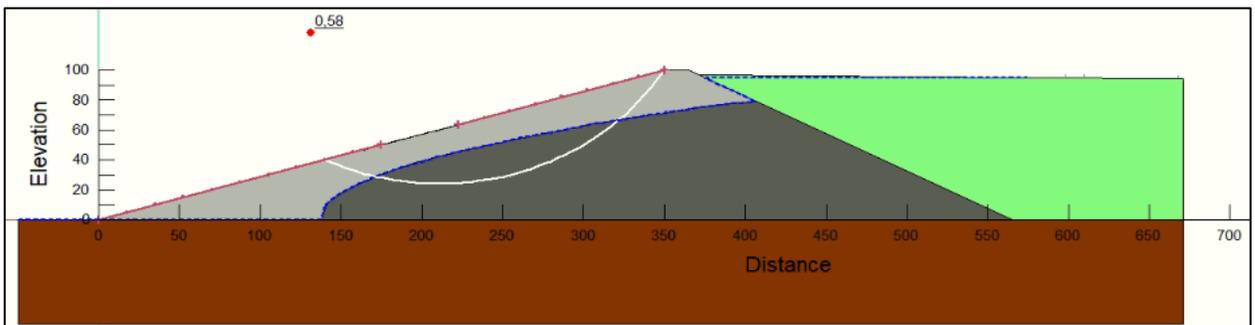


Figura A.3.3-21: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG2NF3CS3.

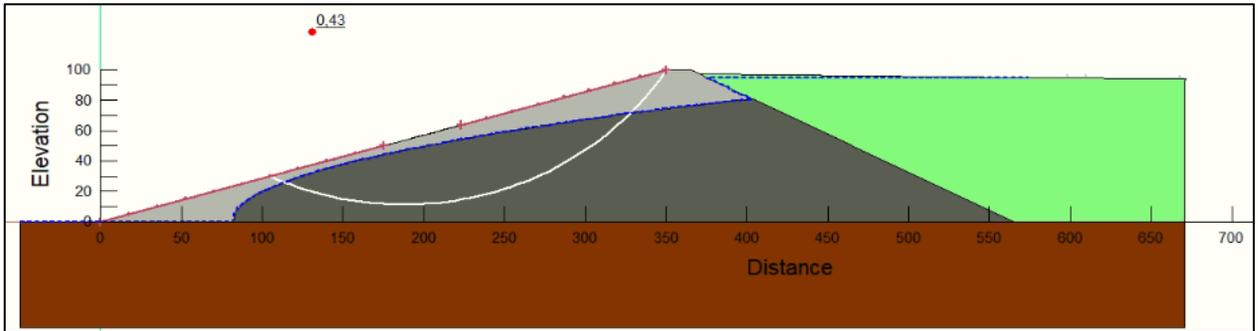


Figura A.3.3-22: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG2NF4CS1.

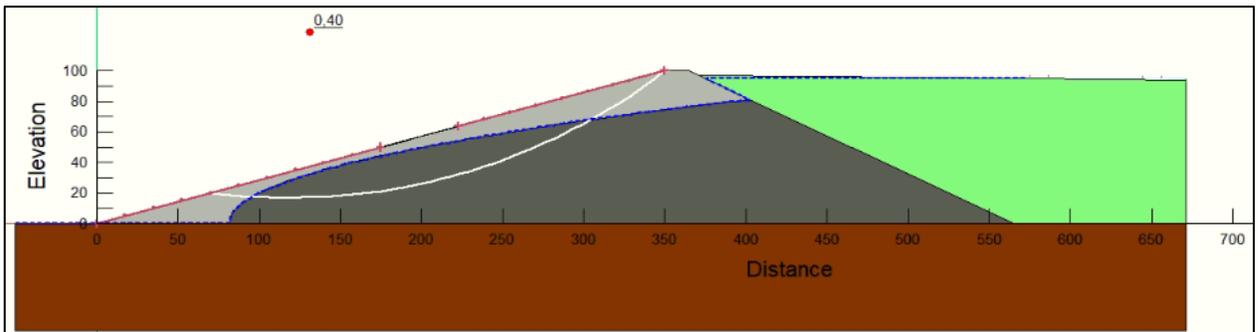


Figura A.3.3-23: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG2NF4CS2.

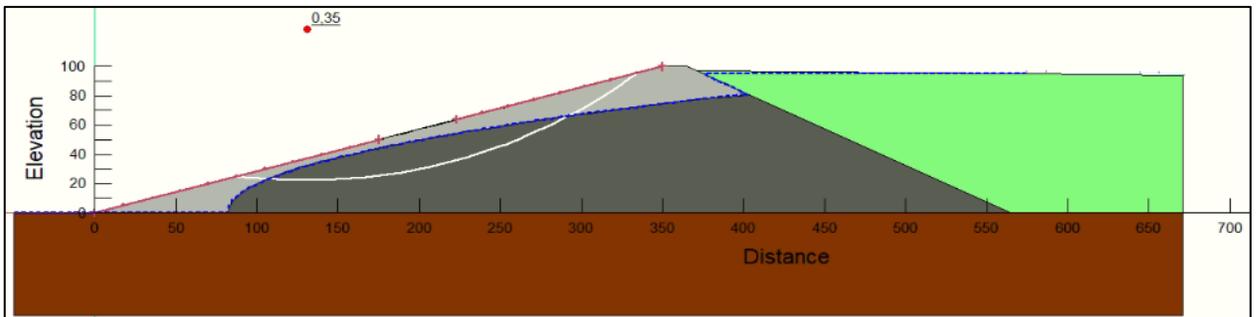


Figura A.3.3-24: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG2NF4CS3.

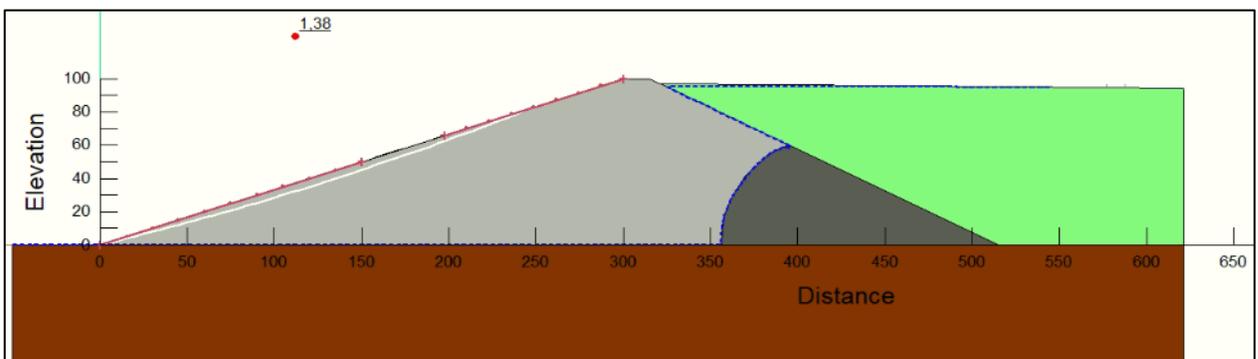


Figura A.3.3-25: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG3NF1CS1.

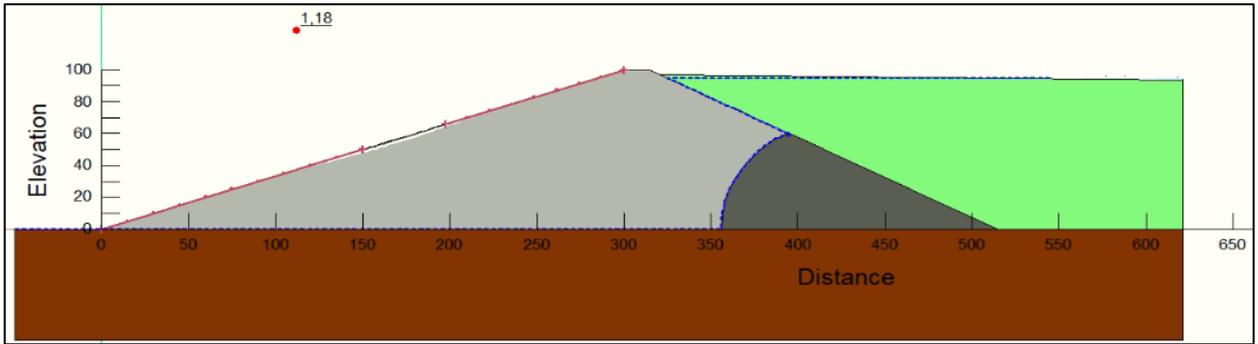


Figura A.3.3-26: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG3NF1CS2.

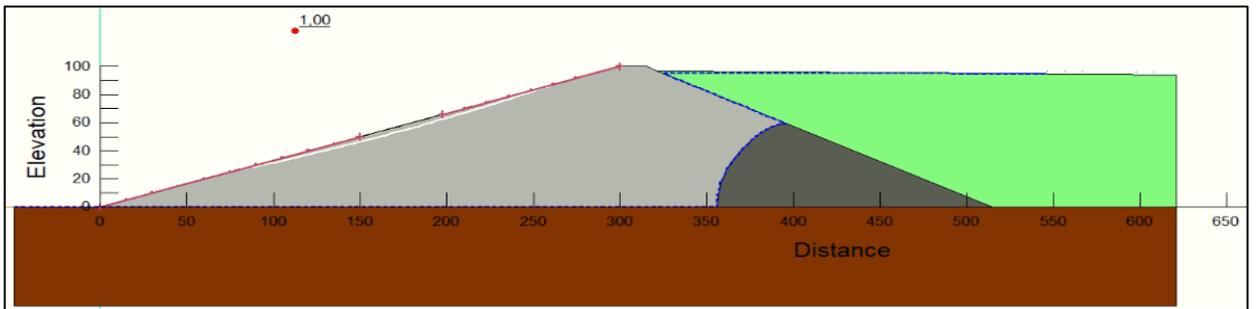


Figura A.3.3-27: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG3NF1CS3.

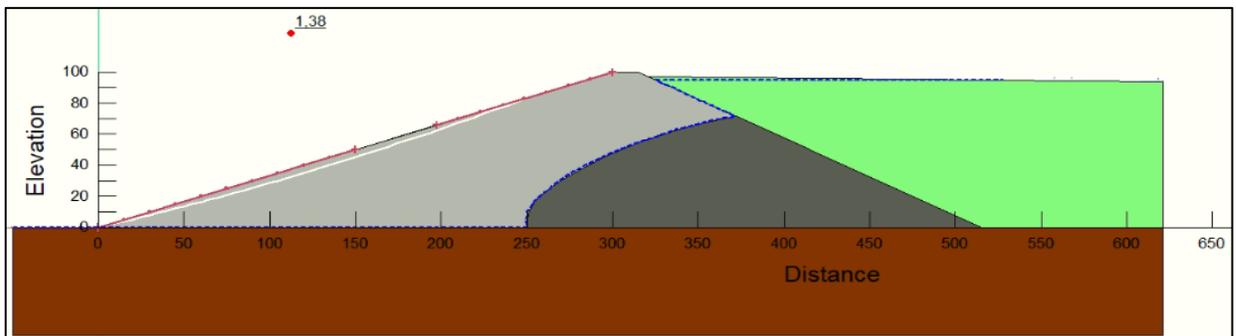


Figura A.3.3-28: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG3NF2CS1.

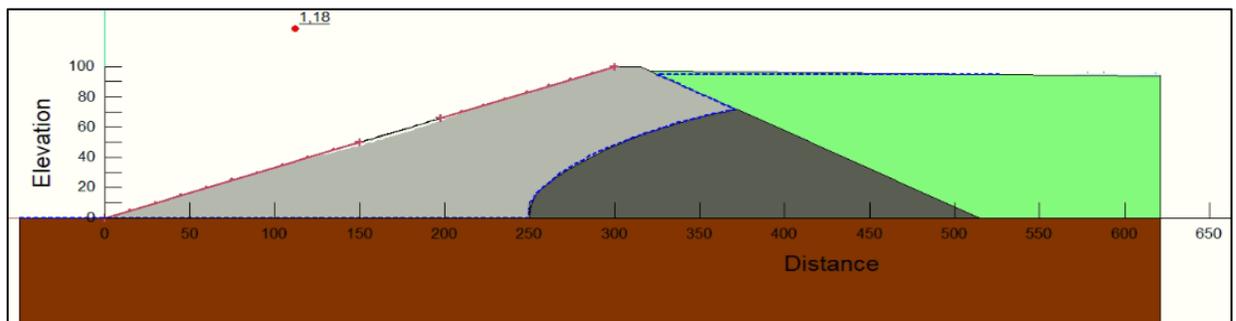


Figura A.3.3-29: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG3NF2CS2.

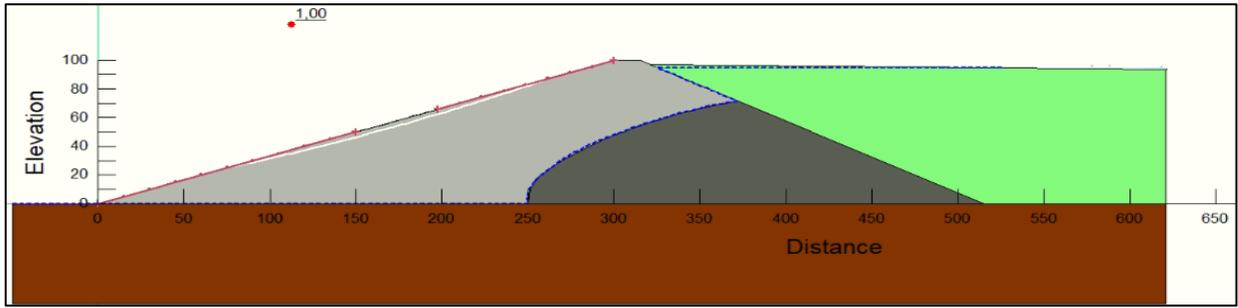


Figura A.3.3-30: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG3NF2CS3.

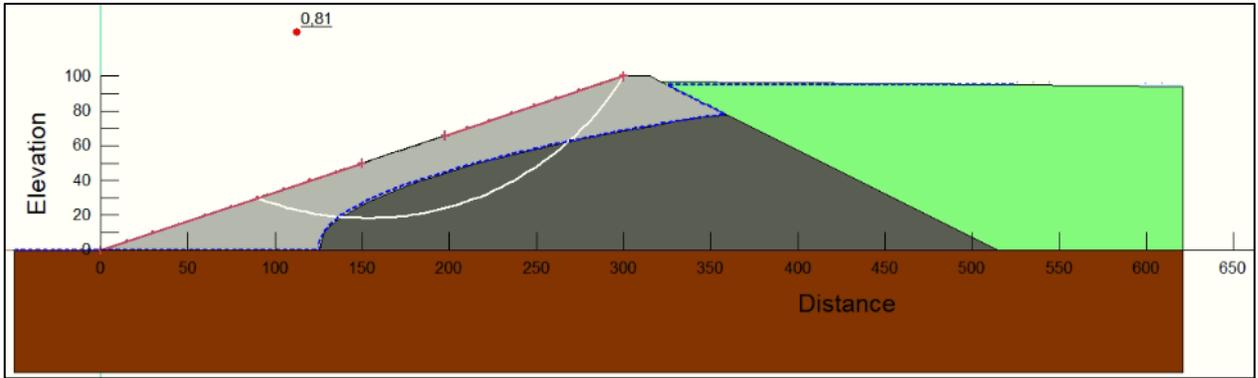


Figura A.3.3-31: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG3NF3CS1.

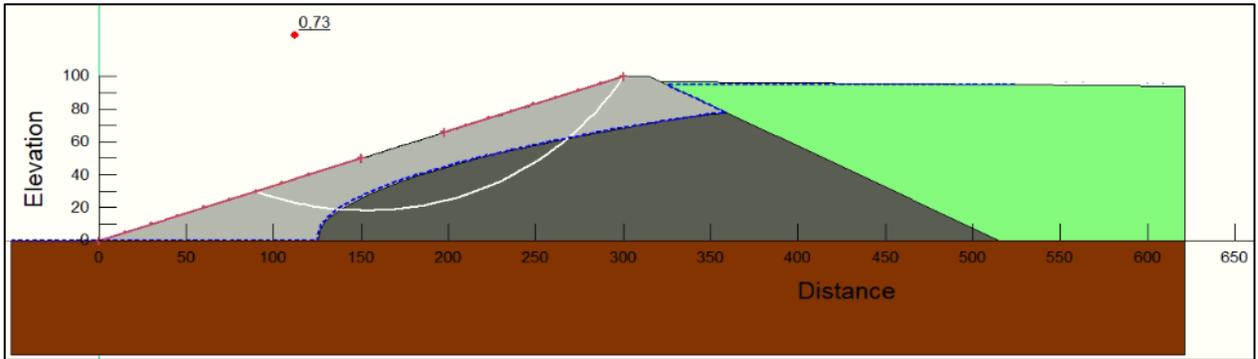


Figura A.3.3-32: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG3NF3CS2.

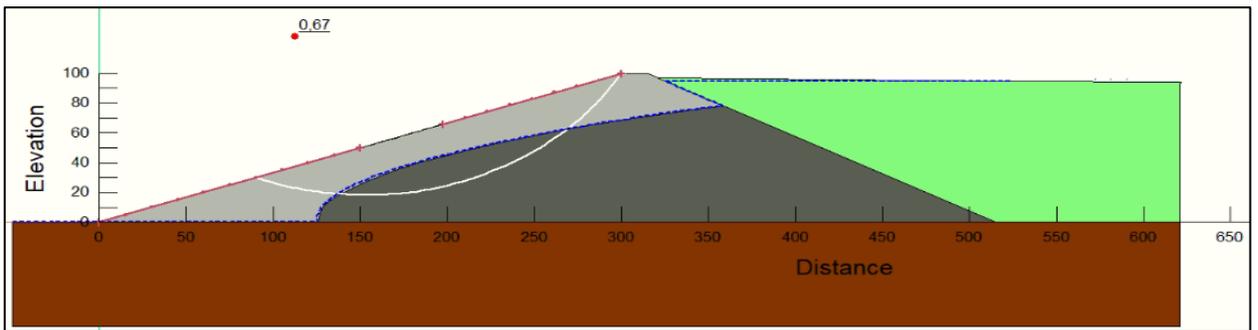


Figura A.3.3-33: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG3NF3CS3.

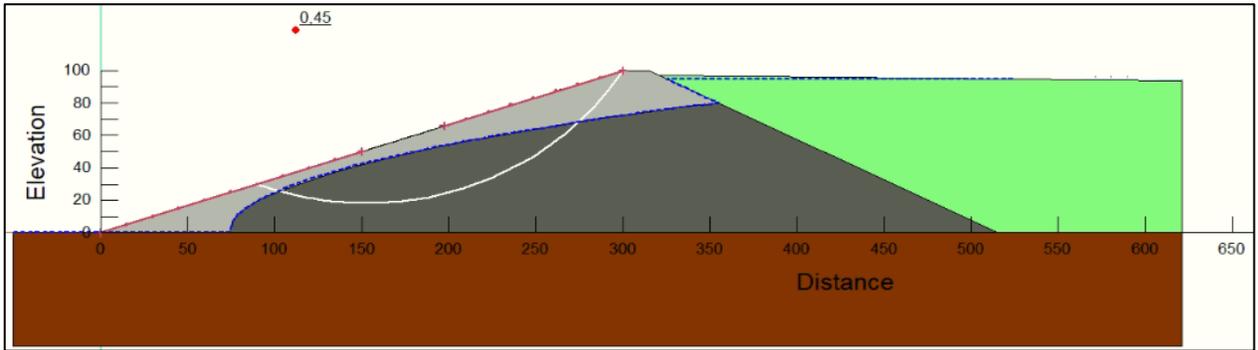


Figura A.3.3-34: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG3NF4CS1.

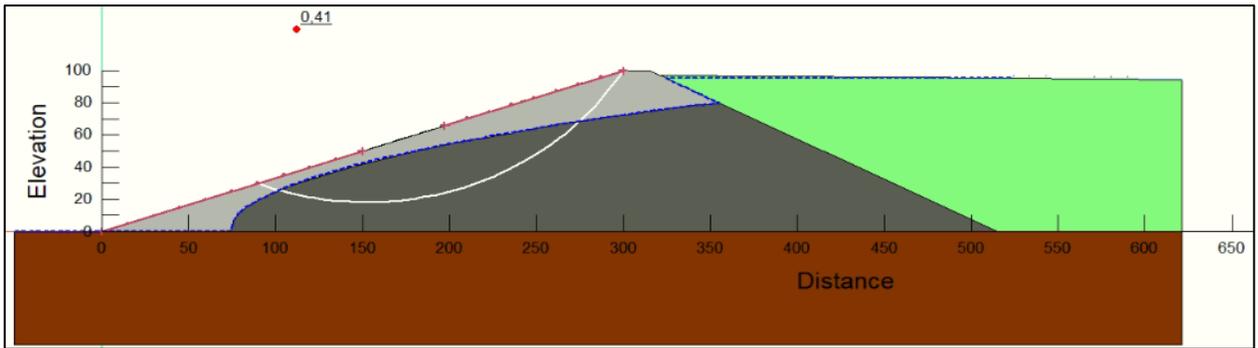


Figura A.3.3-35: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG3NF4CS2.

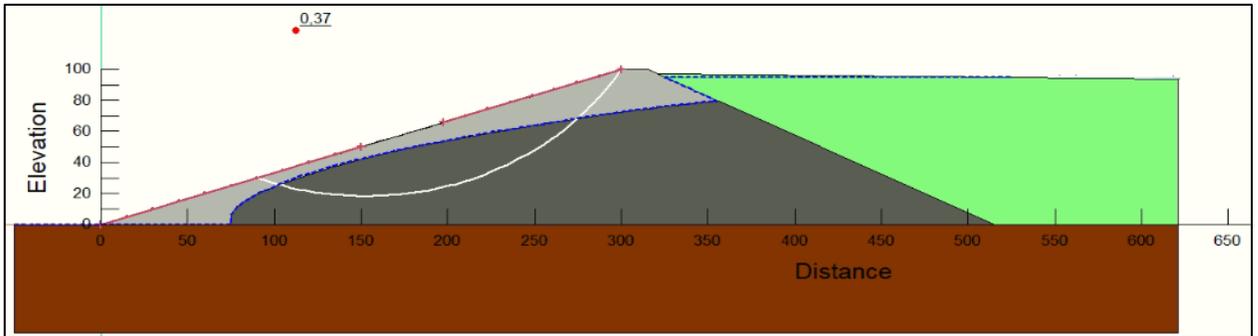


Figura A.3.3-36: Esquema de la falla superficial circular para el caso TG3NF4CS3.

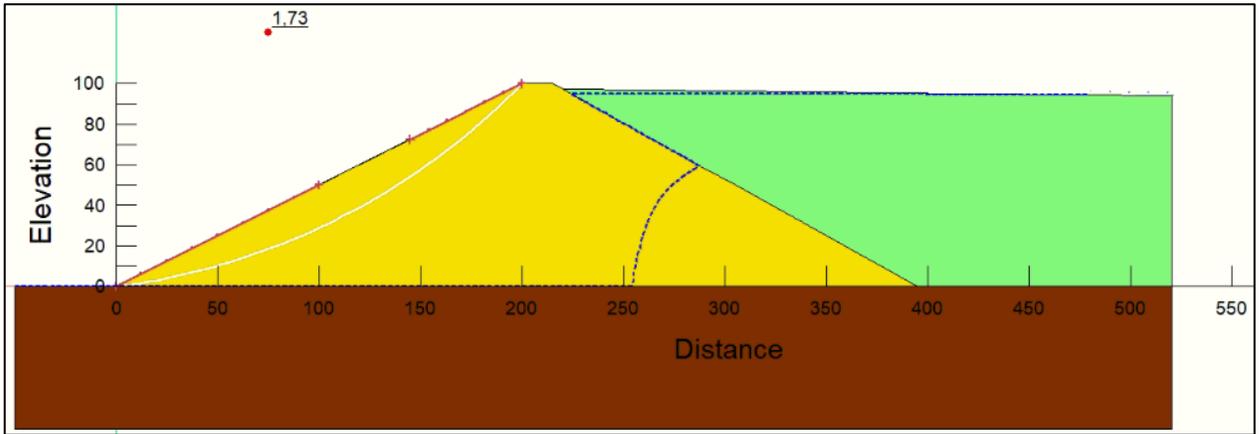


Figura A.3.3-37: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG1NF1CS1.

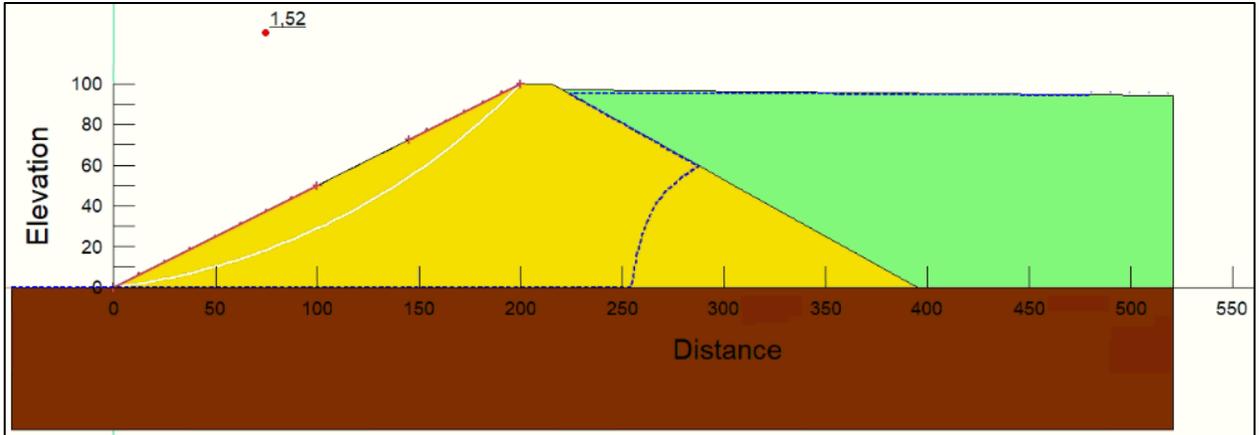


Figura A.3.3-38: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG1NF1CS2.

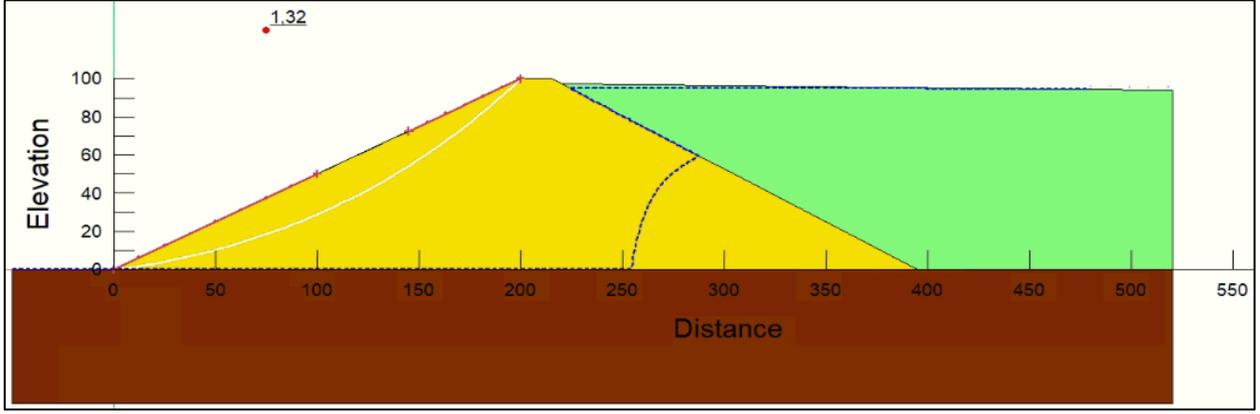


Figura A.3.3-39: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG1NF1CS3.

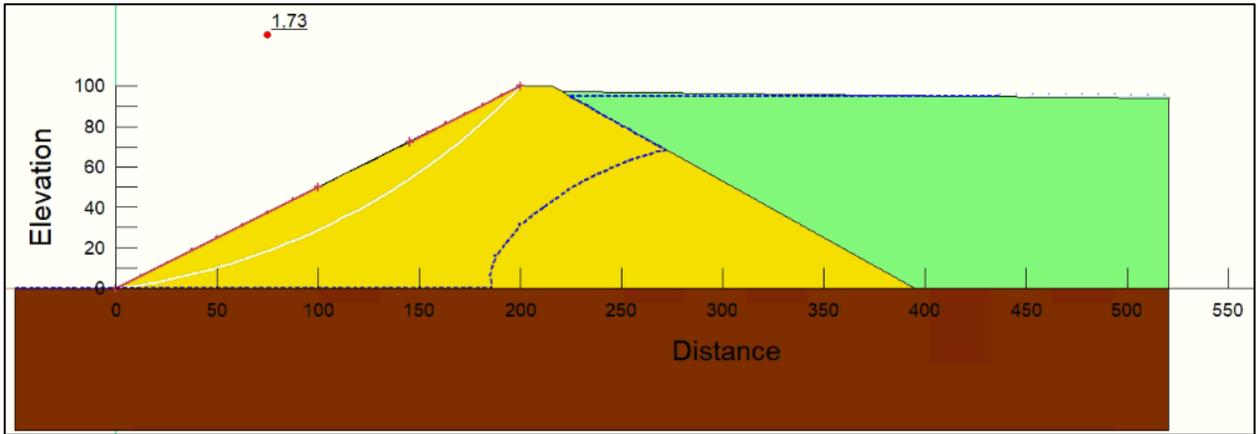


Figura A.3.3-40: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG1NF2CS1.

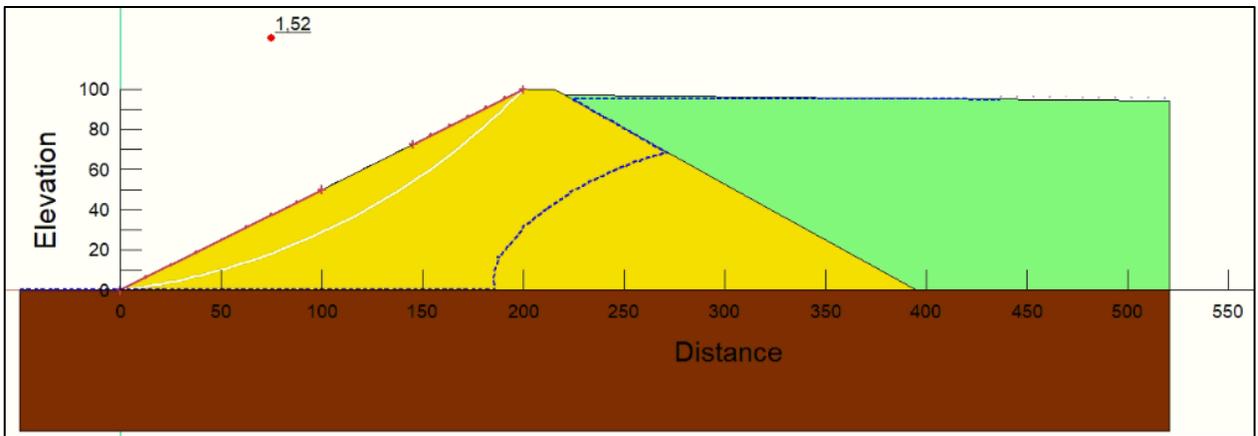


Figura A.3.3-41: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG1NF2CS2.

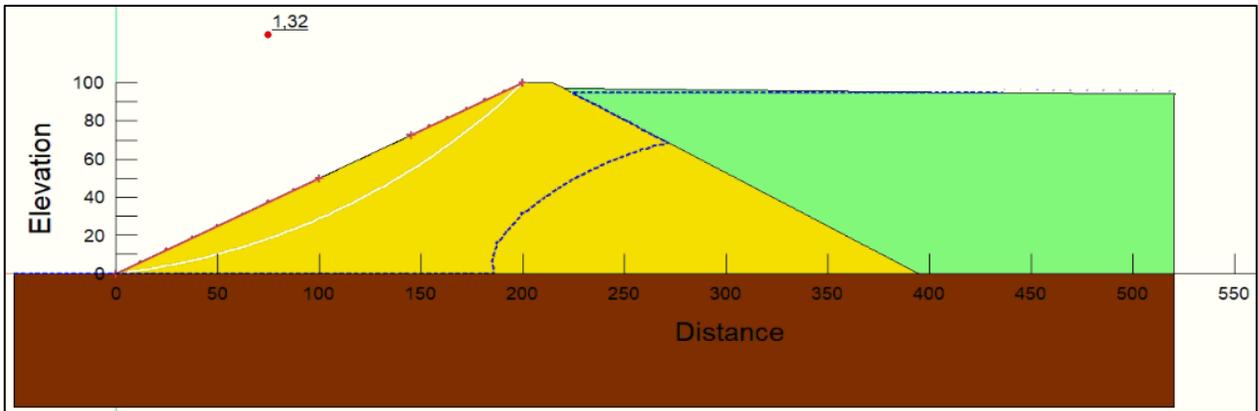


Figura A.3.3-42: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG1NF2CS3.

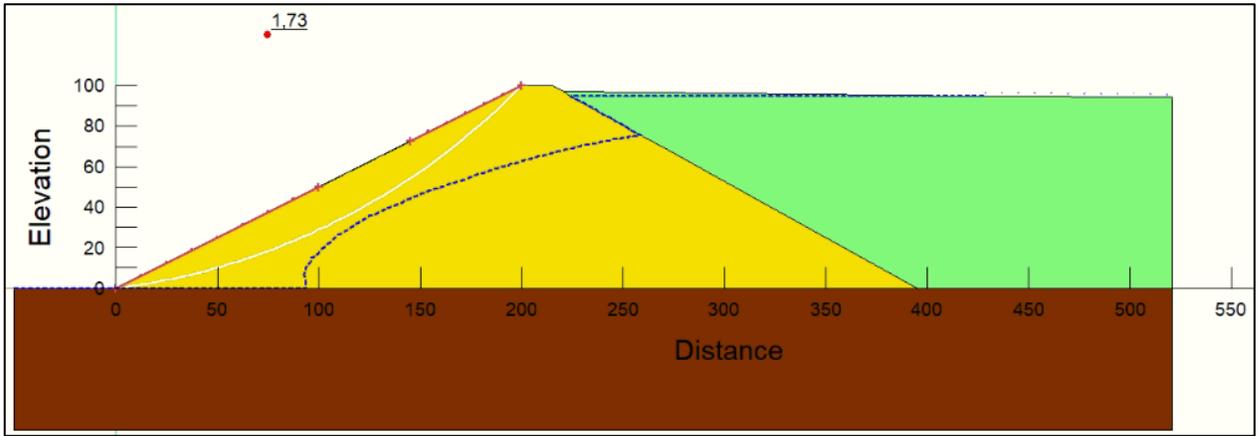


Figura A.3.3-43: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG1NF3CS1.

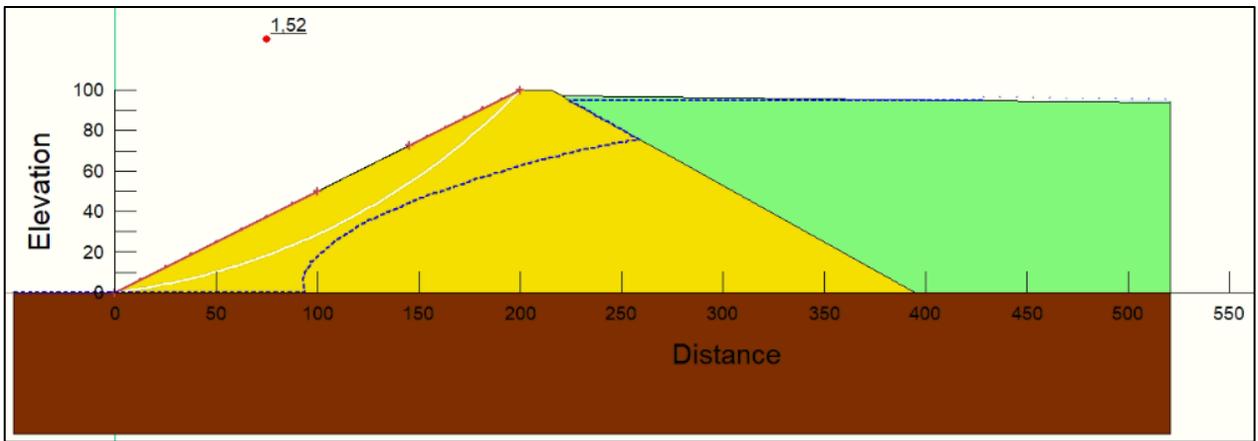


Figura A.3.3-44: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG1NF3CS2.

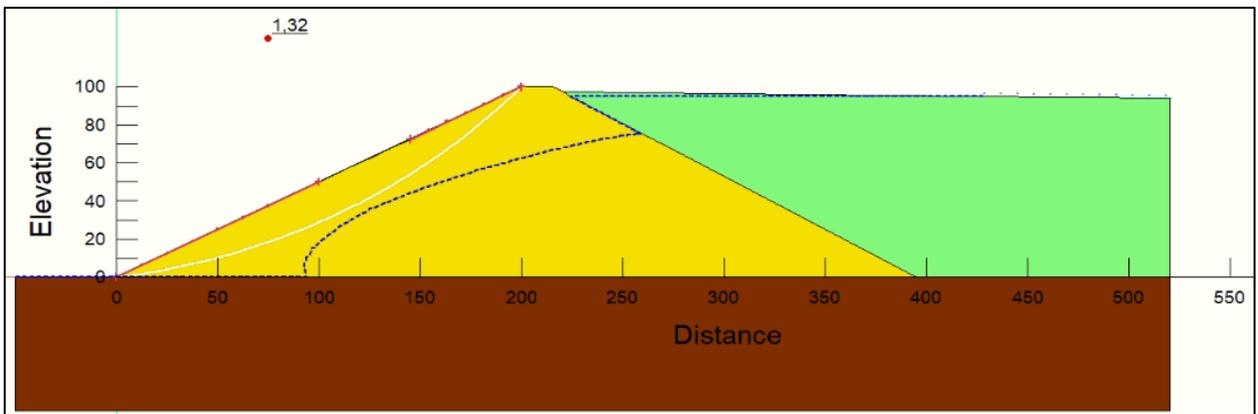


Figura A.3.3-45: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG1NF3CS3.

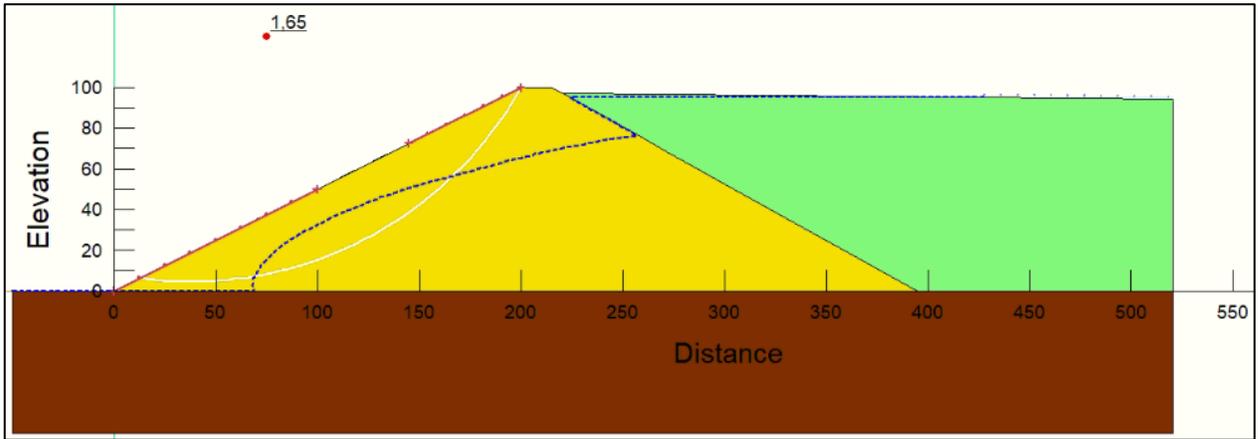


Figura A.3.3-46: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG1NF4CS1.

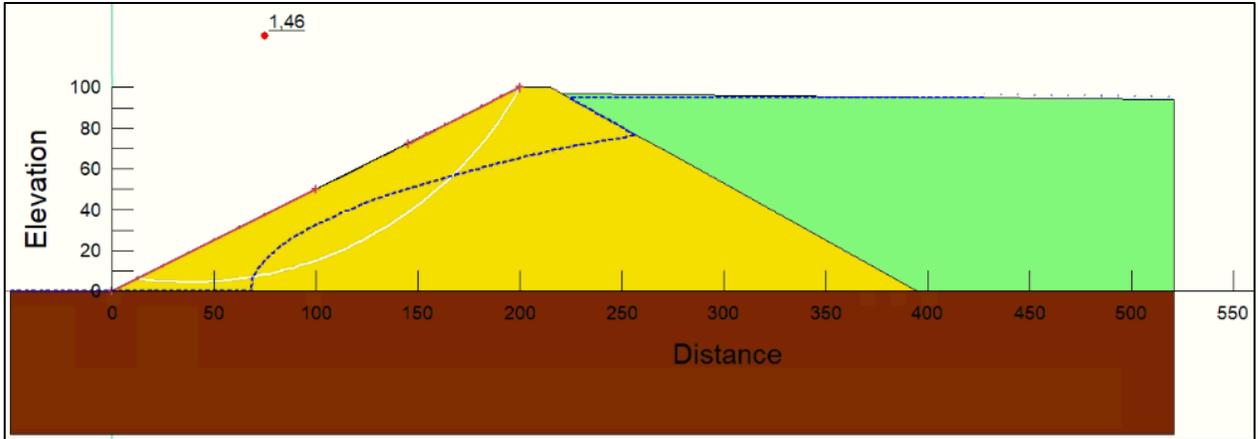


Figura A.3.3-47: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG1NF4CS2.

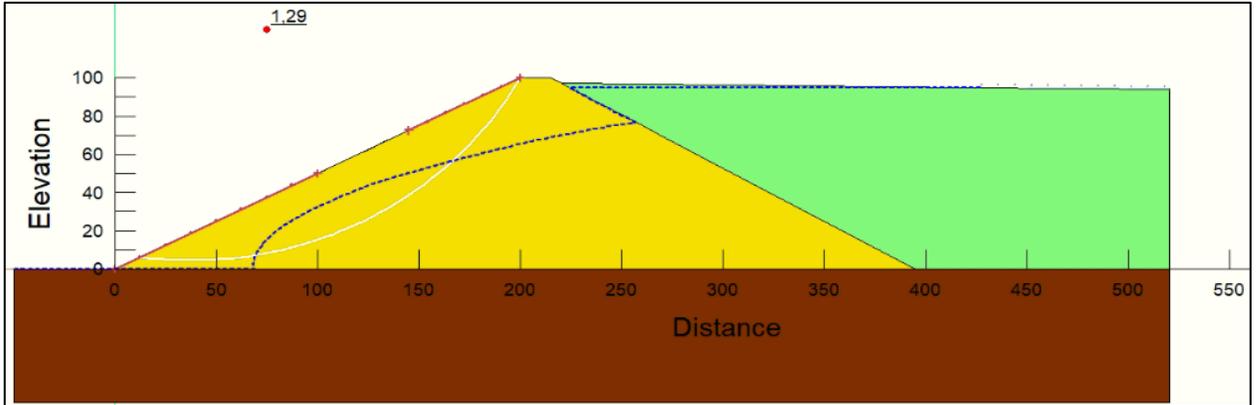


Figura A.3.3-48: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG1NF4CS3.

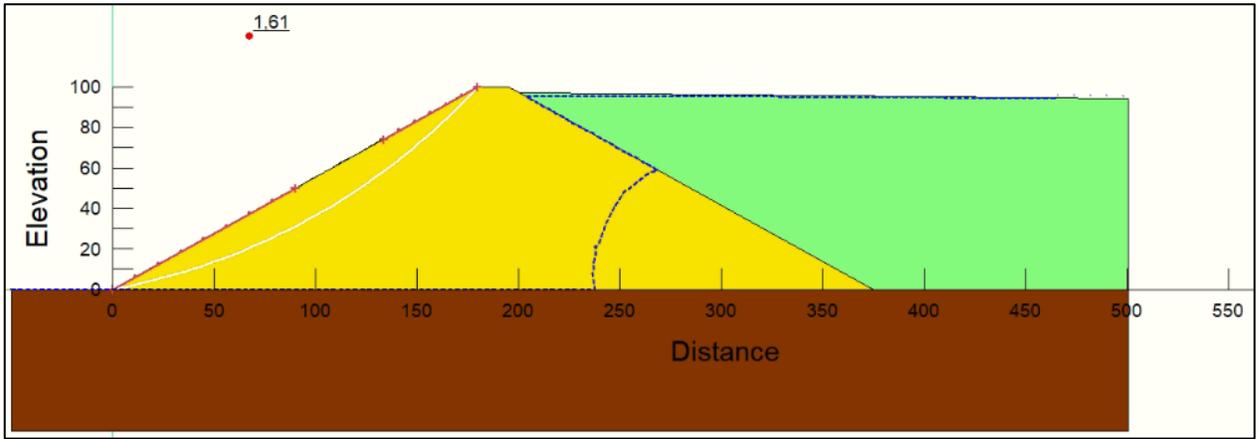


Figura A.3.3-49: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG2NF1CS1.

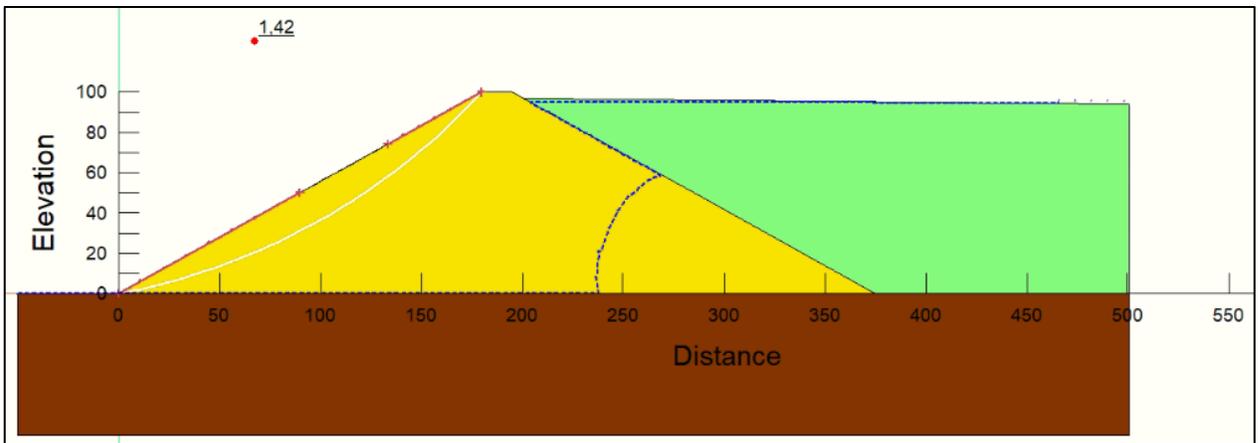


Figura A.3.3-50: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG2NF1CS2.

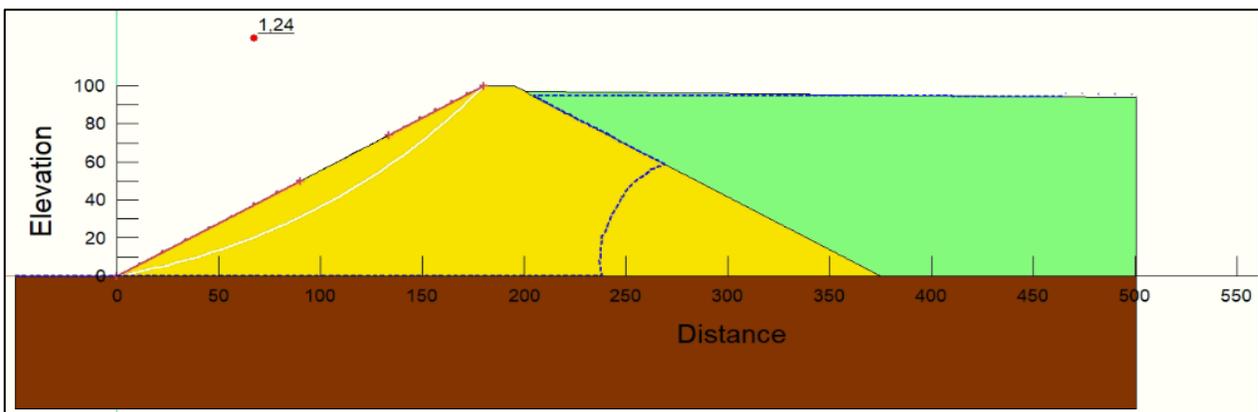


Figura A.3.3-51: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG2NF1CS3.

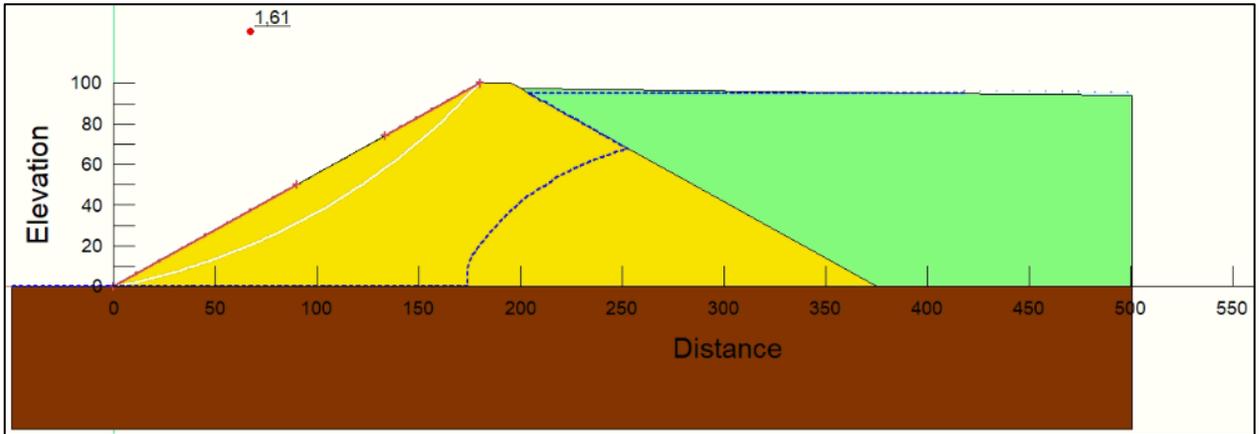


Figura A.3.3-52: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG2NF2CS1.

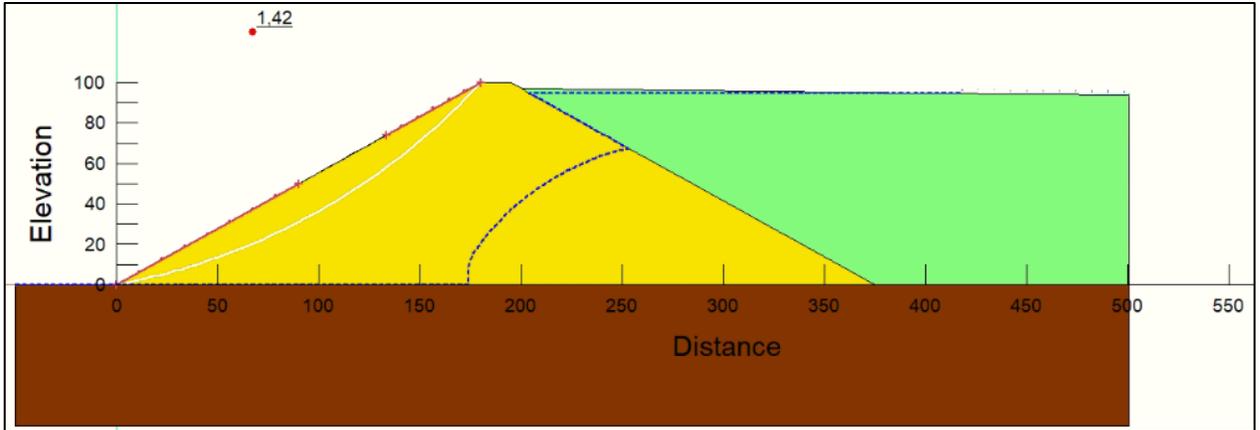


Figura A.3.3-53: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG2NF2CS2.

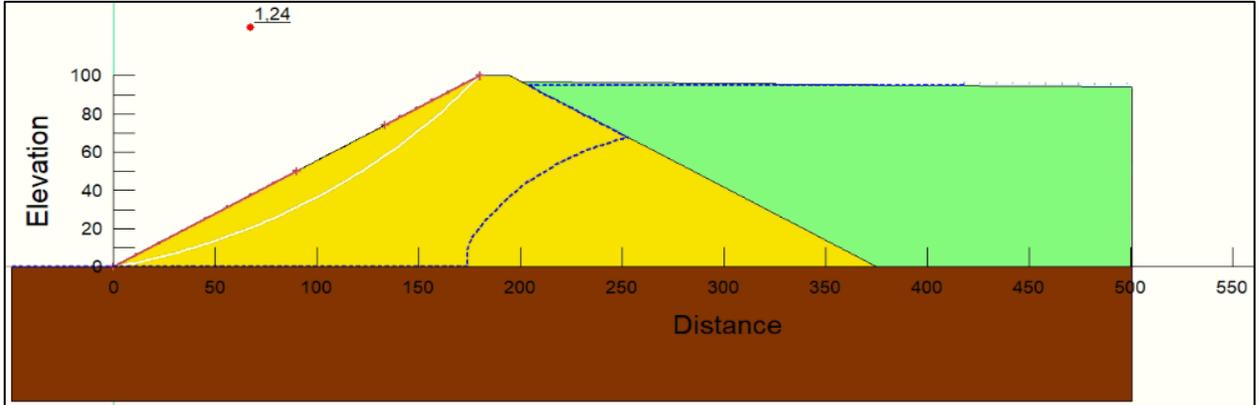


Figura A.3.3-54: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG2NF2CS3.

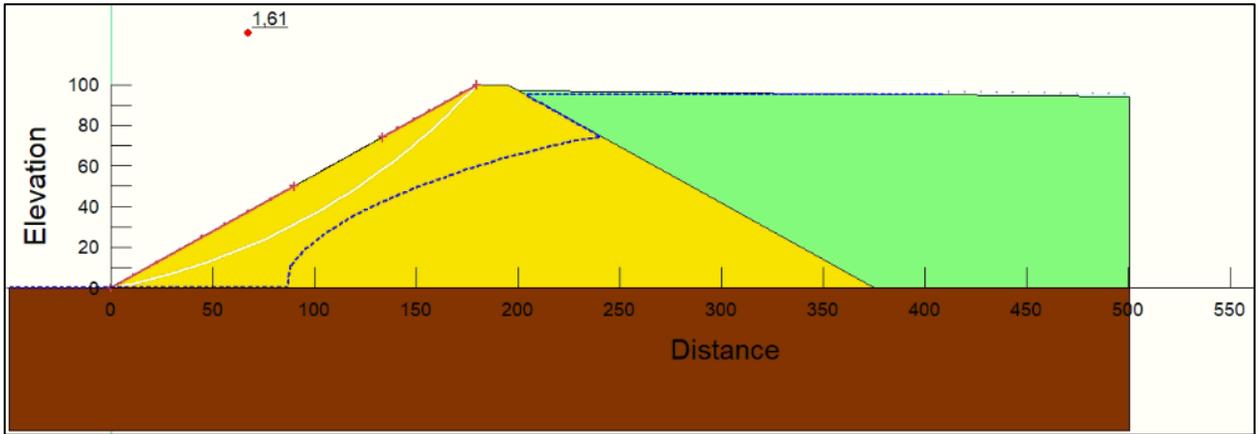


Figura A.3.3-55: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG2NF3CS1.

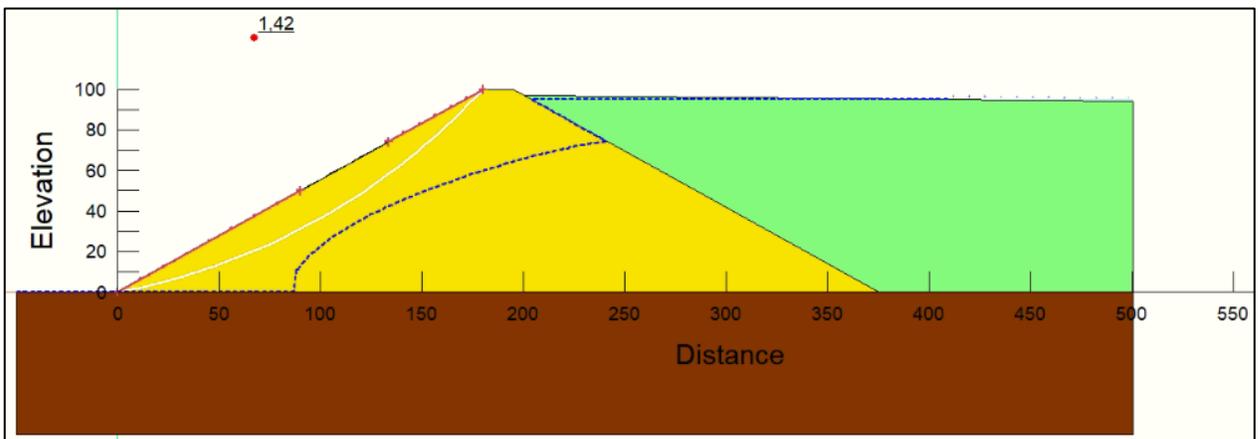


Figura A.3.3-56: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG2NF3CS2.

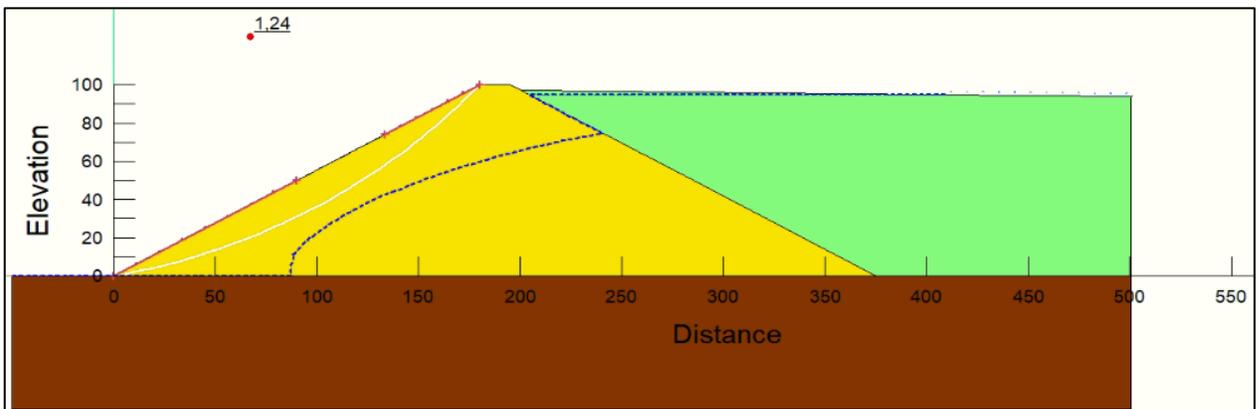


Figura A.3.3-57: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG2NF3CS3.

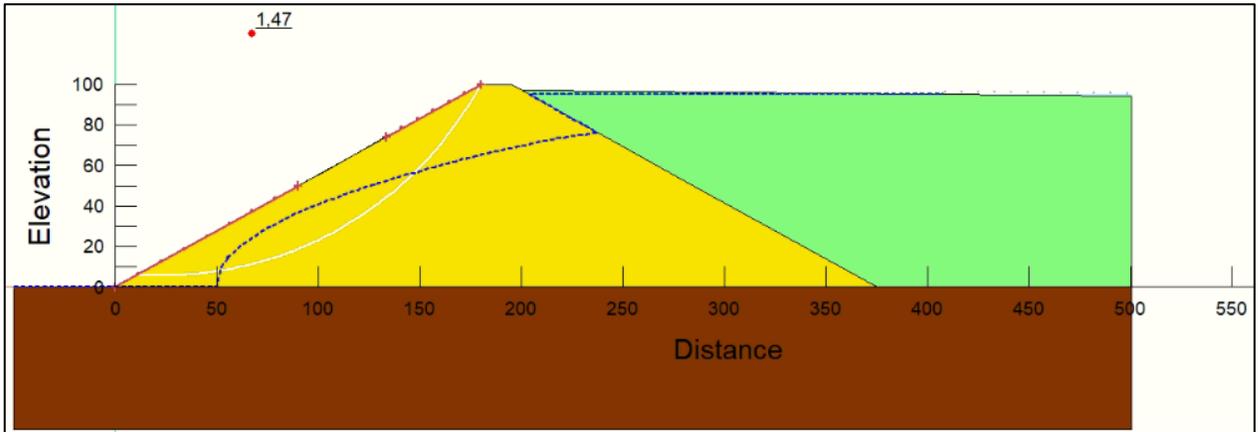


Figura A.3.3-58: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG2NF4CS1.

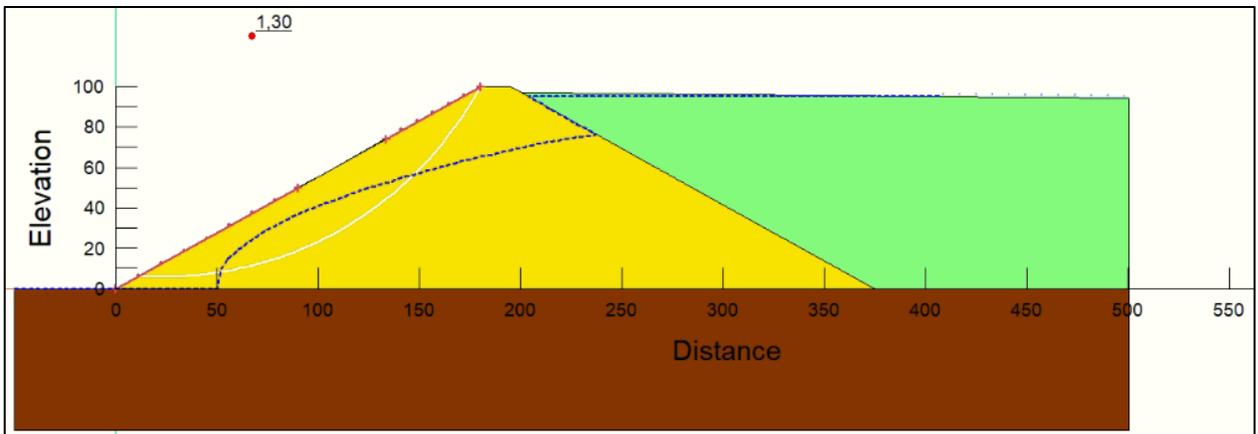


Figura A.3.3-59: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG2NF4CS2.

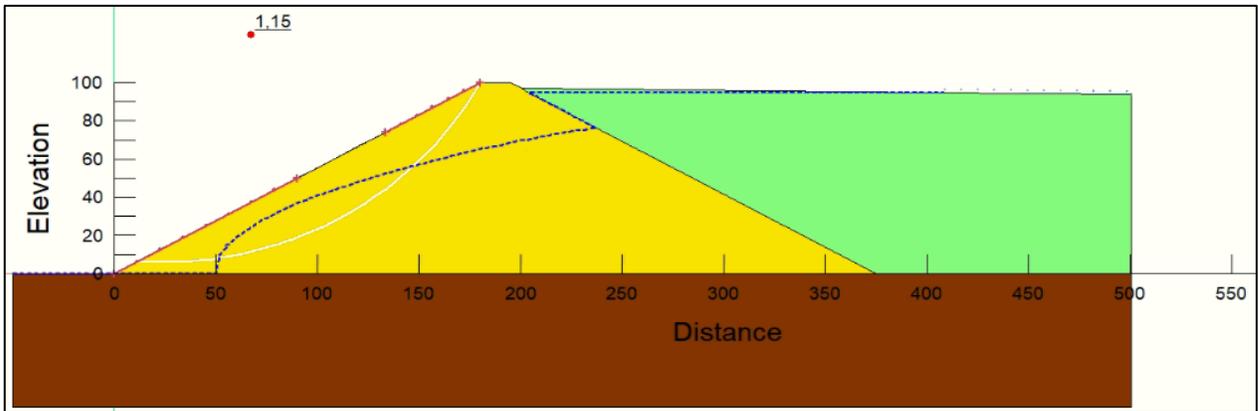


Figura A.3.3-60: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG2NF4CS3.

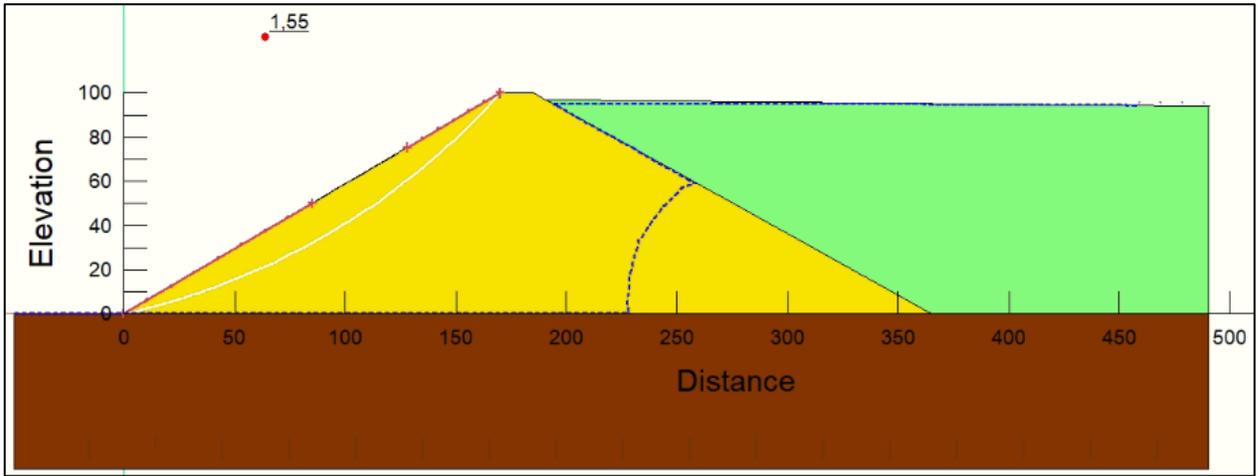


Figura A.3.3-61: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG3NF1CS1.

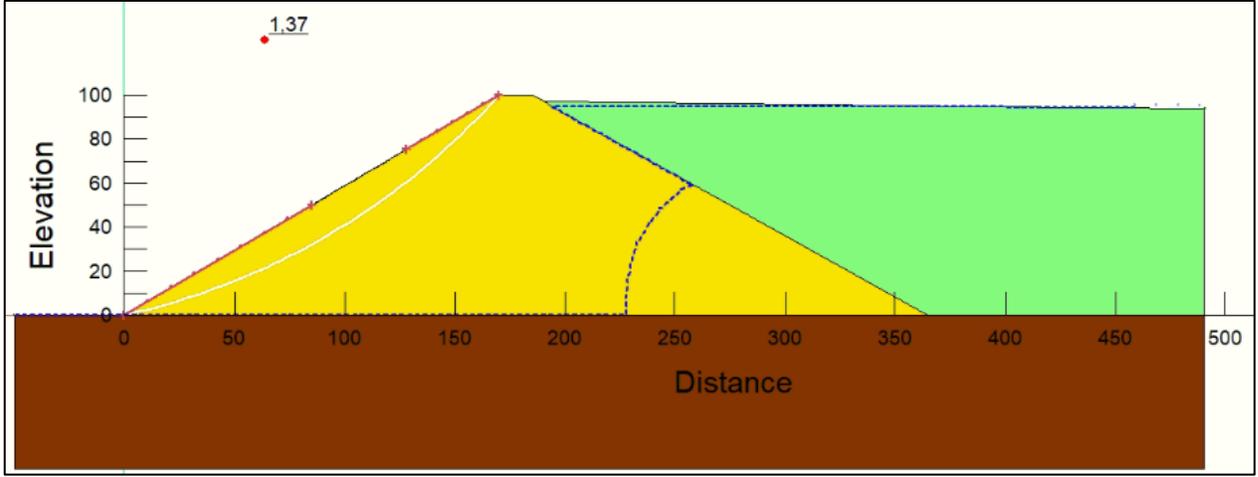


Figura A.3.3-62: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG3NF1CS2.

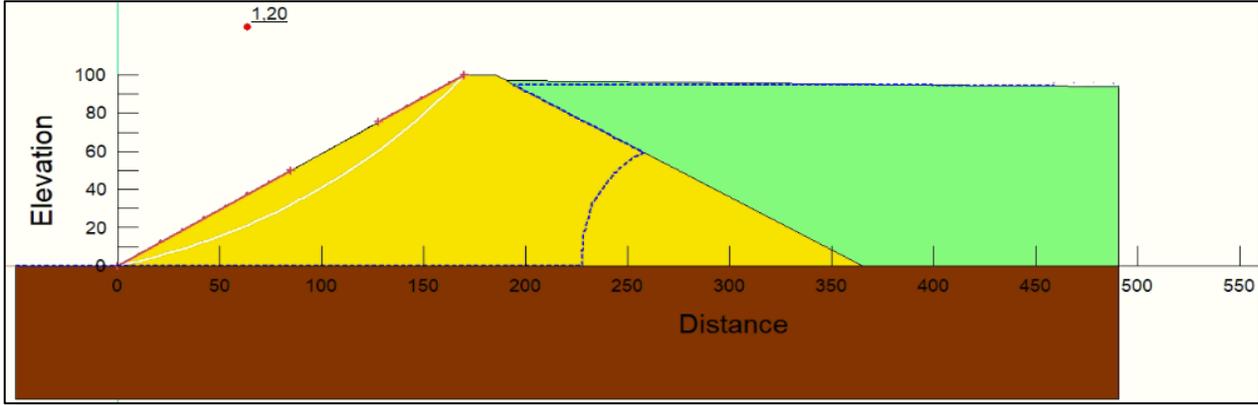


Figura A.3.3-63: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG3NF1CS3.

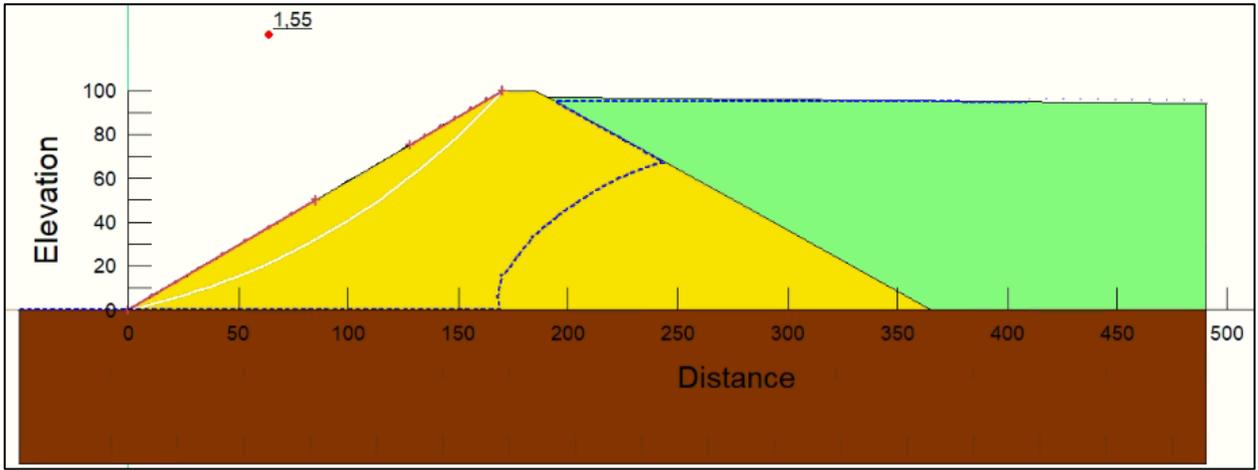


Figura A.3.3-64: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG3NF2CS1.

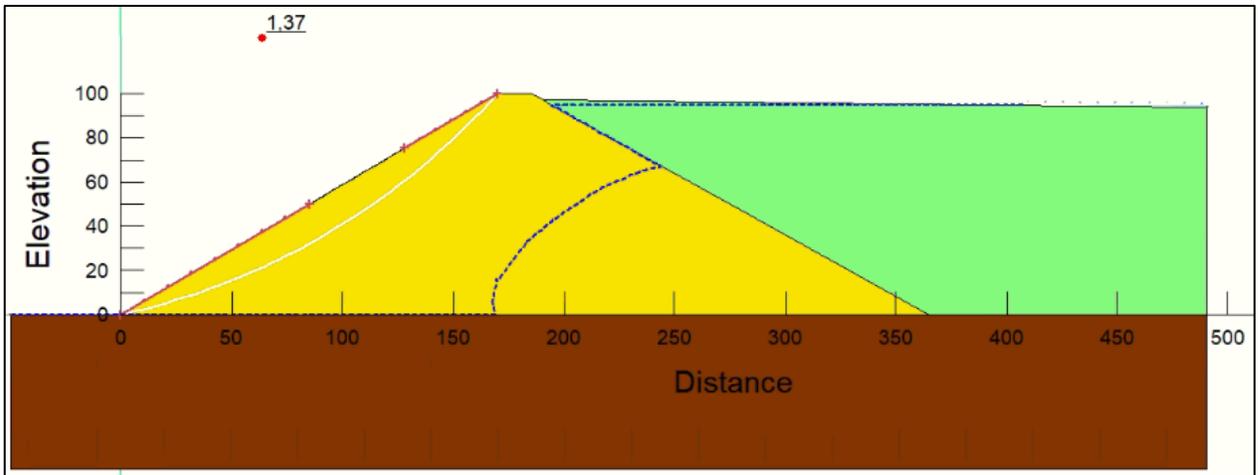


Figura A.3.3-65: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG3NF2CS2.

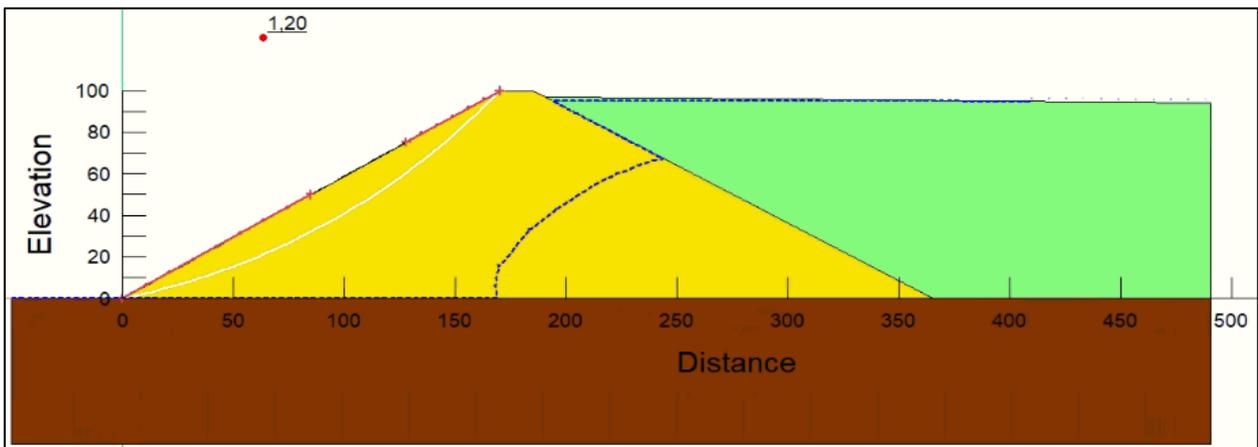


Figura A.3.3-66: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG3NF2CS3.

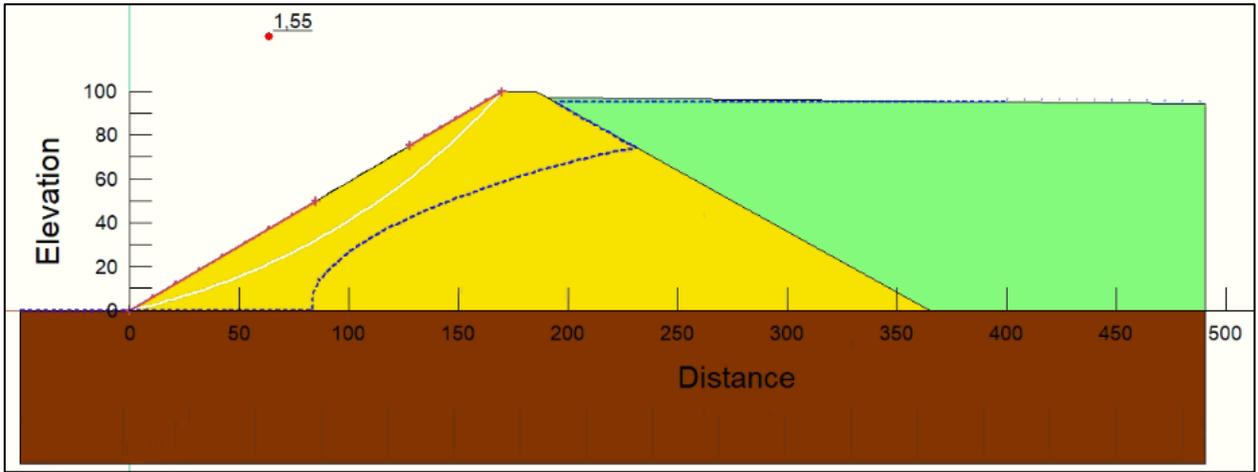


Figura A.3.3-67: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG3NF3CS1.

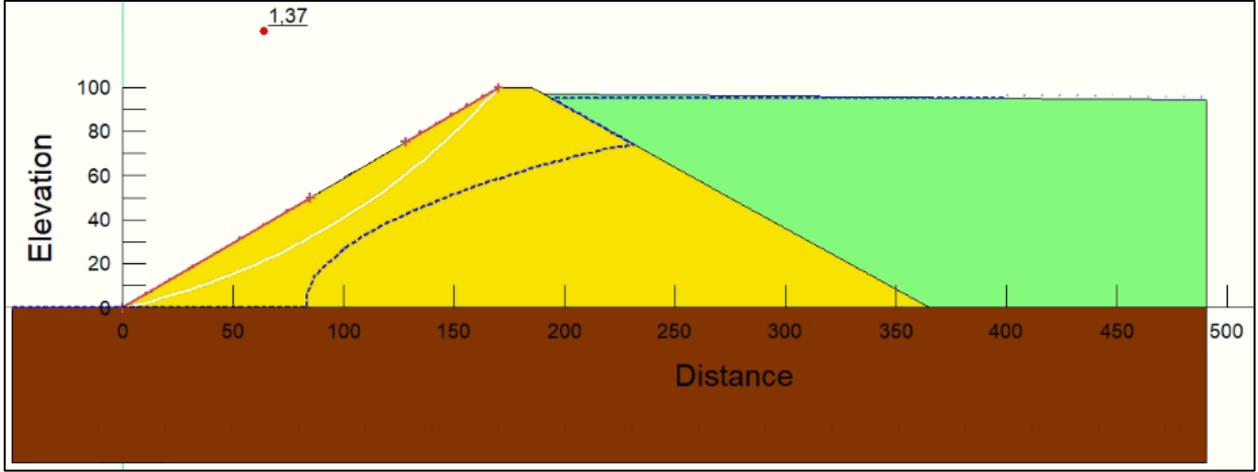


Figura A.3.3-68: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG3NF3CS2.

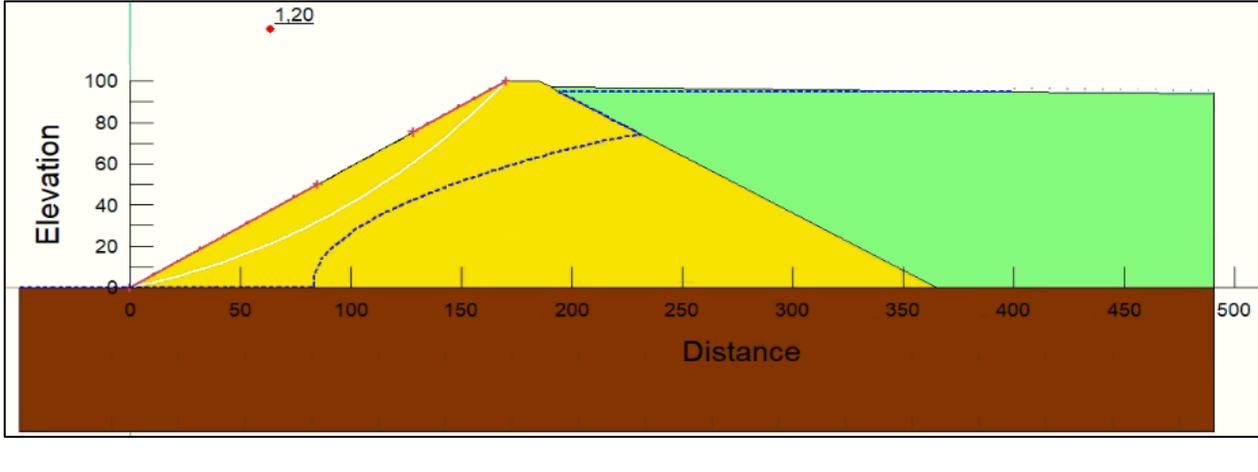


Figura A.3.3-69: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG3NF3CS3.

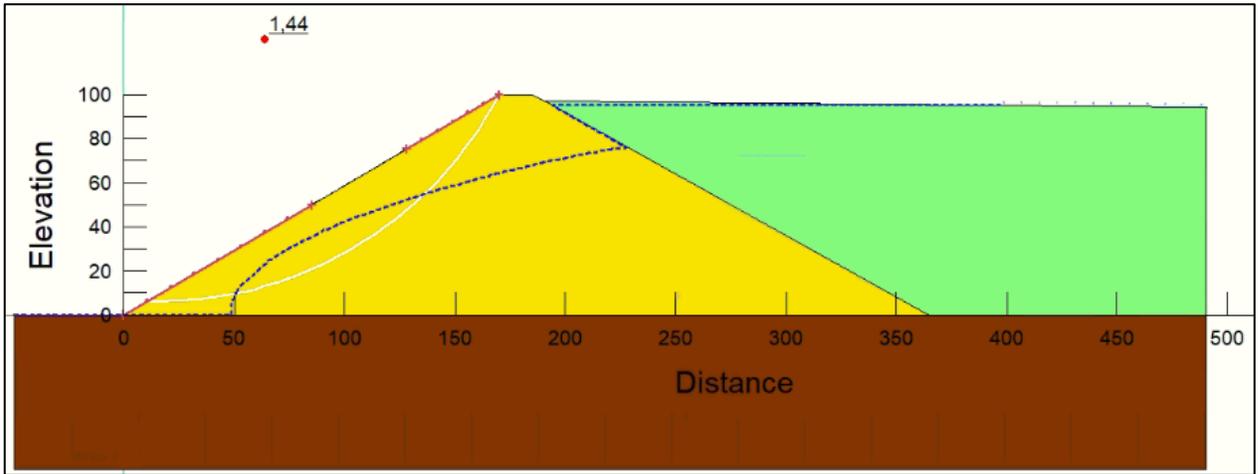


Figura A.3.3-70: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG3NF4CS1.

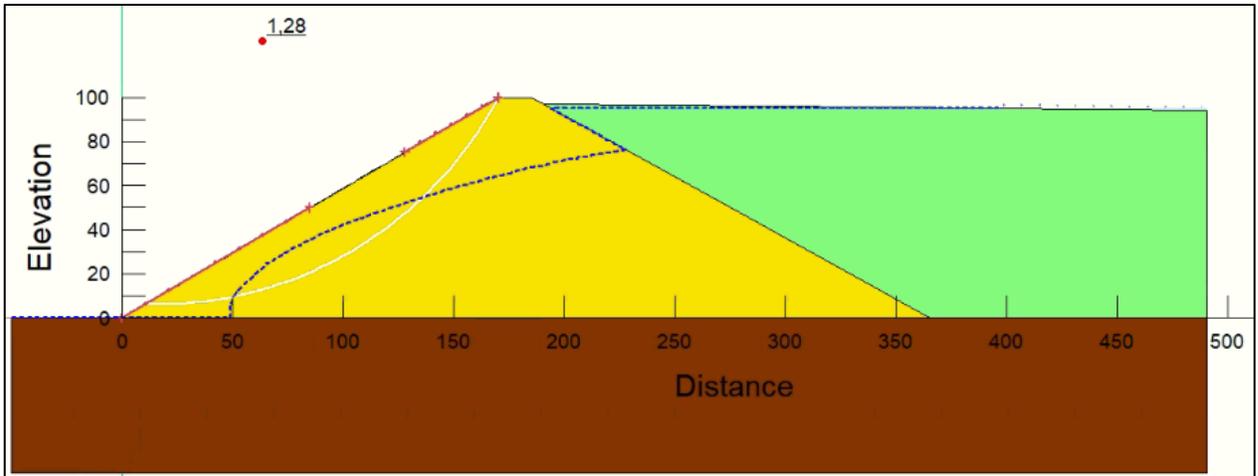


Figura A.3.3-71: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG3NF4CS2.

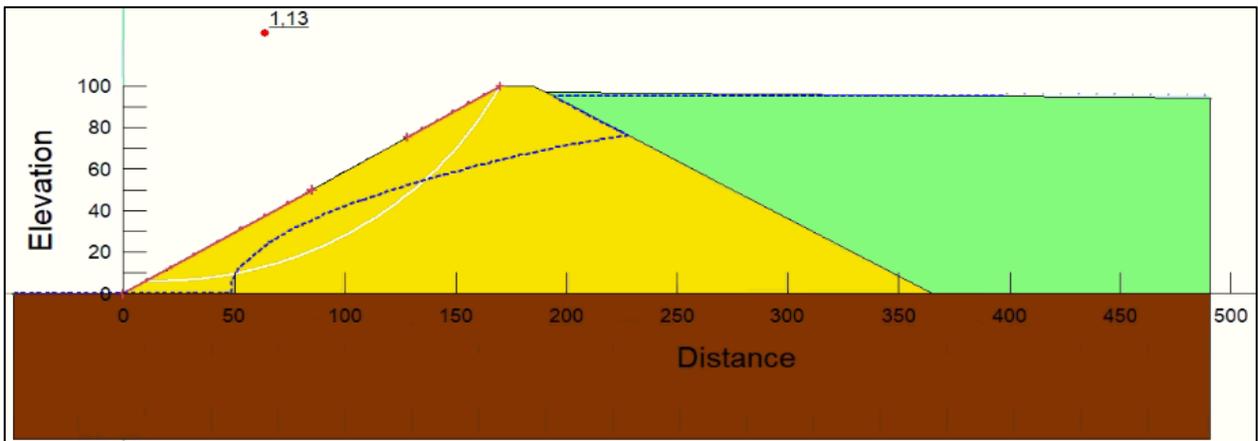


Figura A.3.3-72: Esquema de la falla superficial circular para el caso EG3NF4CS3.

A.4. Tablas Resumen del Análisis de Estabilidad de Taludes

Tabla A.4-1: Tabla resumen de los resultados del análisis de estabilidad de taludes para la falla global de tipo bloque en tranques de relaves.

Caso	Falla global bloque					
	FS promedio [-]	FS mínimo [-]	FS máximo [-]	Probabilidad de falla [-]	Desviación estándar [-]	Índice de confiabilidad [-]
TG1NF1CS1	1,91	1,61	2,28	0,0000	0,10	9,56
TG1NF1CS2	1,51	1,28	1,79	0,0000	0,07	6,95
TG1NF1CS3	1,22	1,04	1,44	0,0000	0,06	3,82
TG1NF2CS1	1,19	1,03	1,40	0,0000	0,05	3,77
TG1NF2CS2	0,95	0,82	1,10	0,9085	0,04	-1,32
TG1NF2CS3	0,78	0,67	0,90	1,0000	0,03	-7,04
TG1NF3CS1	0,65	0,57	0,71	1,0000	0,02	-16,32
TG1NF3CS2	0,51	0,45	0,57	1,0000	0,02	-30,06
TG1NF3CS3	0,42	0,37	0,46	1,0000	0,01	-45,85
TG1NF4CS1	0,51	0,43	0,56	1,0000	0,02	-24,79
TG1NF4CS2	0,40	0,34	0,44	1,0000	0,01	-41,98
TG1NF4CS3	0,32	0,28	0,36	1,0000	0,01	-62,78
TG2NF1CS1	1,88	1,58	2,24	0,0000	0,09	9,37
TG2NF1CS2	1,49	1,26	1,76	0,0000	0,07	6,79
TG2NF1CS3	1,21	1,03	1,43	0,0000	0,06	3,70
TG2NF2CS1	1,19	1,02	1,39	0,0000	0,05	3,64
TG2NF2CS2	0,95	0,82	1,10	0,9025	0,04	-1,28
TG2NF2CS3	0,78	0,68	0,90	1,0000	0,03	-6,80
TG2NF3CS1	0,65	0,56	0,71	1,0000	0,02	-16,61
TG2NF3CS2	0,51	0,46	0,57	1,0000	0,02	-30,16
TG2NF3CS3	0,42	0,38	0,47	1,0000	0,01	-45,50
TG2NF4CS1	0,50	0,43	0,56	1,0000	0,02	-26,03
TG2NF4CS2	0,40	0,35	0,44	1,0000	0,01	-43,63
TG2NF4CS3	0,32	0,28	0,35	1,0000	0,01	-64,76
TG3NF1CS1	1,83	1,54	2,18	0,0000	0,09	9,12
TG3NF1CS2	1,46	1,24	1,73	0,0000	0,07	6,54
TG3NF1CS3	1,20	1,02	1,41	0,0000	0,06	3,48
TG3NF2CS1	1,18	1,02	1,39	0,0000	0,05	3,55
TG3NF2CS2	0,95	0,82	1,11	0,8765	0,04	-1,17
TG3NF2CS3	0,79	0,68	0,91	1,0000	0,03	-6,45
TG3NF3CS1	0,64	0,57	0,71	1,0000	0,02	-17,02

Caso	FS promedio [-]	FS mínimo [-]	FS máximo [-]	Probabilidad de falla [-]	Desviación estándar [-]	Índice de confiabilidad [-]
TG3NF3CS2	0,52	0,46	0,57	1,0000	0,02	-30,06
TG3NF3CS3	0,43	0,38	0,47	1,0000	0,01	-44,84
TG3NF4CS1	0,50	0,43	0,56	1,0000	0,02	-27,32
TG3NF4CS2	0,40	0,35	0,44	1,0000	0,01	-45,30
TG3NF4CS3	0,33	0,29	0,36	1,0000	0,01	-66,68

Tabla A.4-2: Tabla resumen de los resultados del análisis de estabilidad de taludes para la falla global circular en tranques de relaves.

Caso	Falla global circular					
	FS promedio [-]	FS mínimo [-]	FS máximo [-]	Probabilidad de falla [-]	Desviación estándar [-]	Índice de confiabilidad [-]
TG1NF1CS1	1,79	1,60	2,06	0,0000	0,09	9,24
TG1NF1CS2	1,50	1,34	1,73	0,0000	0,07	7,00
TG1NF1CS3	1,26	1,13	1,46	0,0000	0,06	4,36
TG1NF2CS1	1,79	1,60	2,06	0,0000	0,09	9,24
TG1NF2CS2	1,50	1,34	1,73	0,0000	0,07	7,00
TG1NF2CS3	1,26	1,13	1,46	0,0000	0,06	4,36
TG1NF3CS1	0,82	0,74	0,91	1,0000	0,03	-6,92
TG1NF3CS2	0,71	0,64	0,79	1,0000	0,02	-12,70
TG1NF3CS3	0,62	0,56	0,69	1,0000	0,02	-19,28
TG1NF4CS1	0,47	0,43	0,51	1,0000	0,01	-49,84
TG1NF4CS2	0,41	0,37	0,44	1,0000	0,01	-62,49
TG1NF4CS3	0,35	0,33	0,38	1,0000	0,01	-76,98
TG2NF1CS1	1,64	1,46	1,88	0,0000	0,08	8,12
TG2NF1CS2	1,38	1,24	1,59	0,0000	0,07	5,80
TG2NF1CS3	1,17	1,05	1,35	0,0000	0,06	3,06
TG2NF2CS1	1,64	1,46	1,88	0,0000	0,08	8,12
TG2NF2CS2	1,38	1,24	1,59	0,0000	0,07	5,80
TG2NF2CS3	1,17	1,05	1,35	0,0000	0,06	3,06
TG2NF3CS1	0,81	0,73	0,91	1,0000	0,03	-6,73
TG2NF3CS2	0,72	0,65	0,81	1,0000	0,02	-11,31
TG2NF3CS3	0,64	0,58	0,71	1,0000	0,02	-17,33
TG2NF4CS1	0,46	0,42	0,50	1,0000	0,01	-51,97

Caso	FS promedio [-]	FS mínimo [-]	FS máximo [-]	Probabilidad de falla [-]	Desviación estándar [-]	Índice de confiabilidad [-]
TG2NF4CS2	0,41	0,37	0,44	1,0000	0,01	-57,08
TG2NF4CS3	0,37	0,34	0,40	1,0000	0,01	-73,66
TG3NF1CS1	1,47	1,31	1,69	0,0000	0,07	6,67
TG3NF1CS2	1,26	1,12	1,45	0,0000	0,06	4,25
TG3NF1CS3	1,07	0,96	1,23	0,0730	0,05	1,40
TG3NF2CS1	1,47	1,31	1,69	0,0000	0,07	6,67
TG3NF2CS2	1,26	1,12	1,45	0,0000	0,06	4,25
TG3NF2CS3	1,07	0,96	1,23	0,0730	0,05	1,40
TG3NF3CS1	0,82	0,75	0,91	1,0000	0,03	-6,58
TG3NF3CS2	0,73	0,67	0,81	1,0000	0,03	-10,68
TG3NF3CS3	0,66	0,60	0,73	1,0000	0,02	-15,99
TG3NF4CS1	0,46	0,43	0,49	1,0000	0,01	-57,68
TG3NF4CS2	0,41	0,38	0,44	1,0000	0,01	-68,80
TG3NF4CS3	0,37	0,34	0,40	1,0000	0,01	-78,22

Tabla A.4-3: Tabla resumen de los resultados del análisis de estabilidad de taludes para la falla superficial circular en tranques de relaves.

Caso	Falla superficial circular					
	FS promedio [-]	FS mínimo [-]	FS máximo [-]	Probabilidad de falla [-]	Desviación estándar [-]	Índice de confiabilidad [-]
TG1NF1CS1	1,69	1,51	1,95	0,0000	0,08	8,53
TG1NF1CS2	1,41	1,26	1,63	0,0000	0,07	6,10
TG1NF1CS3	1,18	1,06	1,36	0,0000	0,06	3,22
TG1NF2CS1	1,69	1,51	1,95	0,0000	0,08	8,53
TG1NF2CS2	1,41	1,26	1,63	0,0000	0,07	6,10
TG1NF2CS3	1,18	1,06	1,36	0,0000	0,06	3,22
TG1NF3CS1	0,66	0,61	0,71	1,0000	0,02	-21,67
TG1NF3CS2	0,59	0,54	0,64	1,0000	0,02	-25,75
TG1NF3CS3	0,53	0,49	0,56	1,0000	0,01	-40,99
TG1NF4CS1	0,43	0,39	0,45	1,0000	0,01	-63,01
TG1NF4CS2	0,36	0,33	0,39	1,0000	0,01	-82,09
TG1NF4CS3	0,31	0,29	0,33	1,0000	0,01	-104,59
TG2NF1CS1	1,54	1,38	1,78	0,0000	0,07	7,35
TG2NF1CS2	1,30	1,16	1,50	0,0000	0,06	4,84
TG2NF1CS3	1,10	0,98	1,26	0,0250	0,05	1,85

Caso	FS promedio [-]	FS mínimo [-]	FS máximo [-]	Probabilidad de falla [-]	Desviación estándar [-]	Índice de confiabilidad [-]
TG2NF2CS1	1,54	1,38	1,78	0,0000	0,07	7,35
TG2NF2CS2	1,30	1,16	1,50	0,0000	0,06	4,84
TG2NF2CS3	1,10	0,98	1,26	0,0250	0,05	1,85
TG2NF3CS1	0,71	0,65	0,78	1,0000	0,02	-15,13
TG2NF3CS2	0,64	0,59	0,70	1,0000	0,02	-19,97
TG2NF3CS3	0,59	0,54	0,65	1,0000	0,02	-23,94
TG2NF4CS1	0,43	0,39	0,46	1,0000	0,01	-54,83
TG2NF4CS2	0,40	0,37	0,42	1,0000	0,01	-77,28
TG2NF4CS3	0,35	0,33	0,37	1,0000	0,01	-99,66
TG3NF1CS1	1,38	1,23	1,59	0,0000	0,07	5,76
TG3NF1CS2	1,18	1,05	1,35	0,0000	0,06	3,13
TG3NF1CS3	1,00	0,89	1,15	0,5280	0,05	-0,02
TG3NF2CS1	1,38	1,23	1,59	0,0000	0,07	5,76
TG3NF2CS2	1,18	1,05	1,35	0,0000	0,06	3,13
TG3NF2CS3	1,00	0,89	1,15	0,5280	0,05	-0,02
TG3NF3CS1	0,81	0,74	0,89	1,0000	0,02	-7,68
TG3NF3CS2	0,73	0,67	0,81	1,0000	0,02	-11,55
TG3NF3CS3	0,67	0,61	0,74	1,0000	0,02	-15,27
TG3NF4CS1	0,45	0,42	0,48	1,0000	0,01	-60,99
TG3NF4CS2	0,41	0,38	0,44	1,0000	0,01	-65,46
TG3NF4CS3	0,38	0,35	0,41	1,0000	0,01	-65,70

Tabla A.4-4: Tabla resumen de los resultados del análisis de estabilidad de taludes para la falla global de tipo bloque en embalses de relaves.

Caso	Falla global bloque					
	FS promedio [-]	FS mínimo [-]	FS máximo [-]	Probabilidad de falla [-]	Desviación estándar [-]	Índice de confiabilidad [-]
EG1NF1CS1	3,30	2,90	3,91	0,0000	0,15	15,26
EG1NF1CS2	2,62	2,32	3,10	0,0000	0,12	13,84
EG1NF1CS3	2,12	1,89	2,50	0,0000	0,09	12,00
EG1NF2CS1	2,86	2,49	3,41	0,0000	0,14	13,49
EG1NF2CS2	2,27	1,99	2,70	0,0000	0,11	11,90
EG1NF2CS3	1,84	1,62	2,18	0,0000	0,08	9,85
EG1NF3CS1	2,48	2,13	2,99	0,0000	0,13	11,57
EG1NF3CS2	1,97	1,70	2,36	0,0000	0,10	9,83

Caso	FS promedio [-]	FS mínimo [-]	FS máximo [-]	Probabilidad de falla [-]	Desviación estándar [-]	Índice de confiabilidad [-]
EG1NF3CS3	1,60	1,38	1,91	0,0000	0,08	7,59
EG1NF4CS1	2,40	2,05	2,89	0,0000	0,13	11,10
EG1NF4CS2	1,91	1,64	2,29	0,0000	0,10	9,33
EG1NF4CS3	1,54	1,33	1,85	0,0000	0,08	7,05
EG2NF1CS1	3,27	2,89	3,88	0,0000	0,15	15,27
EG2NF1CS2	2,61	2,32	3,09	0,0000	0,12	13,86
EG2NF1CS3	2,12	1,89	2,50	0,0000	0,09	12,04
EG2NF2CS1	2,84	2,47	3,38	0,0000	0,14	13,49
EG2NF2CS2	2,26	1,98	2,69	0,0000	0,11	11,91
EG2NF2CS3	1,83	1,62	2,18	0,0000	0,08	9,88
EG2NF3CS1	2,48	2,13	2,98	0,0000	0,13	11,65
EG2NF3CS2	1,98	1,71	2,37	0,0000	0,10	9,92
EG2NF3CS3	1,60	1,39	1,91	0,0000	0,08	7,70
EG2NF4CS1	2,34	2,00	2,83	0,0000	0,12	10,88
EG2NF4CS2	1,87	1,61	2,25	0,0000	0,10	9,10
EG2NF4CS3	1,52	1,31	1,82	0,0000	0,08	6,81
EG3NF1CS1	3,26	2,88	3,87	0,0000	0,15	15,27
EG3NF1CS2	2,61	2,32	3,08	0,0000	0,12	13,87
EG3NF1CS3	2,12	1,89	2,50	0,0000	0,09	12,05
EG3NF2CS1	2,83	2,47	3,37	0,0000	0,14	13,50
EG3NF2CS2	2,26	1,98	2,69	0,0000	0,11	11,92
EG3NF2CS3	1,83	1,62	2,18	0,0000	0,08	9,89
EG3NF3CS1	2,47	2,12	2,97	0,0000	0,13	11,65
EG3NF3CS2	1,97	1,71	2,36	0,0000	0,10	9,93
EG3NF3CS3	1,60	1,39	1,91	0,0000	0,08	7,72
EG3NF4CS1	2,34	1,99	2,82	0,0000	0,12	10,91
EG3NF4CS2	1,87	1,61	2,25	0,0000	0,10	9,13
EG3NF4CS3	1,52	1,31	1,82	0,0000	0,08	6,85

Tabla A.4-5: Tabla resumen de los resultados del análisis de estabilidad de taludes para la falla global circular en embalses de relaves.

Caso	Falla global circular					
	FS promedio [-]	FS mínimo [-]	FS máximo [-]	Probabilidad de falla [-]	Desviación estándar [-]	Índice de confiabilidad [-]
EG1NF1CS1	1,76	1,52	2,09	0,0000	0,09	8,57

Caso	FS promedio [-]	FS mínimo [-]	FS máximo [-]	Probabilidad de falla [-]	Desviación estándar [-]	Índice de confiabilidad [-]
EG1NF1CS2	1,55	1,33	1,83	0,0000	0,08	6,97
EG1NF1CS3	1,35	1,16	1,60	0,0000	0,07	5,08
EG1NF2CS1	1,76	1,52	2,09	0,0000	0,09	8,57
EG1NF2CS2	1,55	1,33	1,83	0,0000	0,08	6,97
EG1NF2CS3	1,35	1,16	1,60	0,0000	0,07	5,08
EG1NF3CS1	1,74	1,51	2,06	0,0000	0,09	8,58
EG1NF3CS2	1,52	1,32	1,81	0,0000	0,08	6,92
EG1NF3CS3	1,33	1,15	1,58	0,0000	0,07	4,96
EG1NF4CS1	1,60	1,39	1,90	0,0000	0,08	7,52
EG1NF4CS2	1,40	1,21	1,67	0,0000	0,07	5,74
EG1NF4CS3	1,22	1,06	1,46	0,0000	0,06	3,63
EG2NF1CS1	1,64	1,42	1,95	0,0000	0,08	7,72
EG2NF1CS2	1,45	1,25	1,72	0,0000	0,07	6,08
EG2NF1CS3	1,27	1,09	1,51	0,0000	0,07	4,13
EG2NF2CS1	1,64	1,42	1,95	0,0000	0,08	7,72
EG2NF2CS2	1,45	1,25	1,72	0,0000	0,07	6,08
EG2NF2CS3	1,27	1,09	1,51	0,0000	0,07	4,13
EG2NF3CS1	1,64	1,42	1,95	0,0000	0,08	7,72
EG2NF3CS2	1,45	1,25	1,72	0,0000	0,07	6,08
EG2NF3CS3	1,27	1,09	1,51	0,0000	0,07	4,13
EG2NF4CS1	1,43	1,23	1,71	0,0000	0,07	5,82
EG2NF4CS2	1,26	1,08	1,51	0,0000	0,07	4,00
EG2NF4CS3	1,10	0,94	1,32	0,0200	0,06	1,80
EG3NF1CS1	1,59	1,36	1,89	0,0000	0,08	7,23
EG3NF1CS2	1,41	1,21	1,68	0,0000	0,07	5,64
EG3NF1CS3	1,24	1,07	1,47	0,0000	0,06	3,77
EG3NF2CS1	1,59	1,36	1,89	0,0000	0,08	7,23
EG3NF2CS2	1,41	1,21	1,68	0,0000	0,07	5,64
EG3NF2CS3	1,24	1,07	1,47	0,0000	0,06	3,77
EG3NF3CS1	1,59	1,36	1,89	0,0000	0,08	7,23
EG3NF3CS2	1,41	1,21	1,68	0,0000	0,07	5,64
EG3NF3CS3	1,24	1,06	1,47	0,0000	0,06	3,75
EG3NF4CS1	1,40	1,20	1,67	0,0000	0,07	5,51
EG3NF4CS2	1,24	1,06	1,48	0,0000	0,06	3,71
EG3NF4CS3	1,09	0,92	1,29	0,0525	0,06	1,49

Tabla A.4-6: Tabla resumen de los resultados del análisis de estabilidad de taludes para la falla superficial circular en embalses de relaves.

Caso	Falla superficial circular					
	FS promedio [-]	FS mínimo [-]	FS máximo [-]	Probabilidad de falla [-]	Desviación estándar [-]	Índice de confiabilidad [-]
EG1NF1CS1	1,74	1,45	2,08	0,0000	0,10	7,55
EG1NF1CS2	1,53	1,27	1,83	0,0000	0,09	6,07
EG1NF1CS3	1,33	1,10	1,59	0,0000	0,08	4,32
EG1NF2CS1	1,74	1,45	2,08	0,0000	0,10	7,55
EG1NF2CS2	1,53	1,27	1,83	0,0000	0,09	6,07
EG1NF2CS3	1,33	1,10	1,59	0,0000	0,08	4,32
EG1NF3CS1	1,74	1,45	2,08	0,0000	0,10	7,55
EG1NF3CS2	1,53	1,27	1,83	0,0000	0,09	6,07
EG1NF3CS3	1,33	1,10	1,59	0,0000	0,08	4,32
EG1NF4CS1	1,66	1,44	1,98	0,0000	0,08	7,97
EG1NF4CS2	1,47	1,27	1,75	0,0000	0,07	6,39
EG1NF4CS3	1,30	1,12	1,54	0,0000	0,06	4,65
EG2NF1CS1	1,62	1,32	1,94	0,0000	0,10	6,45
EG2NF1CS2	1,43	1,16	1,71	0,0000	0,09	4,99
EG2NF1CS3	1,25	1,01	1,50	0,0000	0,08	3,25
EG2NF2CS1	1,62	1,32	1,94	0,0000	0,10	6,45
EG2NF2CS2	1,43	1,16	1,71	0,0000	0,09	4,99
EG2NF2CS3	1,25	1,01	1,50	0,0000	0,08	3,25
EG2NF3CS1	1,62	1,32	1,94	0,0000	0,10	6,45
EG2NF3CS2	1,43	1,16	1,71	0,0000	0,09	4,99
EG2NF3CS3	1,25	1,01	1,50	0,0000	0,08	3,25
EG2NF4CS1	1,48	1,26	1,76	0,0000	0,08	6,17
EG2NF4CS2	1,31	1,12	1,56	0,0000	0,07	4,51
EG2NF4CS3	1,16	0,99	1,38	0,0015	0,06	2,58
EG3NF1CS1	1,56	1,26	1,87	0,0000	0,10	5,86
EG3NF1CS2	1,38	1,11	1,66	0,0000	0,09	4,41
EG3NF1CS3	1,20	0,96	1,45	0,0025	0,08	2,69
EG3NF2CS1	1,56	1,26	1,87	0,0000	0,10	5,86
EG3NF2CS2	1,38	1,11	1,66	0,0000	0,09	4,41
EG3NF2CS3	1,20	0,96	1,45	0,0025	0,08	2,69
EG3NF3CS1	1,56	1,26	1,87	0,0000	0,10	5,86
EG3NF3CS2	1,38	1,11	1,66	0,0000	0,09	4,41
EG3NF3CS3	1,20	0,96	1,45	0,0025	0,08	2,69
EG3NF4CS1	1,45	1,23	1,73	0,0000	0,08	5,82

Caso	FS promedio [-]	FS mínimo [-]	FS máximo [-]	Probabilidad de falla [-]	Desviación estándar [-]	Índice de confiabilidad [-]
EG3NF4CS2	1,29	1,09	1,54	0,0000	0,07	4,19
EG3NF4CS3	1,14	0,96	1,36	0,0050	0,06	2,26

A.5. Análisis de Resultados

En el siguiente capítulo se presentan las tablas, gráficos y figuras que forman parte de los análisis y discusiones de los resultados obtenidos en este trabajo.

A.5.1. Esquemas de los Modelos

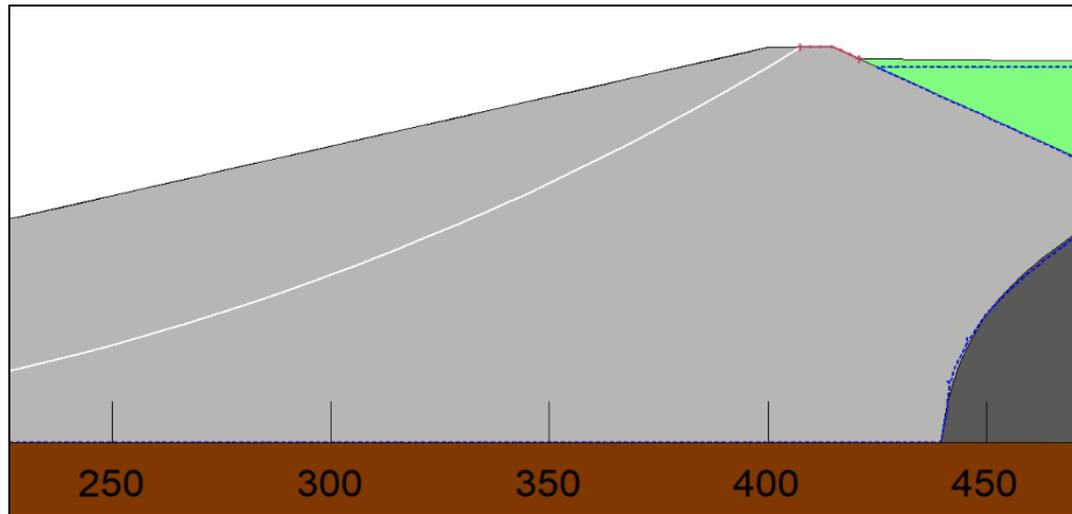


Figura A.5.1-1: Recorte sobre el rango de entrada de la superficie de deslizamiento de la falla global circular en el caso TG1NF1CS1 (imagen obtenida de SLOPE/W).

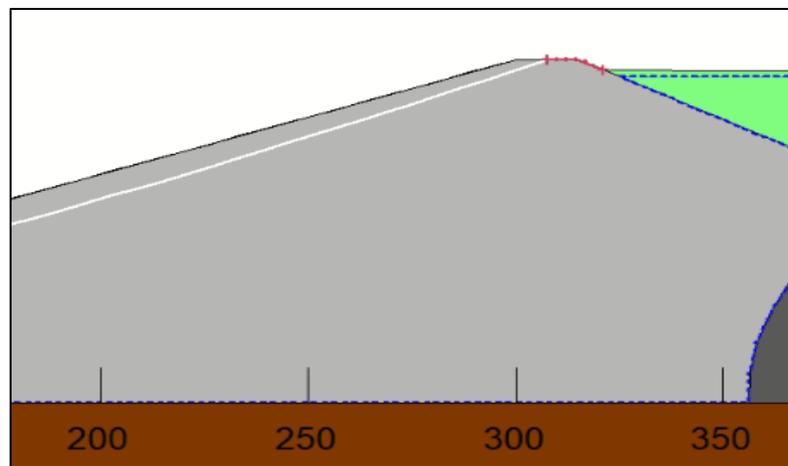


Figura A.5.1-2: Recorte sobre el rango de entrada de la superficie de deslizamiento de la falla global circular en el caso TG3NF1CS1 sin considerar profundidad mínima de deslizamiento (imagen obtenida de SLOPE/W).

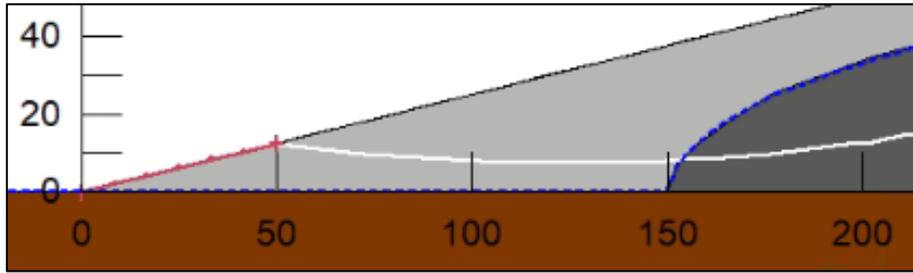


Figura A.5.1-3: Recorte sobre el rango de salida de la superficie de deslizamiento de la falla global circular en el caso TG1NF3CS1 (imagen obtenida de SLOPE/W).

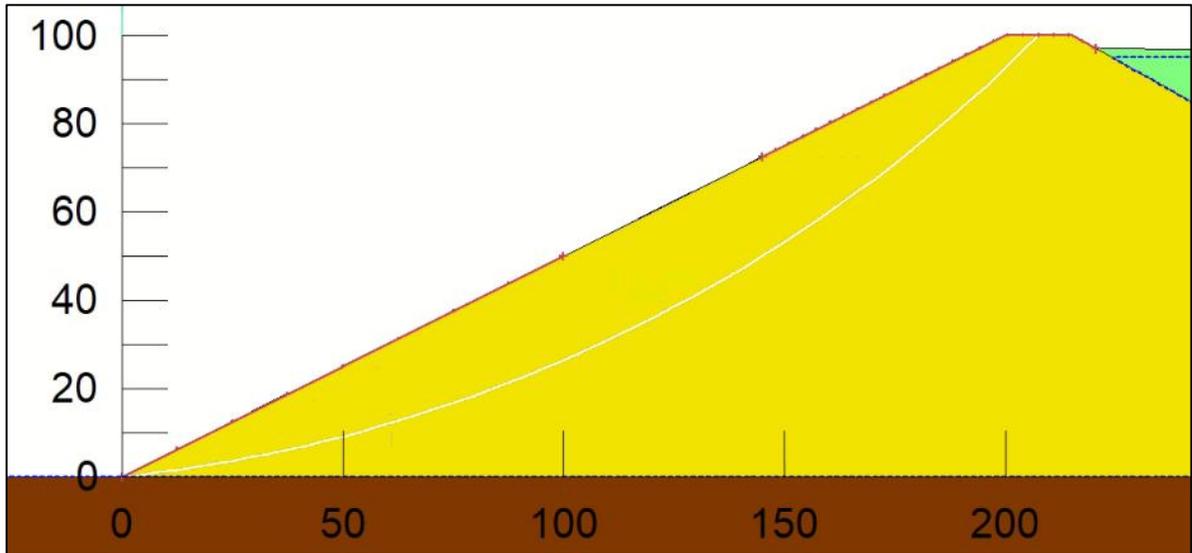


Figura A.5.1-4: Recorte sobre la superficie de deslizamiento de la falla circular modificada en el caso EG1NF1CS1 (imagen obtenida de SLOPE/W).

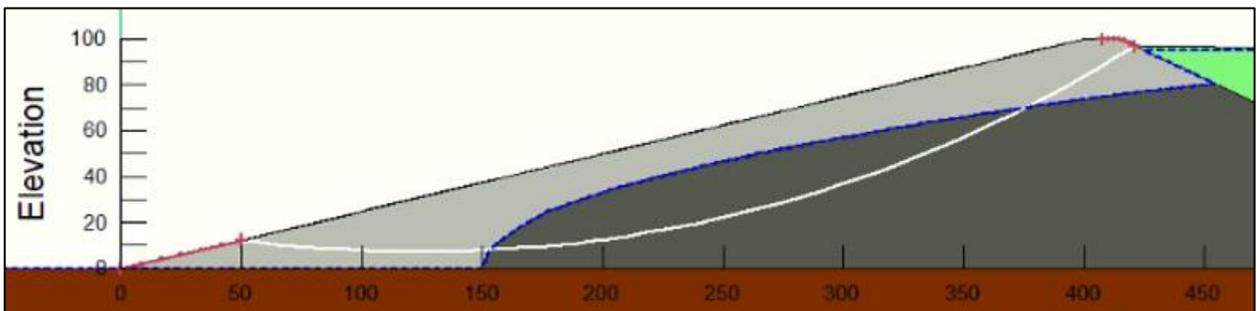


Figura A.5.1-5: Recorte sobre la superficie de deslizamiento de la falla global circular en el caso TG1NF3CS3 (imagen obtenida de SLOPE/W).

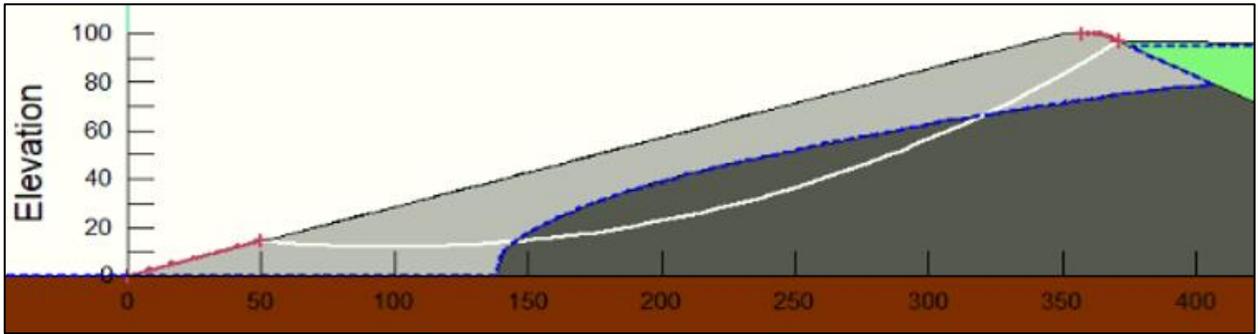


Figura A.5.1-6: Recorte sobre la superficie de deslizamiento de la falla global circular en el caso TG2NF3CS3 (imagen obtenida de SLOPE/W).

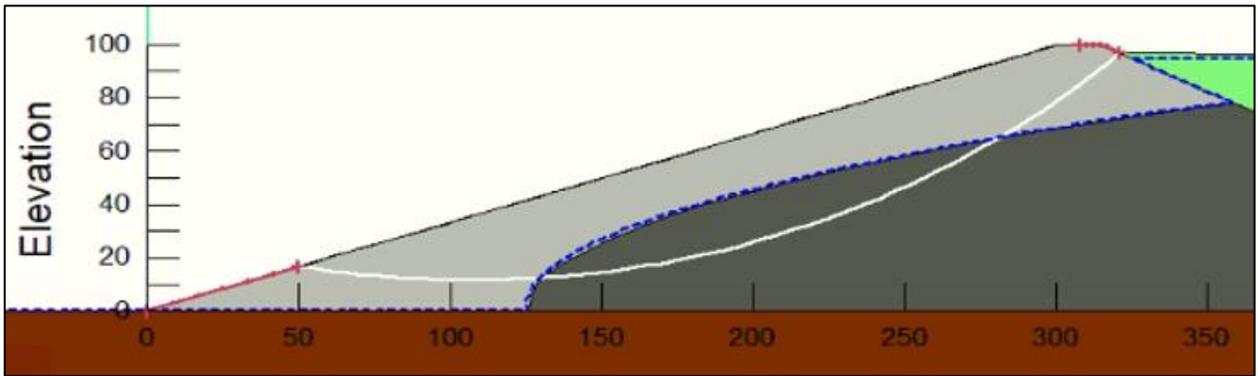


Figura A.5.1-7: Recorte sobre la superficie de deslizamiento de la falla global circular en el caso TG3NF3CS3 (imagen obtenida de SLOPE/W).

A.5.2. Efectos sobre los Factores de Seguridad de los Parámetros Críticos

Tabla A.5.2-1: Diferencias entre factores de seguridad promedio dadas por variaciones de geometrías en los distintos casos de estudio de los tranques de relave.

Factores de seguridad promedio [-]						
Situación NF y CS	Falla global bloque		Falla global circular		Falla superficial circular	
	G1-G2	G2-G3	G1-G2	G2-G3	G1-G2	G2-G3
TNF1CS1	0,03	0,05	0,15	0,17	0,15	0,16
TNF1CS2	0,02	0,03	0,12	0,12	0,11	0,12
TNF1CS3	0,01	0,01	0,09	0,10	0,08	0,10
TNF2CS1	0	0,01	0,15	0,17	0,15	0,16
TNF2CS2	0	0	0,12	0,12	0,11	0,12
TNF2CS3	0	-0,01	0,09	0,10	0,08	0,10
TNF3CS1	0	0,01	0,01	-0,01	-0,05	-0,1
TNF3CS2	0	-0,01	-0,01	-0,01	-0,05	-0,09
TNF3CS3	0	-0,01	-0,02	-0,02	-0,06	-0,08
TNF4CS1	0,01	0	0,01	0	0	-0,02
TNF4CS2	0	0	0	0	-0,04	-0,01
TNF4CS3	0	-0,01	-0,02	0	-0,04	-0,03

Tabla A.5.2-2: Diferencias entre factores de seguridad promedio dadas por variaciones de geometrías en los distintos casos de estudio de los embalses de relave.

Factores de seguridad promedio [-]						
Situación NF y CS	Falla global bloque		Falla global circular		Falla superficial circular	
	G1-G2	G2-G3	G1-G2	G2-G3	G1-G2	G2-G3
ENF1CS1	0,03	0,01	0,12	0,05	0,12	0,06
ENF1CS2	0,01	0	0,10	0,04	0,10	0,05
ENF1CS3	0	0	0,08	0,03	0,08	0,05
ENF2CS1	0,02	0,01	0,12	0,05	0,12	0,06
ENF2CS2	0,01	0	0,10	0,04	0,10	0,05
ENF2CS3	0,01	0	0,08	0,03	0,08	0,05
ENF3CS1	0	0,01	0,10	0,05	0,12	0,06
ENF3CS2	-0,01	0,01	0,07	0,04	0,10	0,05
ENF3CS3	0	0	0,06	0,03	0,08	0,05
ENF4CS1	0,06	0	0,17	0,03	0,18	0,03
ENF4CS2	0,04	0	0,14	0,02	0,16	0,02
ENF4CS3	0,02	0	0,12	0,01	0,14	0,02

Tabla A.5.2-3: Diferencias porcentuales entre los rangos de ángulos de inclinación para cada geometría en tranques y embalses de relaves.

Estructura	Tranque			Embalse		
	G1	G2	G3	G1	G2	G3
Geometría						
Relación vertical-horizontal	1:4	1:3,5	1:3	1:2	1:1,8	1:1,7
Ángulo de inclinación [°]	14,04	15,95	18,43	26,57	29,05	30,47
Diferencias de ángulos [°]	G1-G2	G2-G3	Total	G1-G2	G2-G3	Total
	1,91	2,49	4,40	2,49	1,41	3,90
Diferencia porcentual [%]	43,4	56,6	100	63,8	36,2	100

Tabla A.5.2-4: Diferencias entre factores de seguridad promedio dadas por variaciones de niveles freáticos en los distintos casos de estudio de los tranques de relave.

Factores de seguridad promedio [-]									
Situación G y CS	Falla global bloque			Falla global circular			Falla superficial circular		
	NF1- NF2	NF2- NF3	NF3- NF4	NF1- NF2	NF2- NF3	NF3- NF4	NF1- NF2	NF2- NF3	NF3- NF4
TG1CS1	0,72	0,54	0,14	0	0,97	0,35	0	1,03	0,23
TG1CS2	0,56	0,44	0,11	0	0,79	0,30	0	0,82	0,23
TG1CS3	0,44	0,36	0,10	0	0,64	0,27	0	0,65	0,22
TG2CS1	0,69	0,54	0,15	0	0,83	0,35	0	0,83	0,28
TG2CS2	0,54	0,44	0,11	0	0,66	0,31	0	0,66	0,24
TG2CS3	0,43	0,36	0,10	0	0,53	0,27	0	0,51	0,24
TG3CS1	0,65	0,54	0,14	0	0,65	0,36	0	0,57	0,36
TG3CS2	0,51	0,43	0,12	0	0,53	0,32	0	0,45	0,32
TG3CS3	0,41	0,36	0,10	0	0,41	0,29	0	0,33	0,29

Tabla A.5.2-5: Diferencias entre factores de seguridad promedio dadas por variaciones de niveles freáticos en los distintos casos de estudio de los embalses de relave.

Factores de seguridad promedio [-]									
Situación G y CS	Falla global bloque			Falla global circular			Falla superficial circular		
	NF1- NF2	NF2- NF3	NF3- NF4	NF1- NF2	NF2- NF3	NF3- NF4	NF1- NF2	NF2- NF3	NF3- NF4
EG1CS1	0,44	0,38	0,08	0	0,02	0,14	0	0	0,08
EG1CS2	0,35	0,30	0,06	0	0,03	0,12	0	0	0,06
EG1CS3	0,28	0,24	0,06	0	0,02	0,11	0	0	0,03
EG2CS1	0,43	0,36	0,14	0	0	0,21	0	0	0,14
EG2CS2	0,35	0,28	0,11	0	0	0,19	0	0	0,12

Factores de seguridad promedio [-]									
Situación G y CS	Falla global bloque			Falla global circular			Falla superficial circular		
	NF1- NF2	NF2- NF3	NF3- NF4	NF1- NF2	NF2- NF3	NF3- NF4	NF1- NF2	NF2- NF3	NF3- NF4
EG2CS3	0,29	0,23	0,08	0	0	0,17	0	0	0,09
EG3CS1	0,43	0,36	0,13	0	0	0,19	0	0	0,11
EG3CS2	0,35	0,29	0,10	0	0	0,17	0	0	0,09
EG3CS3	0,29	0,23	0,08	0	0	0,15	0	0	0,06

Tabla A.5.2-6: Diferencias entre factores de seguridad promedio dadas por variaciones de coeficientes sísmicos en los distintos casos de estudio de los tranques de relave.

Factores de seguridad promedio [-]						
Situación G y NF	Falla global bloque		Falla global circular		Falla superficial circular	
	CS1-CS2	CS2-CS3	CS1-CS2	CS2-CS3	CS1-CS2	CS2-CS3
TG1NF1	0,40	0,29	0,29	0,24	0,28	0,23
TG1NF2	0,24	0,17	0,29	0,24	0,28	0,23
TG1NF3	0,14	0,09	0,11	0,09	0,07	0,06
TG1NF4	0,11	0,08	0,06	0,06	0,07	0,05
TG2NF1	0,39	0,28	0,26	0,21	0,24	0,20
TG2NF2	0,24	0,17	0,26	0,21	0,24	0,20
TG2NF3	0,14	0,09	0,09	0,08	0,07	0,05
TG2NF4	0,10	0,08	0,05	0,04	0,03	0,05
TG3NF1	0,37	0,26	0,21	0,19	0,20	0,18
TG3NF2	0,23	0,16	0,21	0,19	0,20	0,18
TG3NF3	0,12	0,09	0,09	0,07	0,08	0,06
TG3NF4	0,10	0,07	0,05	0,04	0,04	0,03

Tabla A.5.2-7: Diferencias entre factores de seguridad promedio dadas por variaciones de coeficientes sísmicos en los distintos casos de estudio de los embalses de relave.

Factores de seguridad promedio [-]						
Situación G y NF	Falla global bloque		Falla global circular		Falla superficial circular	
	CS1-CS2	CS2-CS3	CS1-CS2	CS2-CS3	CS1-CS2	CS2-CS3
EG1NF1	0,68	0,50	0,21	0,20	0,21	0,20
EG1NF2	0,59	0,43	0,21	0,20	0,21	0,20
EG1NF3	0,51	0,37	0,22	0,19	0,21	0,20
EG1NF4	0,49	0,37	0,20	0,18	0,19	0,17
EG2NF1	0,66	0,49	0,19	0,18	0,19	0,18

Factores de seguridad promedio [-]						
Situación G y NF	Falla global bloque		Falla global circular		Falla superficial circular	
	CS1-CS2	CS2-CS3	CS1-CS2	CS2-CS3	CS1-CS2	CS2-CS3
EG2NF2	0,58	0,43	0,19	0,18	0,19	0,18
EG2NF3	0,50	0,38	0,19	0,18	0,19	0,18
EG2NF4	0,47	0,35	0,17	0,16	0,17	0,15
EG3NF1	0,65	0,49	0,18	0,17	0,18	0,18
EG3NF2	0,57	0,43	0,18	0,17	0,18	0,18
EG3NF3	0,50	0,37	0,18	0,17	0,18	0,18
EG3NF4	0,47	0,35	0,16	0,15	0,16	0,15

Tabla A.5.2-8: Diferencias porcentuales de los rangos entre coeficientes sísmicos horizontales para ambas estructuras.

Coefficiente sísmico	CS1	CS2	CS3
Coefficiente sísmico horizontal [-]	0,15	0,22	0,3
Diferencias de coeficiente sísmico horizontal [-]	CS1-CS2	CS2-CS3	Total
	0,07	0,08	0,15
Diferencia porcentual [%]	46,7	53,3	100

Tabla A.5.2-9: Desviaciones estándar de los factores de seguridad para los distintos tipos de fallas y estructuras.

Caso	Desviaciones estándar [-]					
	Falla global bloque		Falla global circular		Falla superficial circular	
	Tranque	Embalse	Tranque	Embalse	Tranque	Embalse
G1NF1CS1	0,10	0,15	0,09	0,09	0,08	0,10
G1NF1CS2	0,07	0,12	0,07	0,08	0,07	0,09
G1NF1CS3	0,06	0,09	0,06	0,07	0,06	0,08
G1NF2CS1	0,05	0,14	0,09	0,09	0,08	0,10
G1NF2CS2	0,04	0,11	0,07	0,08	0,07	0,09
G1NF2CS3	0,03	0,08	0,06	0,07	0,06	0,08
G1NF3CS1	0,02	0,13	0,03	0,09	0,02	0,10
G1NF3CS2	0,02	0,10	0,02	0,08	0,02	0,09
G1NF3CS3	0,01	0,08	0,02	0,07	0,01	0,08
G1NF4CS1	0,02	0,13	0,01	0,08	0,01	0,08
G1NF4CS2	0,01	0,10	0,01	0,07	0,01	0,07
G1NF4CS3	0,01	0,08	0,01	0,06	0,01	0,06
G2NF1CS1	0,09	0,15	0,08	0,08	0,07	0,10

Caso	Desviaciones estándar [-]					
	Falla global bloque		Falla global circular		Falla superficial circular	
	Tranque	Embalse	Tranque	Embalse	Tranque	Embalse
G2NF1CS2	0,07	0,12	0,07	0,07	0,06	0,09
G2NF1CS3	0,06	0,09	0,06	0,07	0,05	0,08
G2NF2CS1	0,05	0,14	0,08	0,08	0,07	0,10
G2NF2CS2	0,04	0,11	0,07	0,07	0,06	0,09
G2NF2CS3	0,03	0,08	0,06	0,07	0,05	0,08
G2NF3CS1	0,02	0,13	0,03	0,08	0,02	0,10
G2NF3CS2	0,02	0,10	0,02	0,07	0,02	0,09
G2NF3CS3	0,01	0,08	0,02	0,07	0,02	0,08
G2NF4CS1	0,02	0,12	0,01	0,07	0,01	0,08
G2NF4CS2	0,01	0,10	0,01	0,07	0,01	0,07
G2NF4CS3	0,01	0,08	0,01	0,06	0,01	0,06
G3NF1CS1	0,09	0,15	0,07	0,08	0,07	0,10
G3NF1CS2	0,07	0,12	0,06	0,07	0,06	0,09
G3NF1CS3	0,06	0,09	0,05	0,06	0,05	0,08
G3NF2CS1	0,05	0,14	0,07	0,08	0,07	0,10
G3NF2CS2	0,04	0,11	0,06	0,07	0,06	0,09
G3NF2CS3	0,03	0,08	0,05	0,06	0,05	0,08
G3NF3CS1	0,02	0,13	0,03	0,08	0,02	0,10
G3NF3CS2	0,02	0,10	0,03	0,07	0,02	0,09
G3NF3CS3	0,01	0,08	0,02	0,06	0,02	0,08
G3NF4CS1	0,02	0,12	0,01	0,07	0,01	0,08
G3NF4CS2	0,01	0,10	0,01	0,06	0,01	0,07
G3NF4CS3	0,01	0,08	0,01	0,06	0,01	0,06

Tabla A.5.2-10: Promedio de las desviaciones estándar en los distintos tipos de fallas y estructuras.

Estructura	Promedio de las desviaciones estándar [-]		
	Falla global bloque	Falla global circular	Falla superficial circular
Tranque	0,04	0,04	0,04
Embalse	0,11	0,07	0,09

Tabla A.5.2-11: Valor que representa a los efectos sobre los factores de seguridad que provoca la resistencia al corte de los materiales.

Estructura	Dos veces el promedio de las desviaciones estándar [-]		
	Falla global bloque	Falla global circular	Falla superficial circular
Tranque	0,07	0,09	0,08
Embalse	0,22	0,15	0,17

Tabla A.5.2-12: Variación promedio en factores de seguridad promedio provocadas por los distintos parámetros críticos a lo largo de todo su rango de variación.

Parámetro crítico	Estructura	Variación promedio en factores de seguridad promedio [-]		
		Falla global bloque	Falla global circular	Falla superficial circular
Nivel freático	Tranque	0,55	0	0
	Embalse	0,36	0	0
Geometría	Tranque	0,05	0,25	0,24
	Embalse	0,02	0,14	0,15
Coeficiente sísmico	Tranque	0,53	0,47	0,44
	Embalse	1,08	0,38	0,38

Tabla A.5.2-13: Diferencias entre factores de seguridad máximo y mínimo de los distintos casos de estudio de ambas estructuras en sus tres tipos de fallas.

Caso	Diferencias entre factores de seguridad máximos y mínimos [-]					
	Falla global bloque		Falla global circular		Falla superficial circular	
	Tranque	Embalse	Tranque	Embalse	Tranque	Embalse
G1NF1CS1	0,67	1,01	0,46	0,57	0,44	0,63
G1NF1CS2	0,51	0,78	0,39	0,50	0,37	0,56
G1NF1CS3	0,40	0,61	0,33	0,44	0,30	0,49
G1NF2CS1	0,37	0,92	0,46	0,57	0,44	0,63
G1NF2CS2	0,28	0,71	0,39	0,50	0,37	0,56
G1NF2CS3	0,23	0,56	0,33	0,44	0,30	0,49
G1NF3CS1	0,14	0,86	0,17	0,55	0,10	0,63
G1NF3CS2	0,12	0,66	0,15	0,49	0,10	0,56
G1NF3CS3	0,09	0,53	0,13	0,43	0,07	0,49
G1NF4CS1	0,13	0,84	0,08	0,51	0,06	0,54
G1NF4CS2	0,10	0,65	0,07	0,46	0,06	0,48
G1NF4CS3	0,08	0,52	0,05	0,40	0,04	0,42

Caso	Diferencias entre factores de seguridad máximos y mínimos [-]					
	Falla global bloque		Falla global circular		Falla superficial circular	
	Tranque	Embalse	Tranque	Embalse	Tranque	Embalse
G2NF1CS1	0,66	0,99	0,42	0,53	0,40	0,62
G2NF1CS2	0,50	0,77	0,35	0,47	0,34	0,55
G2NF1CS3	0,40	0,61	0,30	0,42	0,28	0,49
G2NF2CS1	0,37	0,91	0,42	0,53	0,40	0,62
G2NF2CS2	0,28	0,71	0,35	0,47	0,34	0,55
G2NF2CS3	0,22	0,56	0,30	0,42	0,28	0,49
G2NF3CS1	0,15	0,85	0,18	0,53	0,13	0,62
G2NF3CS2	0,11	0,66	0,16	0,47	0,11	0,55
G2NF3CS3	0,09	0,52	0,13	0,42	0,11	0,49
G2NF4CS1	0,13	0,83	0,08	0,48	0,07	0,50
G2NF4CS2	0,09	0,64	0,07	0,43	0,05	0,44
G2NF4CS3	0,07	0,51	0,06	0,38	0,04	0,39
G3NF1CS1	0,64	0,99	0,38	0,53	0,36	0,61
G3NF1CS2	0,49	0,76	0,33	0,47	0,30	0,55
G3NF1CS3	0,39	0,61	0,27	0,40	0,26	0,49
G3NF2CS1	0,37	0,90	0,38	0,53	0,36	0,61
G3NF2CS2	0,29	0,71	0,33	0,47	0,30	0,55
G3NF2CS3	0,23	0,56	0,27	0,40	0,26	0,49
G3NF3CS1	0,14	0,85	0,16	0,53	0,15	0,61
G3NF3CS2	0,11	0,65	0,14	0,47	0,14	0,55
G3NF3CS3	0,09	0,52	0,13	0,41	0,13	0,49
G3NF4CS1	0,13	0,83	0,06	0,47	0,06	0,50
G3NF4CS2	0,09	0,64	0,06	0,42	0,06	0,45
G3NF4CS3	0,07	0,51	0,06	0,37	0,06	0,40

Tabla A.5.2-14: Diferencias máximas entre factores de seguridad máximos y mínimos para los distintos tipos de fallas y estructuras.

Estructura	Diferencias máximas entre factores de seguridad máximos y mínimos [-]		
	Falla global bloque	Falla global circular	Falla superficial circular
Tranque	0,67	0,46	0,44
Embalse	1,01	0,57	0,63

Tabla A.5.2-15: Variación máxima en factores de seguridad promedio provocadas por los distintos parámetros críticos a lo largo de todo su rango de variación.

Parámetro crítico	Estructura	Variación máxima en factores de seguridad promedio [-]		
		Falla global bloque	Falla global circular	Falla superficial circular
Nivel freático	Tranque	0,72	0	0
	Embalse	0,44	0	0
Geometría	Tranque	0,08	0,32	0,31
	Embalse	0,04	0,17	0,18
Coeficiente sísmico	Tranque	0,69	0,53	0,51
	Embalse	1,18	0,41	0,41

A.5.3. Análisis Comparativo

Tabla A.5.3-1: Diferencias entre factores de seguridad promedio dadas por variaciones de geometrías en los casos de estudio seleccionados de los tranques de relave.

Factores de seguridad promedio [-]						
Situación NF y CS	Falla global bloque		Falla global circular		Falla superficial circular	
	G1-G2	G1-G3	G1-G2	G1-G3	G1-G2	G1-G3
TNF1CS1	0,03	0,08	0,15	0,32	0,15	0,31
TNF1CS2	0,02	0,05	0,12	0,24	0,11	0,23
TNF1CS3	0,01	0,02	0,09	0,19	0,08	0,18
TNF2CS1			0,15	0,32	0,15	0,31
TNF2CS2			0,12	0,24	0,11	0,23
TNF2CS3			0,09	0,19	0,08	0,18

Tabla A.5.3-2: Diferencias entre factores de seguridad promedio dadas por variaciones de geometrías en los casos de estudio seleccionados de los embalses de relave.

Factores de seguridad promedio [-]						
Situación NF y CS	Falla global bloque		Falla global circular		Falla superficial circular	
	G1-G2	G1-G3	G1-G2	G1-G3	G1-G2	G1-G3
ENF1CS1	0,03	0,04	0,12	0,17	0,12	0,18
ENF1CS2	0,01	0,01	0,10	0,14	0,10	0,15
ENF1CS3	0	0	0,08	0,11	0,08	0,13
ENF2CS1	0,02	0,03	0,12	0,17	0,12	0,18
ENF2CS2	0,01	0,01	0,10	0,14	0,10	0,15
ENF2CS3	0,01	0,01	0,08	0,11	0,08	0,13

Tabla A.5.3-3: Diferencias entre factores de seguridad promedio dadas por variaciones de niveles freáticos en los casos de estudio seleccionados de los tranques de relave.

Factores de seguridad promedio [-]			
Situación	Falla global bloque	Falla global circular	Falla superficial circular
G y CS	NF1-NF2	NF1-NF2	NF1-NF2
TG1CS1	0,72	0	0
TG1CS2	0,56	0	0
TG1CS3	0,44	0	0
TG2CS1	0,69	0	0
TG2CS2	0,54	0	0
TG2CS3	0,43	0	0
TG3CS1	0,65	0	0
TG3CS2	0,51	0	0
TG3CS3	0,41	0	0

Tabla A.5.3-4: Diferencias entre factores de seguridad promedio dadas por variaciones de niveles freáticos en los casos de estudio seleccionados de los embalses de relave.

Factores de seguridad promedio [-]			
Situación	Falla global bloque	Falla global circular	Falla superficial circular
G y CS	NF1-NF2	NF1-NF2	NF1-NF2
EG1CS1	0,44	0	0
EG1CS2	0,35	0	0
EG1CS3	0,28	0	0
EG2CS1	0,43	0	0
EG2CS2	0,35	0	0
EG2CS3	0,29	0	0
EG3CS1	0,43	0	0
EG3CS2	0,35	0	0
EG3CS3	0,29	0	0

Tabla A.5.3-5: Diferencias entre factores de seguridad promedio dadas por variaciones de coeficientes sísmicos en los casos de estudio seleccionados de los tranques de relave.

Factores de seguridad promedio [-]						
Situación G y NF	Falla global bloque		Falla global circular		Falla superficial circular	
	CS1-CS2	CS1-CS3	CS1-CS2	CS1-CS3	CS1-CS2	CS1-CS3
TG1NF1	0,40	0,69	0,29	0,53	0,28	0,51
TG1NF2	0,24	0,41	0,29	0,53	0,28	0,51
TG2NF1	0,39	0,67	0,26	0,47	0,24	0,44
TG2NF2	0,24	0,41	0,26	0,47	0,24	0,44
TG3NF1	0,37	0,63	0,21	0,40	0,20	0,38
TG3NF2	0,23	0,39	0,21	0,40	0,20	0,38

Tabla A.5.3-6: Diferencias entre factores de seguridad promedio dadas por variaciones de coeficientes sísmicos en los casos de estudio seleccionados de los embalses de relave.

Factores de seguridad promedio [-]						
Situación G y NF	Falla global bloque		Falla global circular		Falla superficial circular	
	CS1-CS2	CS1-CS3	CS1-CS2	CS1-CS3	CS1-CS2	CS1-CS3
EG1NF1	0,68	1,18	0,21	0,41	0,21	0,41
EG1NF2	0,59	1,02	0,21	0,41	0,21	0,41
EG2NF1	0,66	1,15	0,19	0,37	0,19	0,37
EG2NF2	0,58	1,01	0,19	0,37	0,19	0,37
EG3NF1	0,65	1,14	0,18	0,35	0,18	0,36
EG3NF2	0,57	1,00	0,18	0,35	0,18	0,36

Tabla A.5.3-7: Variaciones máxima y promedio de factores de seguridad promedio dadas por cambios de geometrías en los casos de estudio seleccionados para ambas estructuras.

Factores de seguridad promedio [-]						
Estructura	Tranque					
Variación	Falla global bloque		Falla global circular		Falla superficial circular	
	G1-G2	G1-G3	G1-G2	G1-G3	G1-G2	G1-G3
Máxima	0,03	0,08	0,15	0,32	0,15	0,31
Promedio	0,02	0,05	0,12	0,25	0,11	0,24
Estructura	Embalse					
Variación	Falla global bloque		Falla global circular		Falla superficial circular	
	G1-G2	G1-G3	G1-G2	G1-G3	G1-G2	G1-G3
Máxima	0,03	0,04	0,12	0,17	0,12	0,18
Promedio	0,01	0,02	0,10	0,14	0,10	0,15

Tabla A.5.3-8: Variaciones máxima y promedio de factores de seguridad promedio dadas por cambios de niveles freáticos en los casos de estudio seleccionados para ambas estructuras.

Factores de seguridad promedio [-]			
Estructura	Tranque		
Variación	Falla global bloque	Falla global circular	Falla superficial circular
	NF1-NF2	NF1-NF2	NF1-NF2
Máxima	0,72	0	0
Promedio	0,55	0	0
Estructura	Embalse		
Variación	Falla global bloque	Falla global circular	Falla superficial circular
	NF1-NF2	NF1-NF2	NF1-NF2
Máxima	0,44	0	0
Promedio	0,36	0	0

Tabla A.5.3-9: Variaciones máxima y promedio de factores de seguridad promedio dadas por cambios de coeficientes sísmicos en los casos de estudio seleccionados para ambas estructuras.

Factores de seguridad promedio [-]						
Estructura	Tranque					
Variación	Falla global bloque		Falla global circular		Falla superficial circular	
	CS1-CS2	CS1-CS3	CS1-CS2	CS1-CS3	CS1-CS2	CS1-CS3
Máxima	0,40	0,69	0,29	0,53	0,28	0,51
Promedio	0,31	0,53	0,25	0,47	0,24	0,44
Estructura	Embalse					
Variación	Falla global bloque		Falla global circular		Falla superficial circular	
	CS1-CS2	CS1-CS3	CS1-CS2	CS1-CS3	CS1-CS2	CS1-CS3
Máxima	0,68	1,18	0,21	0,41	0,21	0,41
Promedio	0,62	1,08	0,19	0,38	0,19	0,38

Tabla A.5.3-10: Tabla resumen de las diferencias porcentuales de los rangos de cada parámetro crítico para ambas estructuras.

Parámetro crítico	Estructura	Rangos	Diferencia porcentual [%]
Geometría	Tranque	G1-G2	43,4
		G1-G3	100
	Embalse	G1-G2	63,8
		G1-G3	100
Nivel freático	Ambas	NF1-NF2	100
Coeficiente sísmico	Ambas	CS1-CS2	46,7
		CS1-CS3	100

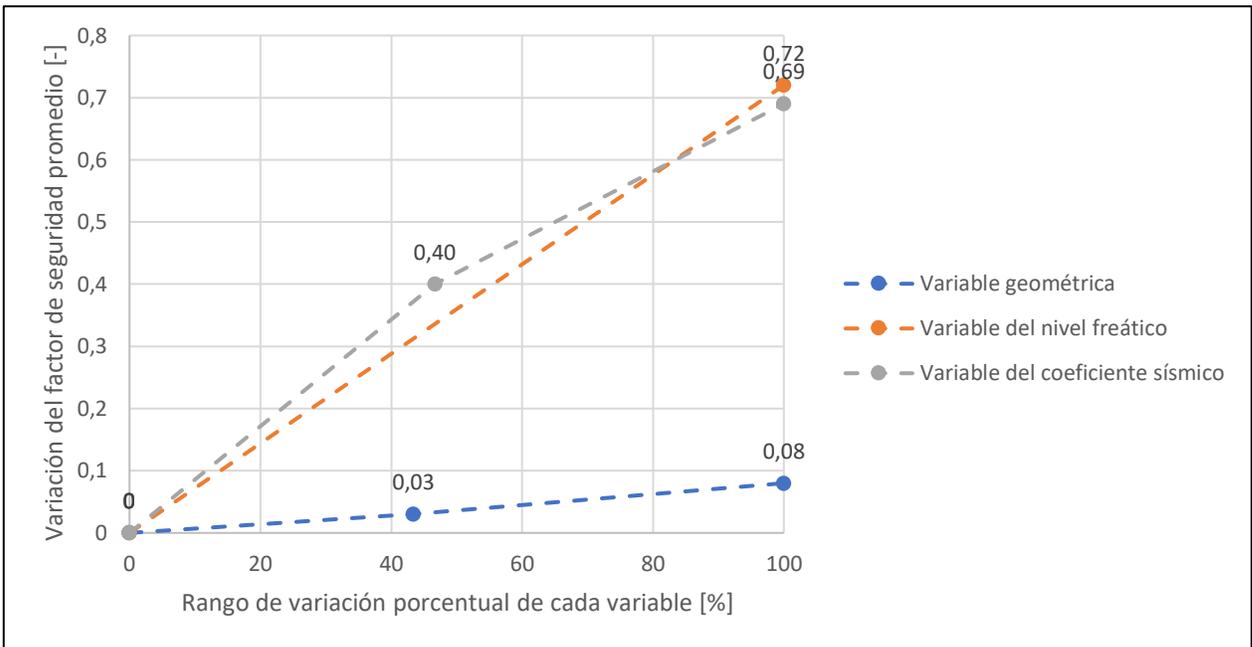


Figura A.5.3-1: Variación máxima del factor de seguridad promedio en función del rango evaluado de cada variable para la falla global tipo bloque en tranques de relave (elaboración propia).

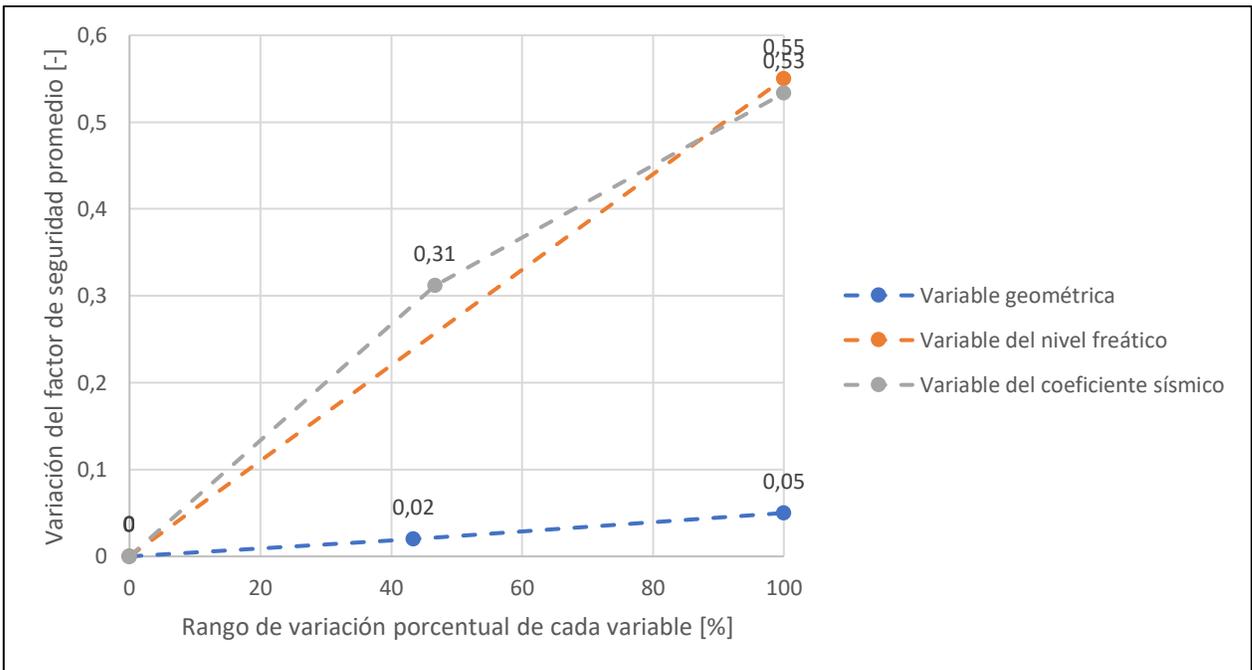


Figura A.5.3-2: Variación promedio del factor de seguridad promedio en función del rango evaluado de cada variable para la falla global tipo bloque en tranques de relave (elaboración propia).

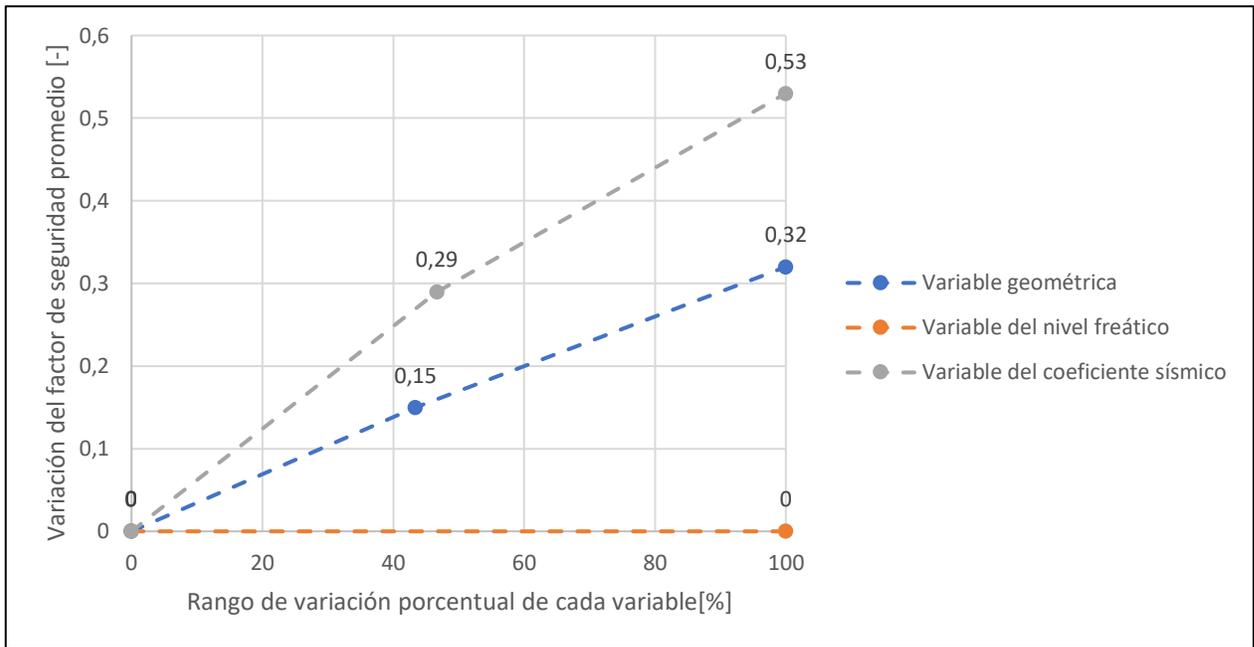


Figura A.5.3-3: Variación máxima del factor de seguridad promedio en función del rango evaluado de cada variable para la falla global circular en tranques de relave (elaboración propia).

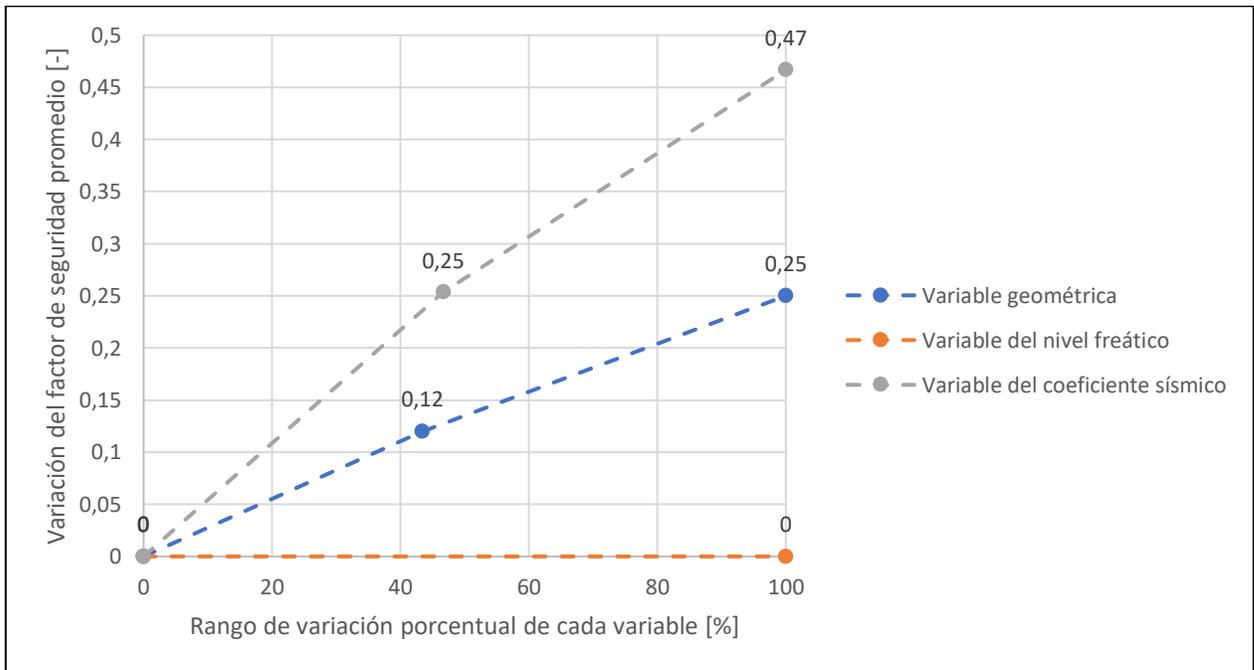


Figura A.5.3-4: Variación promedio del factor de seguridad promedio en función del rango evaluado de cada variable para la falla global circular en tranques de relave (elaboración propia).

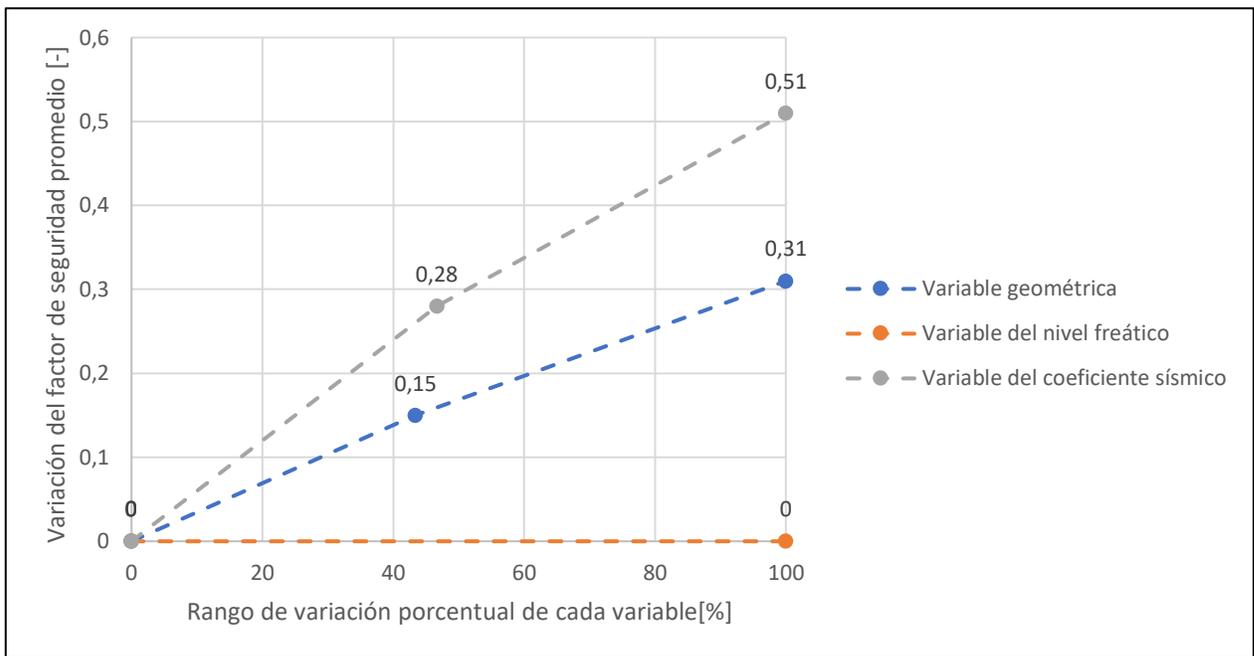


Figura A.5.3-5: Variación máxima del factor de seguridad promedio en función del rango evaluado de cada variable para la falla superficial circular en tranques de relave (elaboración propia).

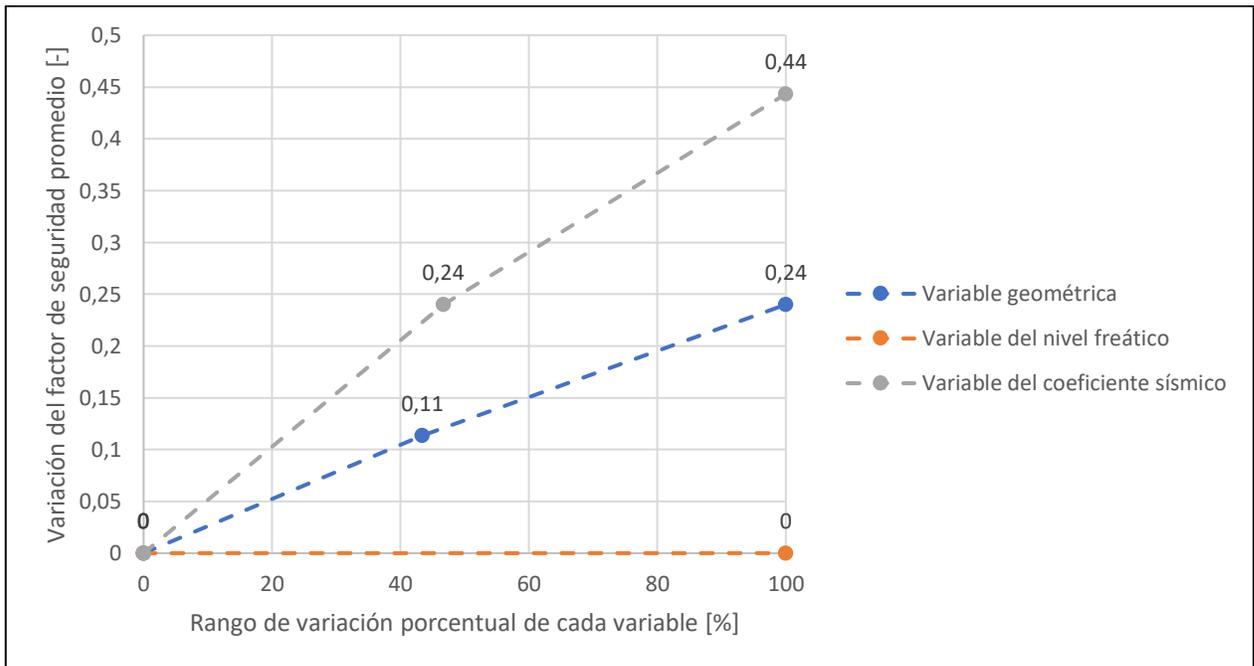


Figura A.5.3-6: Variación promedio del factor de seguridad promedio en función del rango evaluado de cada variable para la falla superficial circular en tranques de relave (elaboración propia).

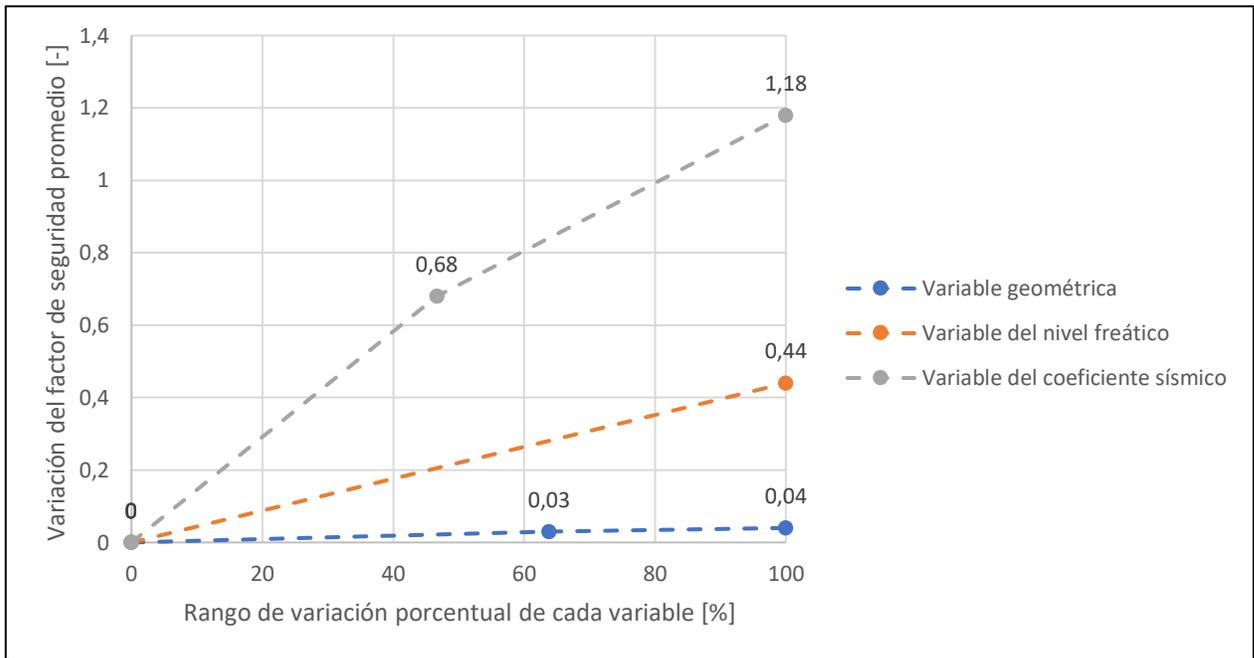


Figura A.5.3-7: Variación máxima del factor de seguridad promedio en función del rango evaluado de cada variable para la falla global tipo bloque en embalses de relave (elaboración propia).

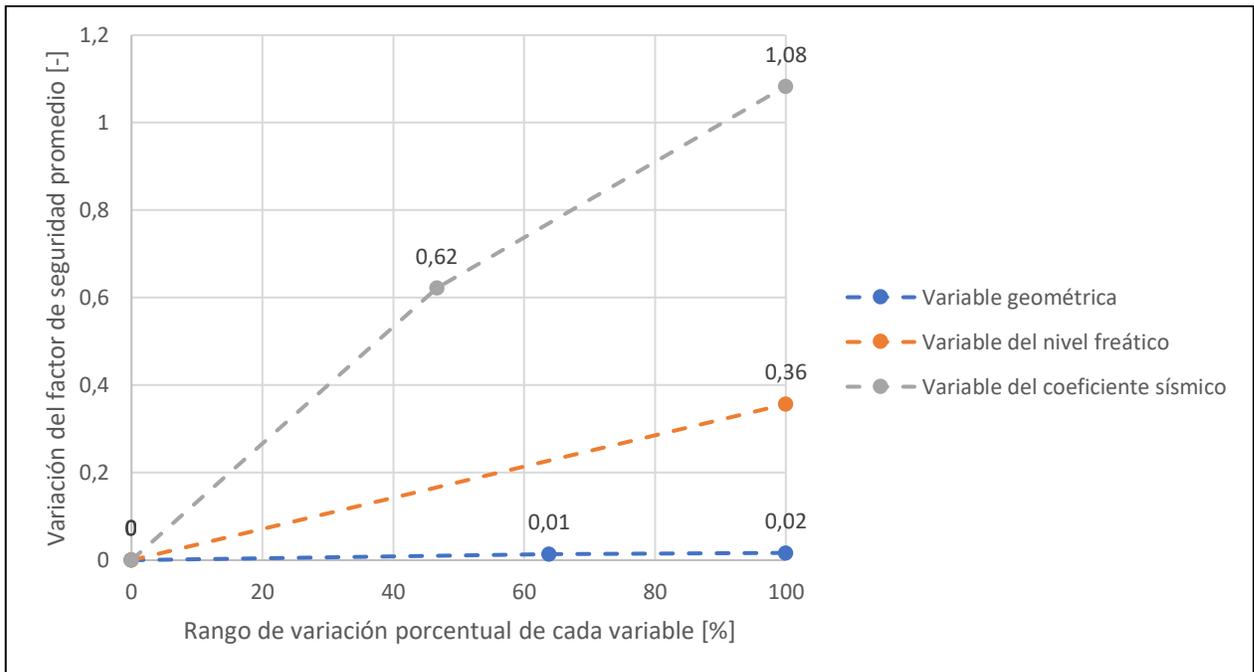


Figura A.5.3-8: Variación promedio del factor de seguridad promedio en función del rango evaluado de cada variable para la falla global tipo bloque en embalses de relave (elaboración propia).

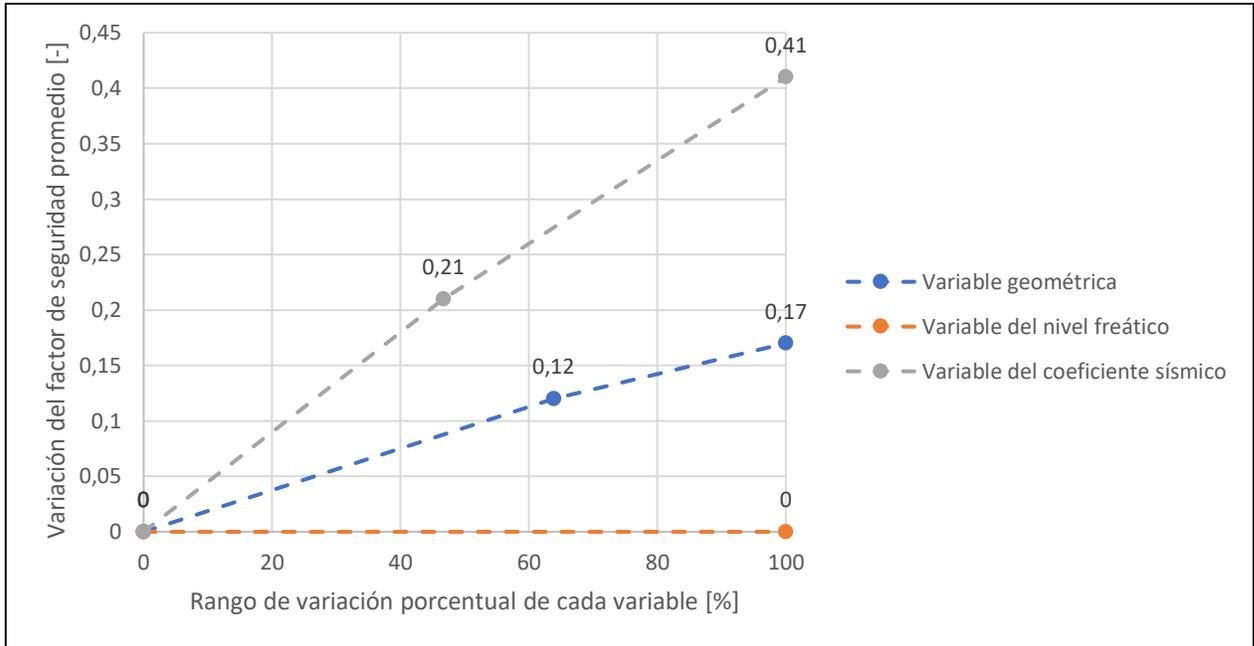


Figura A.5.3-9: Variación máxima del factor de seguridad promedio en función del rango evaluado de cada variable para la falla global circular en embalses de relave (elaboración propia).

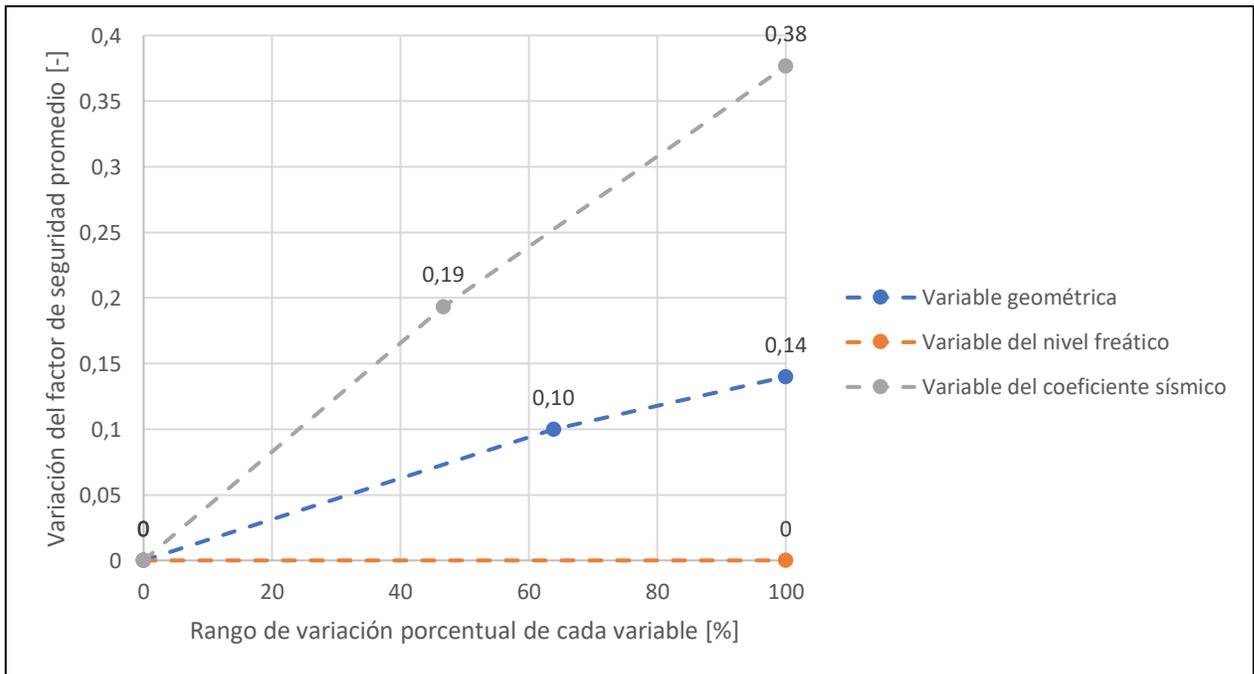


Figura A.5.3-10: Variación promedio del factor de seguridad promedio en función del rango evaluado de cada variable para la falla global circular en embalses de relave (elaboración propia).

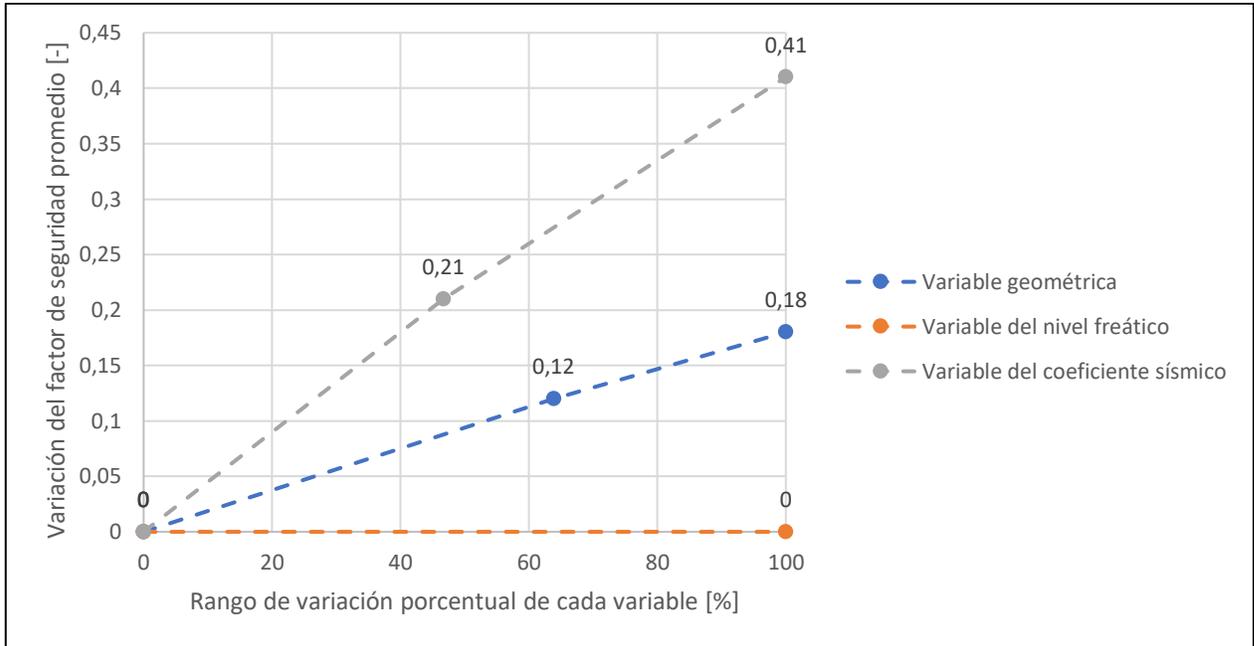


Figura A.5.3-11: Variación máxima del factor de seguridad promedio en función del rango evaluado de cada variable para la falla superficial circular en embalses de relave (elaboración propia).

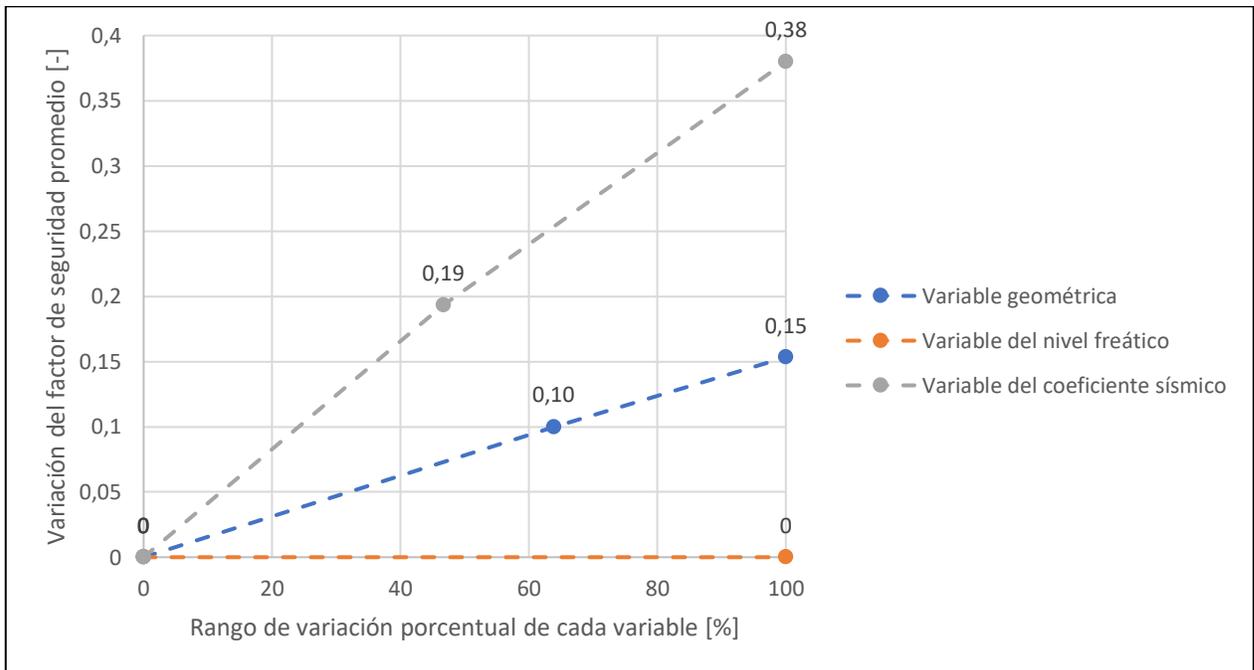


Figura A.5.3-12: Variación promedio del factor de seguridad promedio en función del rango evaluado de cada variable para la falla superficial circular en embalses de relave (elaboración propia).