

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**ANÁLISIS PROBABILÍSTICO PARA DETERMINAR LA
CONFIABILIDAD DEL DISEÑO DE MUROS CON ANCLAJES
POSTENSADOS EN SÓTANOS UBICADOS EN EL
CONGLOMERADO DE LIMA**

TESIS
**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERA CIVIL**

PRESENTADA POR:

Bach. QUISPE RIVERA, DAYANNA INGRID
Bach. SANCHEZ TARAZONA, ROBINSON SERGIO

ASESOR: Mg. Ing. TORRES CHUNG, CÉSAR

LIMA - PERÚ

2021

DEDICATORIA

La presente tesis se la dedico a:
Dios por brindarme su compañía
en cada paso que doy.

A mis padres Luis y Liz, porque
siempre me brindaron su apoyo
incondicional para poder lograr
mis metas, a mi hermano Anthony
por darme ánimos en los
momentos más difíciles.
Indudablemente fueron un apoyo
fundamental.

Dayanna Ingrid Quispe Rivera

Dedico esta tesis a mis padres
Abel y Gudelia quienes con su amor
paciencia y esfuerzo me permitieron
cumplir mis metas, a mi hermano
Rodrigo por estar conmigo en todo
momento y a mi enamorada Keiko
por el amor y la motivación
brindada cada día.

Robinson Sergio Sanchez Tarazona

AGRADECIMIENTO

A Dios por darnos salud, mantenernos firmes y no decaer durante este gran esfuerzo. A nuestros padres, hermanos y familiares que nos motivaron a lo largo de la tesis; a nuestro asesor Torres Chung César Roberto por su gran ayuda y colaboración en cada momento de consulta y soporte en este trabajo de investigación.

Dayanna Quispe y Robinson Sanchez

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	xiv
ABSTRACT.....	xv
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
1.1. Descripción del Problema.....	3
1.2. Formulación del Problema.....	4
1.2.1. Problema general.....	4
1.2.2. Problemas específicos.....	4
1.3. Objetivo General y Específico.....	5
1.3.1. Objetivo general.....	5
1.3.2. Objetivo específico.....	5
1.4. Delimitación de la Investigación: Temporal, Espacial y Temática.....	5
1.4.1. Delimitación temporal.....	5
1.4.2. Delimitación espacial.....	5
1.4.3. Delimitación temática.....	5
1.5. Importancia y Justificación del Estudio.....	6
1.5.1. Importancia del estudio.....	6
1.5.2. Justificación teórica.....	6
1.5.3. Justificación social.....	6
1.5.4. Justificación práctica.....	6
1.6. Limitaciones del Estudio.....	7
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	8
2.1. Antecedentes de la Investigación.....	8
2.1.1. En el ámbito internacional.....	8
2.1.2. En el ámbito nacional.....	10
2.2. Estructura Teórica y Científica que Sustenta el Estudio.....	11
2.2.1. Incertidumbre y confiabilidad en geotecnia.....	11
2.2.2. Caracterización geotécnica del Conglomerado de Lima.....	14
2.2.3. Ensayos recomendados en el Conglomerado de Lima.....	17
2.2.4. Conceptos probabilísticos.....	24
2.2.5. Métodos de análisis probabilísticos.....	30

2.2.6. Sistema de retención con muros anclados.....	34
2.2.7. Tipos de fallas de los muros anclados.....	43
2.2.8. Análisis de estabilidad de muros anclados.....	45
2.2.9. Ensayos para anclajes, según la Norma Técnica E.050.....	49
2.2.10. Consideraciones básicas sobre el diseño de anclajes.....	53
2.2.11. Cuantificación del riesgo.....	55
2.3. Definición de Términos Básicos.....	57
CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	58
3.1. Enfoque de la Investigación.....	58
3.2. Tipo de Investigación.....	58
3.3. Nivel de Investigación.....	58
3.4. Método de Investigación.....	58
3.5. Diseño de Investigación.....	58
3.6. Objeto de Estudio.....	59
3.7. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos.....	59
3.7.1. Tipos de técnicas e instrumentos.....	59
3.7.2. Procedimientos para la recolección de datos.....	59
3.8. Técnicas para el Procesamiento y Análisis de la Información.....	59
CAPÍTULO IV: VARIABILIDAD DE LOS PARÁMETROS	60
4.1. Descriptores Estadísticos de los Parámetros.....	60
4.1.1. Peso específico (γ).....	60
4.1.2. Ángulo de fricción (ϕ).....	61
4.1.3. Cohesión (C).....	64
4.1.4. Capacidad de adherencia última en la interfase suelo/lechada de cemento del bulbo de anclaje (τ últ).....	65
CAPÍTULO V: METODOLOGÍA DEL ANÁLISIS PROBABILÍSTICO.....	68
5.1. Descripción del Caso de Estudio.....	68
5.2. Análisis Probabilístico de la Estabilidad Global de la Estructura Anclada.....	70
5.2.1. Método FOSM.....	71
5.2.2. Método de simulación de Montecarlo.....	82
5.3. Análisis Probabilístico de la Estabilidad Local del Anclaje Postensado.....	90
5.3.1. Método de Aoki y Cintra.....	91
5.3.2. Método de simulación de Montecarlo.....	96

CAPÍTULO VI: RESULTADOS Y ANÁLISIS DE LA INVESTIGACIÓN.....	105
6.1. Variabilidad de los Parámetros.....	105
6.2. Estabilidad Global de la Estructura Anclada y la Estabilidad Local de los Anclajes Postensados.....	106
6.3. Cuantificación de Riesgo Geotécnico.....	113
6.4. Análisis Probabilístico Aplicado a Diseños Propuestos por Empresas Especialistas en Muros Anclados.	114
CONCLUSIONES	127
RECOMENDACIONES	128
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	129
ANEXOS.....	134
Anexo 1: Matriz de Consistencia.....	134
Anexo 2: Tabulación para la interpretación de los parámetros de confiabilidad, de la estabilidad local del anclaje.	135
Anexo 3: Análisis de confiabilidad de la resistencia estimada al arrancamiento del anclaje.	136
Anexo 4: Tabla de ensayos de corte directo y gran escala sobre el conglomerado o grava de Lima.	138
Anexo 5: Tabla de ensayos de arrancamiento.	140
Anexo 6: Diseño de anclajes para un talud hipotético, por la FHWA y NTP E0.50....	141
Anexo 7: Parámetros propuestos para el distrito de San Miguel.....	145
Anexo 8: Resultados obtenidos mediante el programa Slide v6.0 – Método FOSM. ..	146
Anexo 9: Resultados obtenidos mediante el programa Slide v6.0– Método Simulación de Montecarlo.	206
Anexo 10: Valores de coeficientes de variación para propiedades Geotécnicas.....	209
Anexo 11: Características de los diseños propuestos por empresas especialistas en muros anclados.	210
Anexo 12: Resultados obtenidos mediante el programa Slide v6.0– Método Simulación Montecarlo.....	215
Anexo 13: Resultados obtenidos mediante el programa @Risk – Método Simulación de Montecarlo.....	227
Anexo 14: Presupuesto de ejecución de los muros con anclajes postensados.....	232
Anexo 15: Mapa de peligro sísmico probabilístico Lima.....	234

Anexo 16: Descriptores estadísticos de los parámetros geotécnicos obtenidos para el análisis – Proyectos “1 y 2”.....	235
Anexo 17: Esquemas de Metodología de investigación.....	236

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Índices de confiabilidad objetivo y probabilidades de falla.	13
Tabla 2 Índices de confiabilidad y probabilidades de falla admisibles para diferentes tipos de estructuras.....	13
Tabla 3 Índices de confiabilidad y probabilidades de falla admisibles para anclajes postensados.	14
Tabla 4 Equipos triaxiales a gran escala en el mundo.	23
Tabla 5 Factores mínimos de seguridad para el análisis de estabilidad global.....	46
Tabla 6 Cargas a ser aplicadas en ensayos de capacidad o calificación.	50
Tabla 7 Cargas a ser aplicadas en ensayos de calidad o recibimiento.	51
Tabla 8 Valores de vulnerabilidad.	56
Tabla 9 Descriptores estadísticos de los parámetros geotécnicos obtenidos para el análisis.	67
Tabla 10 Parámetros geotécnicos propuestos para el talud hipotético.	69
Tabla 11 Desviación estándar de la carga última de adherencia.	70
Tabla 12 Cuadro resumen del diseño de los anclajes.	70
Tabla 13 Resultados de la variación de parámetros geotécnicos de la sección en estudio.	77
Tabla 14 Resultados de la variación de parámetros geotécnicos de la sección en estudio.	80
Tabla 15 Resultados del Método FOSM para la sección del talud hipotético.....	82
Tabla 16 Resultados del Método de Simulación de Montecarlo para la sección del talud hipotético.	90
Tabla 17 Resultados del Método de Aoki y Cintra para los anclajes del talud retenido en estudio.....	96
Tabla 18 Resultados del Método de Simulación de Montecarlo para los anclajes del talud retenido en estudio.	104
Tabla 19 Descriptores estadísticos de las variables aleatorias.....	105
Tabla 20 Resultados del análisis de estabilidad global de la estructura anclada– Método FOSM.....	106
Tabla 21 Resultados del análisis de estabilidad global de una estructura anclada– Método de Simulación de Montecarlo.....	107

Tabla 22 Nivel de Desempeño Esperado - Análisis de Estabilidad Global -Simulación de Monte Carlo.	109
Tabla 23 Resultados del análisis de estabilidad local de los anclajes postensados– Método Aoki y Cintra.	110
Tabla 24 Resultados del análisis de estabilidad local de los anclajes postensados– Método de Simulación de Montecarlo.	110
Tabla 25 Nivel de Desempeño esperado de los Diseños propuestos - Análisis de Estabilidad Local -Simulación de Monte Carlo.	113
Tabla 26 Cuantificación de Riesgo Geotécnico.	114
Tabla 27 Resultados del análisis de estabilidad global de la estructura anclada – Proyecto “1” – Método de Simulación de Montecarlo.	115
Tabla 28 Nivel de Desempeño esperado - Análisis de Estabilidad Global-Simulación de Montecarlo – Proyecto “1”	116
Tabla 29 Resultados del análisis de estabilidad local de los anclajes postensados – Proyecto “1” – Método de Simulación de Montecarlo	117
Tabla 30 Nivel de Desempeño esperado - Análisis de Estabilidad Local – Simulación de Montecarlo – Proyecto “1”	118
Tabla 31 Cuantificación de Riesgo Geotécnico – Proyecto “1”	119
Tabla 32 Resultados del análisis de estabilidad global de los anclajes postensados – Proyecto “2” – Método de Simulación de Montecarlo	121
Tabla 33 Nivel de Desempeño esperado - Análisis de Estabilidad Global – Simulación de Montecarlo – Proyecto “2”	122
Tabla 34 Resultados del análisis de estabilidad local de los anclajes postensados – Proyecto “2” – Método de Simulación de Montecarlo	123
Tabla 35 Nivel de Desempeño esperado - Análisis de Estabilidad Local – Simulación de Montecarlo – Proyecto “2”	124
Tabla 36 Cuantificación de Riesgo Geotécnico – Proyecto “2”	125

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Geología de Lima Metropolitana.	15
Figura 2. Perfil Granulométrico del Conglomerado de Lima.	16
Figura 3. Clasificación de las Gravas del Conglomerado de Lima.	17
Figura 4. Esquema del ensayo de corte directo a gran escala.	18
Figura 5. Equipos y dispositivos para el ensayo de corte directo a gran escala en CISMID.	20
Figura 6. Equipo Triaxial a Gran Escala.	21
Figura 7. Proceso de obtención de las probetas inalteradas.	22
Figura 8. Función de probabilidad acumulada y de densidad.	27
Figura 9. a) Función de densidad de probabilidad normal. b) Función de densidad de probabilidad normal estándar.	28
Figura 10. Curvas de densidad de probabilidad de sollicitaciones y resistencia.	32
Figura 11. Gráfica de la función de margen de seguridad.	33
Figura 12. Sistema de muros anclados.	34
Figura 13. Componentes de un anclaje.	35
Figura 14. Anclaje en barra (tipo provisional).	36
Figura 15. Anclaje de cables (tipo provisional).	37
Figura 16. (a) Cabeza no retesable. (b) Cabeza con rabos largos. (c) Cabeza retesable con portacañas con rosca exterior.	39
Figura 17. Excavación Masiva.	40
Figura 18. Ejecución de Perforaciones en puntos de anclajes.	41
Figura 19. Colocación de armadura, moldaje y hormigonado.	42
Figura 20. Descimbrado y Tensado de Anclaje.	42
Figura 21. Excavación siguiente nivel, una vez tensado todo el nivel anterior.	43
Figura 22. Principales tipos de fallas de modo local, en los muros anclados.	44
Figura 23. Principales tipos de fallas de modo generalizado, en los muros anclados. ...	45
Figura 24. Fuerzas que actúan sobre las dovelas en el método de Janbu.	47
Figura 25. Fuerzas que actúan sobre las dovelas en el método Morgenstern Price.	48
Figura 26. Gráficas del Ensayo de Calificación para Anclajes Provisionales.	51
Figura 27. Gráficas del Ensayo de Recibimiento para Anclajes Provisionales.	51

Figura 28. Capacidad de adherencia última en la interfase suelo/lechada de cemento del bulbo.	52
Figura 29. Movilización de los esfuerzos dentro del bulbo de anclaje debido a la tensión.....	53
Figura 30. Requerimientos geométricos para sistemas anclados.....	55
Figura 31. Histograma con valores atípicos de ángulo de fricción.....	62
Figura 32. Histograma de ángulo de fricción con una distribución normal.	62
Figura 33. Resultados de la prueba de bondad de ajuste para el ángulo de fricción.	63
Figura 34. Parámetros estadísticos para el ángulo de fricción.....	63
Figura 35. Histograma de la cohesión con una distribución normal.	64
Figura 36. Resultados de la prueba de bondad de ajuste para la cohesión.	64
Figura 37. Parámetros estadísticos para la cohesión.....	65
Figura 38. Histograma de la capacidad de adherencia última, con una distribución normal.	65
Figura 39. Resultados de la prueba de bondad de ajuste para la capacidad de adherencia última.	66
Figura 40. Parámetros estadísticos para la capacidad de adherencia última.	66
Figura 41. Cuadro de diálogo de la definición de propiedades del material.	73
Figura 42. Cuadro de diálogo para la adición de la carga distribuida.	73
Figura 43. Cuadro de diálogo para la adición del anclaje.....	74
Figura 44. Cuadro de diálogo para la adición del anclaje.....	74
Figura 45. Cuadro de diálogo para la selección de métodos determinísticos.	75
Figura 46. Resultado de FMLV – Condición Estática Método de Janbu.	76
Figura 47. Resultado de FMLV – Condición Pseudoestática Método de Janbu.	80
Figura 48. Configuración de la simulación.....	83
Figura 49. Definición de las variables aleatorias del suelo.....	84
Figura 50. Definición de los parámetros estadísticos del anclaje.	85
Figura 51. Resultados del análisis probabilístico – Condición Estática Método de Janbu.	86
Figura 52. Histograma de Factor de Seguridad Probabilístico Condición Estática Método de Janbu.....	86
Figura 53. Gráfico Acumulativo de Factor de Seguridad Condición Estática Método de Janbu	87

Figura 54. Resultados del análisis probabilístico – Condición Pseudoestática Método de Janbu.....	88
Figura 55. Histograma de Factor de Seguridad Probabilístico Condición Pseudoestática Método de Janbu.....	89
Figura 56. Gráfico Acumulativo de Factor de Seguridad Condición Estática Método de Janbu.....	90
Figura 57. Hoja de cálculo para análisis de anclaje.....	96
Figura 58. Hoja de cálculo para análisis de anclaje.....	97
Figura 59. Cuadro de diálogo para el ingreso de μ y σ	98
Figura 60. Cuadro de diálogo del ingreso de número de iteraciones.....	98
Figura 61. Cuadro de diálogo del ingreso del método de muestreo.	99
Figura 62. Histograma del factor de seguridad y resultados de parámetros de confiabilidad para el AN-01. Método de Simulación de Montecarlo.....	99
Figura 63. Gráfico Acumulativo de Factor de Seguridad. AN-01. Método de Simulación de Montecarlo.	100
Figura 64. Histograma del factor de seguridad y resultados de parámetros de confiabilidad para el AN-02. Método de Simulación de Montecarlo.....	101
Figura 65. Gráfico Acumulativo de Factor de Seguridad. AN-02. Método de Simulación de Montecarlo.	101
Figura 66. Histograma del factor de seguridad y resultados de parámetros de confiabilidad para el AN-03. Método de Simulación de Montecarlo.....	102
Figura 67. Gráfico Acumulativo de Factor de Seguridad. AN-03. Método de Simulación de Montecarlo.	102
Figura 68. Histograma del factor de seguridad y resultados de parámetros de confiabilidad para el AN-04. Método de Simulación de Montecarlo.....	103
Figura 69. Acumulativo de Factor de Seguridad. AN-04. Método de Simulación de Montecarlo.....	103
Figura 70. Comparación de los Coeficientes de Variación COV (%).	106
Figura 71. Comparación del FS entre el Método FOSM y Simulación de Montecarlo – Estabilidad Global de la Estructura Anclada.	107
Figura 72. Comparación del Índice de Confiabilidad entre el Método FOSM y Simulación de Montecarlo – Estabilidad Global de la Estructura Anclada.....	108

Figura 73. Comparación de la Probabilidad de Falla entre el Método FOSM y Simulación de Montecarlo – Estabilidad Global de la Estructura Anclada.....	109
Figura 74. Comparación del Factor de Seguridad entre el Método de Simulación de Montecarlo y Aoki & Cintra – Estabilidad Local de los Anclajes Postensados.....	111
Figura 75. Comparación del Índice de Confiabilidad entre el Método de Simulación de Montecarlo y Aoki & Cintra – Estabilidad Local de los Anclajes Postensados.....	112
Figura 76. Comparación de la Probabilidad de Falla entre el Método de Simulación de Montecarlo y Aoki & Cintra – Estabilidad Local de los Anclajes Postensados.....	113
Figura 77. Comparación del Índice de Confiabilidad del Proyecto “1” – Estabilidad Global de la Estructura Anclada.	116
Figura 78. Comparación del Índice de Confiabilidad del Proyecto “1” – Estabilidad Local de los Anclajes Postensados.	118
Figura 79. Comparación de los Costos Asociados del Proyecto “1” – Condición Estática.....	120
Figura 80. Comparación de los Costos Asociados del Proyecto “1” – Condición Pseudoestática.....	120
Figura 81. Comparación del Índice de Confiabilidad del Proyecto “2” – Estabilidad Global de la Estructura Anclada.	122
Figura 82. Comparación del Índice de Confiabilidad del Proyecto “2” – Estabilidad Local de los Anclajes Postensados.	124
Figura 83. Comparación de los Costos Asociados del Proyecto “2” – Condición Estática.....	126
Figura 84. Comparación de los Costos Asociados del Proyecto “2” – Condición Pseudoestática.....	126

RESUMEN

Esta investigación tuvo como objetivo principal, determinar la confiabilidad del diseño de muros con anclajes postensados, empleados en la excavación de sótanos ubicados en el Conglomerado de Lima, para lograrlo se presentó el análisis de algunas variables aleatorias que son fuente de incertidumbre en trabajos de estabilización de excavaciones profundas y se mostraron tres métodos de análisis probabilísticos que permitieron considerar la incertidumbre en el diseño geotécnico. Los métodos probabilísticos “FOSM” y “Simulación de Montecarlo” fueron empleados para estudiar la estabilidad global de una estructura anclada diseñada para un caso hipotético, asimismo con los métodos de “Aoki y Cintra” y “Simulación de Montecarlo” se estudió la estabilidad local de cada anclaje que conformó dicha estructura. Se determinó que los parámetros con mayor variabilidad fueron la cohesión con un (COV) de 44.38% y la capacidad de adherencia última con un (COV) de 29.62%, se resolvió que para el estudio de la estabilidad global de la estructura anclada el método FOSM subestima el índice de confiabilidad respecto al método de Simulación de Montecarlo, además, los métodos de “Aoki y Cintra” y el método de “Simulación de Montecarlo” son adecuados para el estudio de estabilidad local de los anclajes. En consecuencia, el análisis probabilístico permitió identificar el índice de confiabilidad, probabilidad de falla y el nivel de desempeño de la estructura anclada y de cada uno de los anclajes postensados que componen el talud en el caso de estudio.

Palabras Clave: Análisis probabilístico, confiabilidad, incertidumbre, variables aleatorias, índice de confiabilidad, probabilidad de falla, nivel de desempeño, costo de riesgo, anclajes postensados, conglomerado de Lima.

ABSTRACT

The main objective of this research is to determine the reliability of the design of walls with post-tensioned anchors, as used in the excavation of basements located in the Lima Conglomerate, this research presented the analysis of some random variables that are a source of uncertainty in deep excavation stabilization works, and showed three probabilistic analysis methods that considered the uncertainty in the geotechnical design. The probabilistic methods "FOSM" and "Monte Carlo Simulation" were used to study the global stability of an anchored structure designed for a hypothetical case. The methods "Aoki and Cintra" and "Monte Carlo Simulation" were also used to find the local stability of each anchor that conforms each structure. It was determined that the parameters with the highest variability are the cohesion with a (COV) of 44.38% and the ultimate adhesion capacity with a (COV) of 29.62%. The study of the global stability of the anchored structure the FOSM method was confirmed to underestimate the reliability index, with respect to the "Monte Carlo Simulation" method. Likewise, the "Aoki and Cintra" and "Monte Carlo Simulation" methods are adequate for the study of local stability of the anchors. Consequently, the probabilistic analysis allowed the identification of the reliability index, failure probability and performance level of the anchored structure, as well as each of the post-tensioned anchors composing the slope in the case study.

Key Words: Probabilistic analysis, reliability, uncertainty, random variables, reliability index, probability of failure, performance level, cost of risk, post-tensioned anchors, Lima conglomerate.

INTRODUCCIÓN

En la actualidad el diseño geotécnico de muros con anclajes postensados, se centra en obtener el factor de seguridad por métodos deterministas de análisis, para garantizar el desempeño de una estructura anclada. Sin embargo, un único valor de factor de seguridad, no permite considerar la variabilidad de las propiedades del suelo en estudio y los parámetros del anclaje postensado, de hecho, normativas internacionales como el Eurocódigo 7, ya exigen que, la selección de los valores de las propiedades del suelo, tenga en cuenta el estudio de variabilidad de los parámetros involucrados en el análisis geotécnico.

Los muros con anclajes postensados son un sistema cuyo uso se ha incrementado en el Perú, para la estabilización de excavaciones profundas. Las principales ventajas de este sistema son: la resistencia de grandes presiones horizontales, tiempo de construcción reducido, menores costos, entre otros. Aunque no siempre, el desarrollo de nuevas técnicas constructivas, requiere que las incertidumbres deban ser abordadas de forma más rigurosa en el diseño geotécnico.

En los distritos de la ciudad de Lima, el diseño de estos sistemas de contención, se obtiene mediante simplificaciones necesarias para comprender y representar el comportamiento del suelo. Además, su estabilidad es determinada por la cuantificación del factor de seguridad, hallado por métodos determinísticos; este único parámetro no permite verificar el desempeño, seguridad y economía de la estructura anclada. La pregunta central del estudio es ¿Cómo determinar la confiabilidad del diseño de muros con anclajes postensados, empleados en la excavación de sótanos ubicados en el Conglomerado de Lima?

Para llevar a cabo la investigación, el trabajo se estructura en 6 capítulos.

En el Capítulo I “Planteamiento del Problema”, se señala el origen y consecuencias del problema de estudio; además se presentan los objetivos, delimitación, justificación, importancia y limitación de la investigación.

En el Capítulo II “Marco Teórico”, se presentan estudios relacionados con el tema de investigación, se efectúan algunas precisiones teóricas conceptuales tanto de los métodos de análisis de confiabilidad como también de conceptos que faciliten la comprensión del objeto de estudio.

En el Capítulo III “Metodología de la investigación”, se definen los elementos de la metodología de investigación, que facilita el desarrollo del presente estudio.

En el Capítulo IV “Variabilidad de los Parámetros”, se explica el procedimiento para obtener los descriptores estadísticos de las variables aleatorias, que son fuente de incertidumbre, en trabajos de estabilización de excavaciones profundas ubicados en el Conglomerado de Lima.

En el Capítulo V “Metodología de Análisis Probabilísticos”, se desarrollan los métodos de análisis probabilísticos en un diseño de muros con anclajes postensados, propuesto para la contención de un talud hipotético de estudio.

Finalmente, en el Capítulo VI “Resultados y Análisis de la Investigación”, se presentan tablas y gráficos, que describen claramente, los resultados obtenidos y facilitan su análisis para la elaboración de conclusiones y recomendaciones del estudio.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción del Problema.

En la actualidad en los distritos de Lima, se vienen desarrollando diversos proyectos inmobiliarios, que utilizan el sistema de muros anclados, para la excavación de sótanos de varios niveles. En el análisis de estabilidad de estas estructuras ancladas, el ingeniero geotécnico, considera que el factor de seguridad obtenido por métodos deterministas, la experiencia y el criterio, son suficientes para garantizar su desempeño. Sin embargo, un único valor de factor de seguridad, no permite considerar la variabilidad de las propiedades del suelo en estudio y los parámetros del anclaje postensado; lo que causa, la falta de análisis de los diferentes escenarios del proyecto y por ende no se tome decisiones informadas en el diseño. Además, los clientes interesados en implementar este tipo de sistemas de retención en sus proyectos inmobiliarios, desconfían de las diferencias notables que existe en la propuesta técnica-económica que ofrecen las empresas especializadas; ya que, en dichas propuestas no se incluye un análisis probabilístico del diseño geotécnico, que determine el nivel de desempeño y probabilidad de falla asociado.

El sostenimiento de excavaciones, en la actualidad, está incluido en la Norma Técnica Peruana E 0.50 – Suelos y Cimentaciones, sin embargo, se puede apreciar que en la tabla 14 ubicada en el artículo 39, los parámetros de capacidad de adherencia última en la interfase suelo/lechada de cemento del bulbo, recomendados, no son locales. Además, Enciso y Núñez (2019) mencionan que, los ensayos para hallar dicho parámetro, pocas veces son realizados por las empresas en el rubro de geotecnia, por diversos motivos como: la falta de implementación de procesos, costos y tiempo. Algo similar ocurre con la caracterización geotécnica del Conglomerado de Lima, donde los ensayos que logran aproximarse a los parámetros geotécnicos reales del suelo, como el ensayo de corte directo in situ y triaxial a escala real, son poco empleados, debido a los escasos equipos que existen y al elevado costo de su realización. Es por esto que, los ingenieros especialistas recurren a su juicio profesional o en el mejor de los casos, optan por asumir parámetros geotécnicos de estudios

realizados en proyectos de gran envergadura, como, por ejemplo: Obra Parque Rímac, Líneas del Metro de Lima, entre otros.

Como consecuencia, en los diseños de muros anclados para la estabilización de excavaciones profundas, no se toma en cuenta la variación de los parámetros geotécnicos del suelo de Lima; a pesar de que, este es un material heterogéneo. Asimismo, no se considera la variación del parámetro de capacidad de adherencia última en la interfase suelo/lechada de cemento que formará el bulbo del anclaje. Pese a que este parámetro, es el más importante para el diseño de anclajes (Puelles, 2011).

Por consiguiente, con el fin de solucionar esta problemática, se determinará la confiabilidad del diseño de muros con anclajes postensados, empleados en la excavación de sótanos ubicados en el Conglomerado de Lima. Para lograrlo, se aplicarán métodos probabilísticos que tomen en cuenta la variabilidad de los parámetros, para obtener el índice de confiabilidad, la probabilidad de falla y el factor de seguridad probabilístico; y así, determinar el desempeño de la estructura anclada y de cada uno de los anclajes que los componen.

1.2. Formulación del Problema.

1.2.1. Problema general.

¿Cómo determinar la confiabilidad del diseño de muros con anclajes postensados, empleados en la excavación de sótanos ubicados en el Conglomerado de Lima?

1.2.2. Problemas específicos.

- a) ¿Cuáles son los coeficientes de variación (COV) de las variables aleatorias implicadas en el análisis del muro con anclajes postensados?
- b) ¿Cómo analizar los métodos probabilísticos empleados para el estudio de la estabilidad global de la estructura anclada y la estabilidad local de los anclajes?
- c) ¿Cómo analizar la confiabilidad de los diseños de muros con anclajes postensados propuestos por empresas especialistas en el rubro?

1.3. Objetivo General y Específico.

1.3.1. Objetivo general.

Determinar la confiabilidad del diseño de muros con anclajes postensados, empleados en la excavación de sótanos ubicados en el Conglomerado de Lima.

1.3.2. Objetivo específico.

- a) Calcular los coeficientes de variación (COV) de las variables aleatorias implicadas en el análisis de muros con anclajes postensados.
- b) Analizar los métodos probabilísticos empleados para el estudio de la estabilidad global de la estructura anclada y la estabilidad local de los anclajes.
- c) Analizar la confiabilidad de los diseños de muros con anclajes postensados propuestos por empresas especialistas en el rubro.

1.4. Delimitación de la Investigación: Temporal, Espacial y Temática.

1.4.1. Delimitación temporal.

La investigación se realizó en el año 2021.

1.4.2. Delimitación espacial.

La investigación se delimita dentro del Conglomerado de Lima, principalmente en los siguientes distritos de Lima como: Santiago de Surco, San Borja, San Isidro, Barranco, San Luis, Ate, Breña, Carabaylo, Chorrillos, La Molina, El Agustino, Independencia, Jesús María, La Victoria, Cercado de Lima, Lince, Lurigancho, Pueblo Libre, Rímac, San Juan de Miraflores, San Martín de Porres, San Miguel, Santa Anita, Surquillo y otros distritos que contienen gravas y que se encuentren dentro del cono de deyección del río Rímac.

1.4.3. Delimitación temática.

El presente estudio aborda como temática central el análisis probabilístico de muros con anclajes postensados empleados para la excavación de sótanos en el Conglomerado de Lima, estudiando la estabilidad global de la estructura anclada y local del anclaje; por medio de los indicadores de índice de confiabilidad, probabilidad de falla, nivel de desempeño y cuantificación del riesgo.

1.5. Importancia y Justificación del Estudio.

1.5.1. Importancia del estudio.

La investigación es valiosa porque ayudará tanto a los ingenieros geotécnicos, las empresas del rubro de muros anclados y los clientes, a tener conocimiento de la confiabilidad y la probabilidad de falla del diseño geotécnico propuesto. Asimismo, el análisis probabilístico permitirá realizar modificaciones a tiempo en el diseño, generando una propuesta técnica más exacta, segura y confiable; para la excavación de sótanos en el Conglomerado de Lima.

1.5.2. Justificación teórica.

La confiabilidad constituye una variable de importancia crucial, para la comprensión del diseño geotécnico de muros anclados postensados. Determinar la confiabilidad exige el empleo de métodos probabilísticos, en este sentido, la presente investigación contribuirá con el enriquecimiento de la literatura científica de este nuevo concepto, aplicado a los taludes retenidos con el sistema de muros anclados para la excavación de sótanos.

1.5.3. Justificación social.

Al proponer un análisis probabilístico del diseño geotécnico de muros anclados, la sociedad se ve directamente beneficiada, ya que, un diseño más seguro disminuye el riesgo de pérdidas de vidas humanas y sociales. Y además permite que el personal en obra, ejecute sus labores en un ambiente menos riesgoso, del mismo modo da seguridad a las personas que viven en las edificaciones vecinas.

1.5.4. Justificación práctica.

Este estudio se justifica porque contribuirá con información, respecto a, la determinación de la confiabilidad del diseño geotécnico de muros anclados, para los ingenieros geotécnicos y/o empresas que deseen garantizar la seguridad, disminuir el riesgo de sus propuestas técnicas y evitar pérdidas por no haber realizado modificaciones oportunas en el diseño.

1.6. Limitaciones del Estudio.

Una de las limitaciones es, la viabilidad de las fuentes, dado que, los métodos de análisis de probabilísticos son más exactos, cuando se trabaja con el mayor número de datos posibles. La cantidad de datos recolectados dependerá de las fuentes electrónicas existentes. Del mismo modo, es una limitación, la escasa cantidad de estudios similares realizados en Perú, específicamente en la ciudad de Lima.

La investigación se limita en la parte técnica, ya que cada proyecto desde su concepción es único, no obstante, se pretende estandarizar, dentro de las posibilidades, ciertos procedimientos que presenten características y contextos similares a los planteados; con el fin de tener la mayor cantidad de implementaciones posibles. Así mismo, se excluye de la presente investigación el cálculo estructural de los muros de concreto armado, así como, el cálculo de sus espesores y armaduras de refuerzo.

Además, es importante mencionar que el análisis probabilístico descrito en el presente estudio, se ideó para excavaciones profundas estabilizadas con el sistema de muros anclados, para la excavación de sótanos. Así mismo, la información recopilada de características geotécnicas del suelo y capacidad de adherencia última en la interfaz suelo-lechada de cemento, corresponde únicamente al Conglomerado de Lima, de ahí que, no se asegura su aplicación durante la ejecución de otro tipo de sistema de retención o suelos de diferentes características.

Finalmente, debido a las particularidades propias de cada proyecto, se debe advertir y considerar la presencia de nivel freático, bolsones de suelo que puedan existir en las propiedades adyacentes y relleno controlado o no controlado. Con la finalidad de proponer los cambios pertinentes en la propuesta de análisis de la presente investigación.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la Investigación.

2.1.1. En el ámbito internacional.

Cortes, Maia y Fleischmann (2019) en su investigación, análisis del índice de confiabilidad en cimientos de pilotes, empleando diferentes metodologías. Plantearon como objetivo, discutir los resultados presentados mediante el uso de diferentes métodos de análisis probabilísticos, evaluando factores de solicitaciones y resistencias, que conducen a una variación en los valores de confiabilidad. En este proyecto utilizaron como estudio de caso de cimentación al edificio residencial ubicado en Campos dos Goytacazes en Río de Janeiro, Brasil; donde calcularon la resistencia de los pilotes empleando el método de Aoki y Velloso, el método de Decourt y Quaresma y el promedio de los resultados de ambos métodos, basado en los resultados de los ensayos SPT con la que caracterizaron el suelo arcilloso hasta 20.45 metros de profundidad. Y analizaron los casos de solicitudes de carga permanente y la combinación de carga permanente y viento. Finalmente, con los parámetros estadísticos obtenidos de las resistencias y solicitudes mencionadas utilizaron el método probabilístico de Aoki y Cintra para hallar la probabilidad de ruina (P_f), confiabilidad (β) y factores de seguridad. Luego, a partir de los resultados obtenidos, con y sin considerar las cargas de viento, concluyeron que para el caso en estudio no hubo influencia relevante, lo que puede atribuirse a la baja significancia de las adiciones de carga en relación con los valores de carga permanente. Además, menciona que un análisis probabilístico, como el de Aoki y Cintra, es capaz de proporcionar información significativa para proyectos geotécnicos y de mayor valor agregado; que sólo factores de seguridad aplicados en los análisis deterministas. Mencionando que existe la necesidad de una mayor evolución de la práctica con el uso de estudios de riesgo.

Giacon (2018) en su tesis de maestría, análisis probabilístico de la estabilidad de taludes a través de la teoría de confiabilidad. Consideró como objetivo general realizar el análisis probabilístico de la estabilidad de taludes en distintos tipos de suelos, empleando la teoría de la confiabilidad, para comparar los resultados con la metodología determinista que proporciona un factor de seguridad clásico. Para ello, se realizaron análisis probabilísticos, utilizando el Método de Confiabilidad de Primer Orden (FORM), basado en los métodos de Equilibrio Límite, a través de los programas computacionales RASS - análisis determinista y RELGEN - análisis probabilístico. Con los resultados obtenidos, se evidenció que las superficies críticas obtenidas por métodos deterministas no coincidían con las superficies que presentan la mayor probabilidad de falla, debido a que, este método no toma en cuenta la incertidumbre de los parámetros geotécnicos. Finalmente, concluyó que la implementación del análisis probabilístico en un diseño de estabilización de taludes, permite una forma más coherente de evaluar la seguridad de los taludes, ya que se considera las incertidumbres en los parámetros geotécnicos.

Pérez (2018) en su tesis doctoral, confiabilidad de taludes conformado por suelos no saturados, ubicados en lugares con presencia de precipitaciones. Tuvo como objetivo trazar una metodología para hallar la probabilidad de colapso y confiabilidad en taludes de tierra parcialmente saturados y expuestos a precipitaciones empleando mediante simulaciones de Monte Carlo, tomando en cuenta la variabilidad de las propiedades mecánicas del suelo, provocados por el aumento de humedad. Realizó una aplicación simulando un talud ubicado cerca de una estación meteorológica, luego el talud fue sometido a 1000 escenarios posibles de precipitación. Hallaron la infiltración en el talud utilizando el software llamado Seep que emplea el método de elementos finitos y realizó el análisis de estabilidad de talud de suelo, mediante el software Slope que aplica el método de Morgenstern Price, apoyándose de los modelos de

Terzagui y Vanapalli, para calcular el esfuerzo de corte del talud. Concluyó que el factor de seguridad (F.S) con valor adimensional de 1.5, no es recomendado al realizar un análisis de confiabilidad en taludes expuestos a precipitaciones pluviales.

2.1.2. En el ámbito nacional.

Agreda y Ávila (2020) en su investigación, análisis probabilístico de riesgo geotécnico para excavaciones profundas, empleando anclajes postensados. Tuvieron como objetivo principal determinar el riesgo geotécnico en excavaciones profundas, implementando el uso de los anclajes postensados, realizaron modelamientos geotécnicos de excavaciones profundas con muros anclados de hasta 16.50 m con la ayuda del software Slide v6.0, caracterizando los distintos estratos solo con parámetros representativos de la grava de Lima, para hallar las capacidades de carga de diseño de los anclajes. Además, usaron dieciséis parámetros de capacidad última de adherencia en la interfase suelo/lechada de cemento, extraídas de la tesis de Puelles (2011); para luego definir curvas de distribución normal de sollicitación y resistencia, y finalmente aplicar el método probabilístico de Aoki y determinar el riesgo geotécnico. Concluyeron que existe una relación directa entre la profundidad de excavación y el riesgo geotécnico en el sistema de muros anclados y además consideran que dicho sistema es una partida de alto riesgo.

Llatas y Capuñay (2019) en su tesis de pregrado, análisis y comparación entre distintas metodologías, para el diseño de muros anclados de sótanos ubicados en Lima Metropolitana. Consideraron como objetivo general, identificar el método más conveniente para el diseño geotécnico de anclajes postensados, utilizados en la contención de taludes provenientes de las excavaciones profundas para sótanos en proyectos residenciales en Lima Metropolitana; para ello evaluaron tres metodologías de diseño de anclajes postensados, que fueron: el método general de equilibrio límite, método de cuña profunda y método de elementos finitos, con la

finalidad de comparar las ventajas y desventajas de cada uno de estos. Por último, concluyeron que el método más adecuado para el predimensionamiento de muros anclados, sería el método de equilibrio límite, por la simplicidad de análisis y los resultados obtenidos concurren con las demás metodologías.

Hernández y Torres (2020) en su investigación, análisis de confiabilidad de la propuesta de diseño geotécnico, para la estabilización del talud ubicado en la Vía Evitamiento en el sector Zarumilla. Plantearon como objetivo principal, efectuar el análisis de confiabilidad de la propuesta del diseño geotécnico, propuesta en la tesis de Gómez (2019). Primero realizaron una revisión de los parámetros hidrológicos y geotécnicos de dicha propuesta, para luego realizar el análisis probabilístico con el método de simulación de Monte Carlo, empleando el software Slide v6.0; obteniendo así, el índice de confiabilidad, la probabilidad de falla y el factor de seguridad en condiciones estáticas y pseudoestáticas. Finalmente, concluyeron que pese a cumplir con el factor de seguridad mínimo requerido, la probabilidad de falla fue de 6.57% en condiciones pseudoestáticas.

2.2. Estructura Teórica y Científica que Sustenta el Estudio.

2.2.1. Incertidumbre y confiabilidad en geotecnia.

- Incertidumbre.

Habitualmente, en el ejercicio profesional de la ingeniería geotécnica, la incertidumbre en los parámetros y en los modelos matemáticos, se ha lidiado mediante el factor de seguridad determinístico y fiándose de la experiencia; para definir si una estructura es segura.

En geotecnia los análisis y procesos están sobrecargados de incertidumbre, que se originan de diversas fuentes. Baecher y Christian (como se citó en Hidalgo y Pacheco, 2011) categorizan la incertidumbre en la ingeniería geotécnica en tres: variabilidad natural, incertidumbre epistémica y de los modelos matemáticos. La primera está ligada con la aleatoriedad inherente de los fenómenos de la naturaleza, esta variabilidad se aborda usando modelos matemáticos

simplificados. Luego, la incertidumbre epistémica es asignada a la escasez de los datos y de la exploración, además de las limitaciones económicas para realizar las exploraciones y ensayos. Finalmente, la incertidumbre de los modelos matemáticos, que refleja la insuficiencia de la técnica de diseño para representar el real comportamiento físico del sistema o la falta de habilidad del diseñador para reconocer el mejor modelo.

- Confiabilidad y probabilidad de falla.

La confiabilidad puede definirse como la suficiencia de un sistema para desempeñar las funciones solicitadas, en determinado periodo de tiempo y condiciones (Wang y Constantino, 2009). Por otro parte, una falla es aquel comportamiento que se aparta de su estado natural, que no solo son fallas catastróficas, sino también, se considera cualquier falla inadmisibles entre el desempeño esperado y observado (Hidalgo y Pacheco, 2011).

Los análisis probabilísticos tratan de cuantificar la probabilidad de que un evento determinado suceda. En geotécnica el evento de interés es la probabilidad de falla, es decir, la probabilidad de que el factor de seguridad sea igual o inferior a 1. Esta probabilidad de falla puede ser inferida indirectamente a través del índice de confiabilidad (β), que depende de la carga que un sistema solicita y la capacidad que este tiene para resistir (Cortes, Maia y Fleischmann, 2019). Como se explicó anteriormente, la incertidumbre está presente en las cargas y las resistencias, y pueden ser definidas estadísticamente por la media, desviación estándar, el coeficiente de variación y la función de densidad de probabilidad.

Según Ang y Tang (1984), en estadística es posible definir a la probabilidad de falla como la siguiente expresión:

$$Pf = 1 - \Phi\beta \quad (1)$$

Dónde:

Φ = Función de distribución acumulativa (CDF) del estándar normal de distribución.

β = Confiabilidad.

Pf = Probabilidad de falla.

También puede ser obtenido en Excel como la siguiente expresión:

$$P_f = 1 - \text{DISTR.NORM}(\beta; 0; 1; \text{VERDADERO}) \quad (2)$$

Para estimar el nivel de desempeño de una estructura anclada se utiliza la tabla propuesta por la USACE en 1999, donde se definen los índices de confiabilidad objetivo y las probabilidades de falla. Además, se emplea la probabilidad de falla e índice de confiabilidad aceptables en distintos tipos de estructura, definidas por (Dell'Avanzi y Sayao, 1998). A continuación, se presentan las tablas para la estimación del nivel de desempeño de la estructura anclada:

Tabla 1

Índices de confiabilidad objetivo y probabilidades de falla.

Nivel de desempeño esperado	β	Pf
Alto	5.0	3×10^{-7}
Bueno	4.0	3×10^{-5}
Arriba del promedio	3.0	$\times 10^{-3}$
Abajo del promedio	2.5	6×10^{-3}
Pobre	2.0	2.3×10^{-2}
Insatisfactorio	1.5	7×10^{-2}
Peligroso	1.0	1.6×10^{-1}

Fuente: USACE, 1999.

Tabla 2

Índices de confiabilidad y probabilidades de falla admisibles para diferentes tipos de estructuras.

Tipo de Estructura	β	Pf (%)
Fundaciones	2.3 – 3.0	$1 - 10^{-1}$
Taludes Mineros	1.0 – 2.3	$10 - 10^{-1}$
Presas	3.5 – 5.0	$10^{-1} - 10^{-3}$
Estructuras de Contención	2.0 – 3.0	$10^{-1} - 10^{-1}$

Fuente: Dell'Avanzi y Sayao, 1998.

Para estimar el nivel de desempeño de los anclajes postensados fue necesario elaborar la Tabla 3, donde se definen valores de índice de confiabilidad objetivo y la probabilidad de falla. Estos valores son obtenidos por medio de tabulaciones (Ver Anexo 2) y el nivel de desempeño asociado se determinó en base a un análisis de confiabilidad de la resistencia estimada al arrancamiento del anclaje detallado en el Anexo 3, este análisis es válido solo para el Conglomerado o Grava de Lima.

Tabla 3

Índices de confiabilidad y probabilidades de falla admisibles para anclajes postensados.

Nivel de desempeño esperado	β	Pr
Alto	2.5	6×10^{-3}
Bueno	2.0	2×10^{-2}
Arriba del promedio	1.7	4.5×10^{-2}
Abajo del promedio	1.0	1.6×10^{-1}
Pobre	0.8	2.1×10^{-1}
Insatisfactorio	0.6	2.7×10^{-1}
Peligroso	0.3	3.8×10^{-1}

Fuente: Elaboración propia.

2.2.2. Caracterización geotécnica del Conglomerado de Lima.

La caracterización geotécnica del Conglomerado de Lima, donde existen suelos granulares, densos y con presencia de bolonería de dimensiones grandes, siempre conllevan dificultades en su estudio, principalmente en la toma de muestras y la elaboración de ensayos in-situ del tipo penetrométrico. Entonces, para poder caracterizar de forma más coherente y así poder realizar diseños de obra civil, se requiere, el empleo de ensayos de investigación poco comunes en este tipo de suelos. Así pues, el Conglomerado o Grava de Lima, es un material en el que existe una escasa experiencia previa en el diseño de grandes obras civiles, donde se realicen ensayos a gran escala que aproximen a una caracterización más precisa

(Sánchez, Rodríguez, López, Lina y Jiménez, 2016). En la Figura 1 se observa la ubicación del material conglomerado respecto a otros tipos de suelos que existen en Lima Metropolitana.

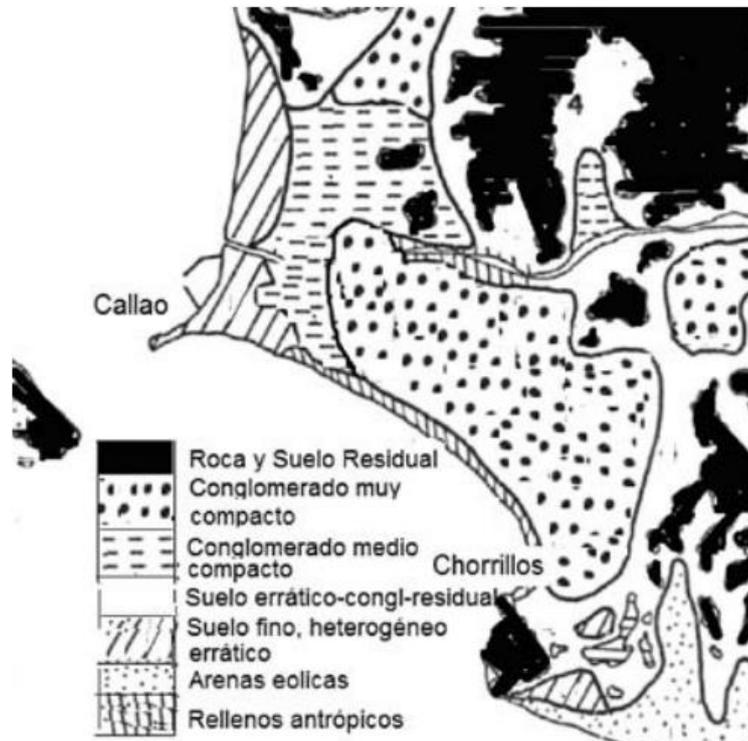


Figura 1. Geología de Lima Metropolitana.

Fuente: “Investigación Geotécnica para la Red del Metro de Lima”, por Coll. J (2017, p. 31).

- Geología y génesis del Conglomerado de Lima.

La ciudad de Lima se emplaza sobre un vasto depósito de morfología plana, situada entre la Cordillera de los Andes y la costa del Océano Pacífico. El depósito fluvio-aluvial, de características heterogéneas, se originó de la unión de los conos de deyección de los ríos Rímac y Chillón, y está enmarcado entre las rocas sedimentarias del Jurásico Superior- Cretácico Inferior y rocas intrusivas del Batolito Andino. Luego dicho depósito es denominado localmente como Conglomerado de Lima que se formó durante el Cuaternario a partir de la denudación de los relieves circundantes (Sánchez et al., 2016).

En la evolución dinámica del abanico aluvial de Lima, es posible discernir varias etapas, en las que los ríos Rímac y Chillón se extendían en una posición más austral que la presente influenciada por

el Anticlinal de Lima, el cual probablemente provocó la derivación de los afluentes que vertían en las proximidades del Morro Solar y la Magdalena. Hacia el boreal el afluente del río Rímac se mezclaba con el afluente del río Chillón cuya extensión llegaba hasta donde actualmente desemboca el río Rímac. En resumen, las variaciones de la orientación de los cauces de ambos ríos a través de su historia geológica, sumada a sus migraciones, son las razones por la cual las acumulaciones de gravas sean muy heterogéneas. Evidentemente, existen diferencias entre las gravas del río Rímac de origen ígneo, donde predomina la granodiorita y las del río Chillón de origen volcánico, donde predomina la andesita (Sánchez et al., 2016).

- Granulometría, consistencia y compacidad.

En cuanto a la granulometría, Sánchez et al (2016) contaron con 266 ensayos de granulometría global, repartidos por Lima Metropolitana. Estos ensayos se realizaron en el muestreo a distintas profundidades hasta un máximo de 30 metros, obtenido de calicatas manuales. En la Figura 2 se presenta el perfil granulométrico característico obtenido. Se puede observar que el mayor porcentaje de 53%, corresponde a las gravas, seguido de la bolonería con un 28%, y partículas de arena con un 17%. Finalmente, el porcentaje medio de finos es escaso, aproximadamente del 2%.

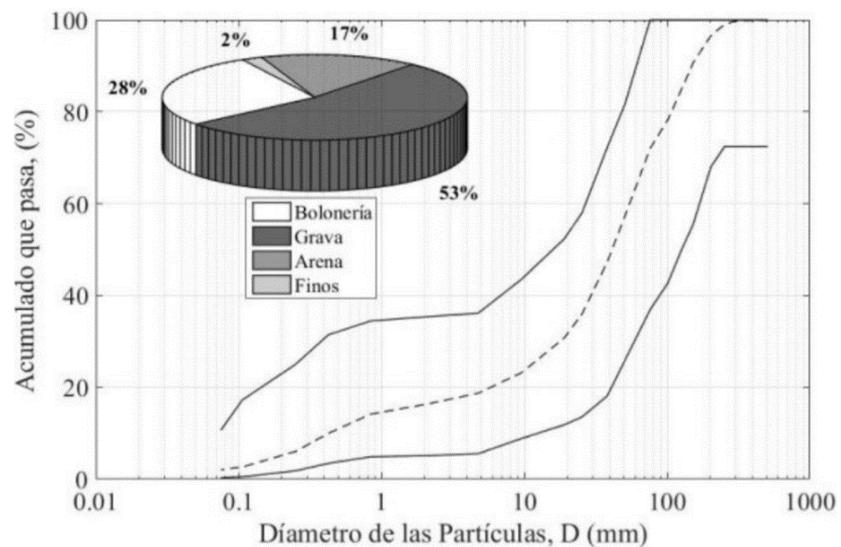


Figura 2. Perfil Granulométrico del Conglomerado de Lima.

Fuente: “Características de los suelos granulares”, por Alonso (2016, p. 307).

Además, para determinar la morfología y tamaño de las partículas de la Grava de Lima, se ha realizado un inventario de más de 33 500 cantos de los que se han medido su ancho, largo y altura. A partir de estas medidas, las partículas se seleccionaron según la Clasificación de Zingg & Krumbein, en la cual describe las partículas como esférico, discoidal, elipsoidal y cilíndrico. Además, el tamaño máximo (T.M) detectado fue de 67 cm de diámetro. En la Figura 3 se presenta la clasificación de las gravas, donde se observa que las partículas son en su mayoría esféricas.

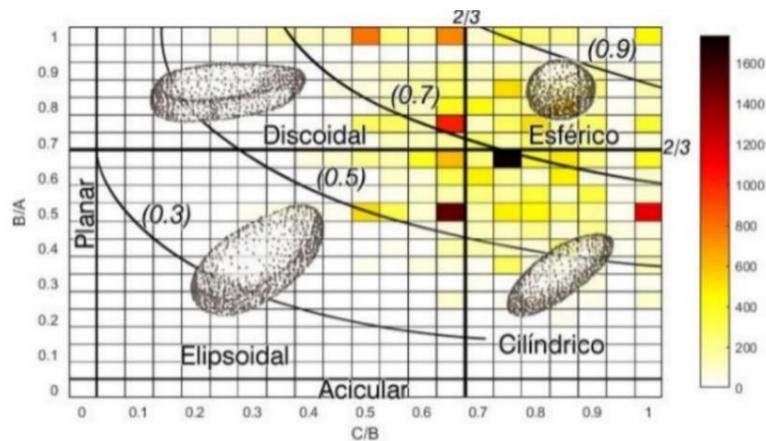


Figura 3. Clasificación de las Gravas del Conglomerado de Lima.

Fuente: “Características de los suelos granulares”, por Alonso (2016, p. 308).

En cuanto a la plasticidad, Sánchez et al (2016) refieren que los ensayos realizados demuestran que ésta es casi nula. Según la clasificación SUCS, estos suelos se clasifican en su mayoría como grava pobremente graduada (GP) y grava bien graduada (GW). Para la determinación del peso específico aparente, realizaron un total de 267 ensayos in situ por el método del cono de arena a distintas profundidades. Finalmente, los resultados se establecieron entre los 20 y 24 kN/m³.

2.2.3. Ensayos recomendados en el Conglomerado de Lima.

Los ensayos se realizan con la finalidad de determinar los parámetros geotécnicos de cohesión y ángulo de fricción interna, para comprender el comportamiento del Conglomerado de Lima.

- Ensayo de corte directo in situ.

El ensayo de corte directo “In situ”; representa una alternativa importante para la evaluación de los parámetros de resistencia de los suelos gravosos (Basurto, 2010). Este ensayo es recomendable para el estudio de suelos de granulometrías grandes; por ejemplo, el Conglomerado o Grava de Lima. Ya que permite determinar los parámetros a partir de muestras inalteradas, que son talladas en el mismo lugar de estudio. Para luego, instalar equipos e instrumentos tales como: los cilindros hidráulicos con el propósito de aplicar la fuerza normal y cortante a la muestra; la bomba hidráulica para incrementar gradualmente la fuerza de corte, el sensor de desplazamiento lineal, el transductor de presión, módulo electrónico que cumple la función de recolectar los datos obtenidos por el sensor de desplazamientos lineales y el módulo electrónico cuya función es adquirir los datos del transductor de presiones.

Una vez realizada la instalación de los equipos e instrumentos, se procede a aplicar a la muestra tallada, una fuerza de corte, la cual incrementará gradualmente, para después aplicar una fuerza normal constante. Y finalmente, observar el instante donde la fuerza de corte no incrementa y el desplazamiento aumenta súbitamente, lo que significa que la muestra de suelo falló, lo cual, se dará por finalizado el ensayo de corte directo in situ (Luque y Rodríguez, 2020) (Ver Figura 4).

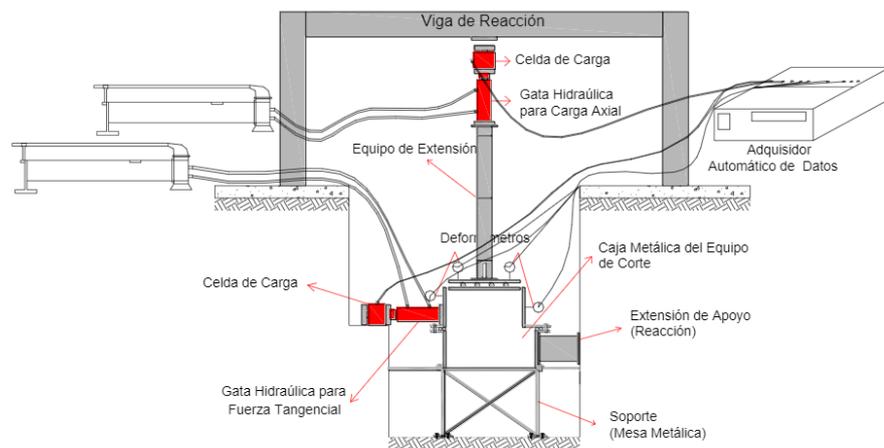


Figura 4. Esquema del ensayo de corte directo a gran escala.

Fuente: “Diseño e implementación de un equipo de corte directo para suelos gravosos en el laboratorio”, por Basurto (2010, p. 24).

- Ensayo de corte directo a gran escala.

Los suelos no presentan homogeneidad en sus componentes, como, por ejemplo, en el Conglomerado de Lima, se presentan materiales gruesos como bolones, gravas inmersas en una matriz fina, constituida por arenas, limos y/o arcillas. Por consiguiente, es recomendable realizar el ensayo de Corte Directo a Gran Escala ya que permite obtener datos próximos a la realidad del tamaño máximo de las partículas del suelo.

Basurto (2010), menciona que las medidas a considerar para el equipo de Corte Directo a Gran Escala son de 0.60x0.60x0.60m y cuya profundidad sea 6 veces el diámetro máximo (0.10m) del material granular normalizado por la ASTM D 3080; el espesor de las planchas metálicas se debe considerar de 1”, de igual manera la caja de corte deberá estar dividida horizontalmente por la mitad para permitir el movimiento relativo de la mitad superior sobre la inferior y finalmente recomienda que en la caja inferior se incluya 10 cm adicionales en la misma dirección de aplicación de la fuerza de corte, para así evitar la pérdida del material gravoso de la caja superior durante la ejecución del ensayo.

El procedimiento de ejecución del ensayo es similar al ensayo de Corte Directo In Situ, sólo que este último es elaborado en el mismo proyecto en estudio, a diferencia del primero en mención que es realizado en un laboratorio con equipos de mayor magnitud. (Ver Figura 5)

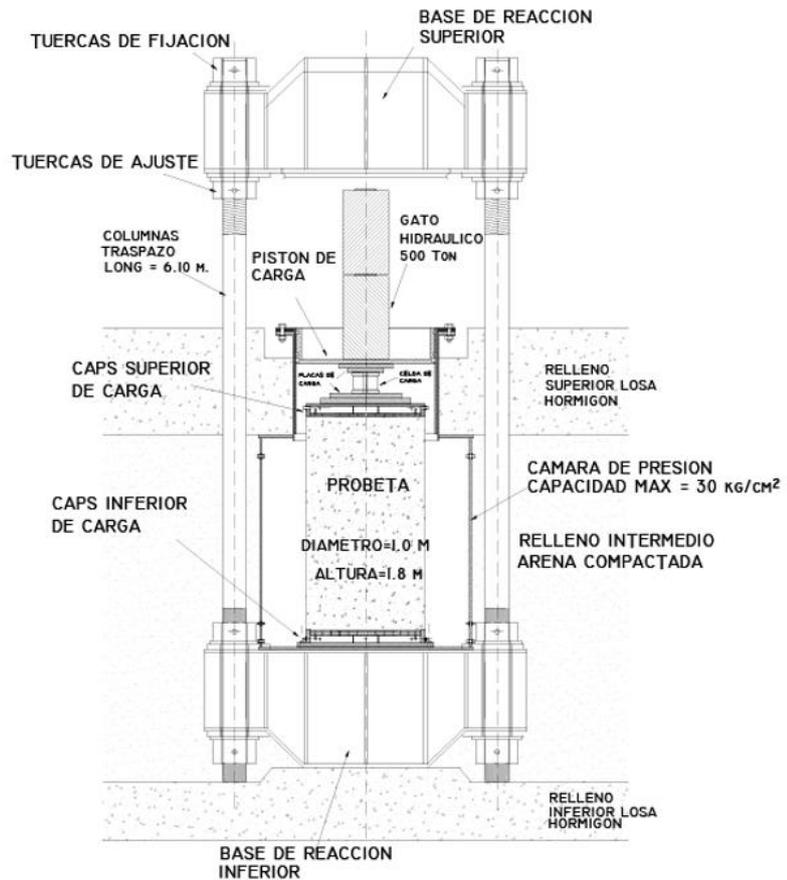


Figura 5. Equipos y dispositivos para el ensayo de corte directo a gran escala en CISMID.

Fuente: “Diseño e implementación de un equipo de corte directo para suelos gravosos en el laboratorio”, por Basurto (2010, p. 45).

- Ensayo triaxial a gran escala.

El equipo triaxial a gran escala desarrollado a fines del año 2001 por la sección geotecnia de IDIEM responde a una necesidad de estudiar el comportamiento mecánico de materiales granulares gruesos. Su gran tamaño permite ensayar probetas cilíndricas de 60 y 100 cm de diámetro y alturas de 120 y 200 cm, respectivamente; manteniendo una proporción de aproximadamente 6 veces entre el diámetro de la probeta y el tamaño máximo de partículas (ASTM D-4767). De acuerdo a estas dimensiones resulta posible ensayar materiales gruesos con tamaños máximos de partícula de hasta 7”. La presión máxima de confinamiento es de hasta 30 kg/cm², con una carga axial de trabajo máxima de 2000 ton. Los principales componentes de este equipo son los siguientes: marco de reacción, cámara de presión, sistema de aplicación de carga axial y confinamiento y sistema de medición de parámetros del ensayo. En la Figura 6 se presenta un esquema del triaxial con la ubicación de las probetas.



CONFIGURACION TRIAXIAL GIGANTE
IDIEM U. DE CHILE Laboratorio Geotécnia

Figura 6. Equipo Triaxial a Gran Escala.

Fuente: “Evaluación de parámetros geomecánicos de suelos gruesos”, por Verdugo, R., Peters, M y Bejarano, I. (2001, p. 2).

Los pasos que permiten la obtención de las probetas “inalteradas” se describen en la Figura 7.

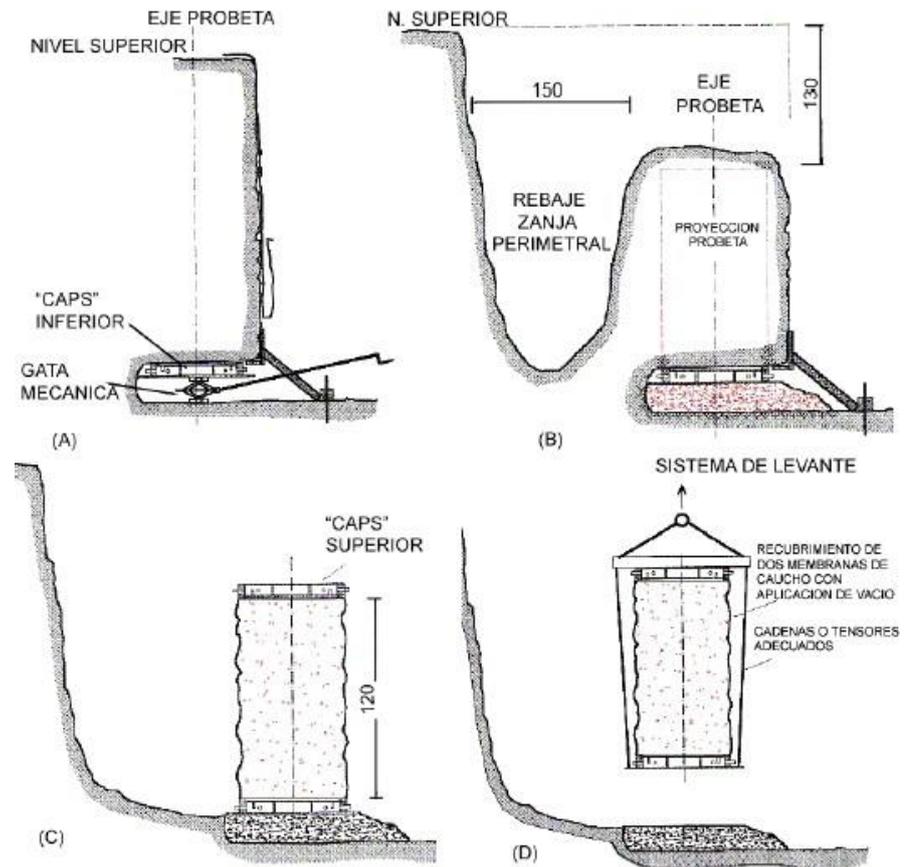


Figura 7 Proceso de obtención de las probetas inalteradas.

Fuente: "Evaluación de parámetros geomecánicos de suelos gruesos", por Verdugo, R., Peters, M y Bejarano, I. (2001, p.6).

El trabajo se inicia con la ejecución en terreno de una pared vertical que corresponde a un costado de la probeta. Luego, en esta pared se realiza una excavación rectangular pequeña de manera horizontal, ubicada debajo de la zona que constituiría la probeta. A continuación, al techo de esta excavación (que corresponde a la base de la probeta a extraer) se adosa fuertemente, mediante la acción vertical de una gata mecánica, el pedestal metálico sobre el cual descansará la probeta en la celda triaxial. Una vez fijado el pedestal inferior, se da inicio al tallado de la probeta. Terminado el tallado, se coloca el cap superior y prontamente una membrana de caucho. Finalmente, se administra al interior de la probeta un vacío de $0.5 - 0.7 \text{ kg/cm}^2$. Para extraer la probeta del sitio se utiliza un sistema de canastillo, el cual permitirá levantar la probeta descansando totalmente en el pedestal inferior.

Para el traslado al laboratorio, se coloca la probeta dentro de un tubo corrugado de HDPE, llenándose el espacio entre probeta y tubo con arena. Posteriormente, en el laboratorio se introduce la probeta dentro del equipo triaxial empleando una grúa pequeña.

A continuación, Riquelme (2014) presenta los equipos triaxiales a gran escala que existen en el mundo. (Ver Tabla 4)

Tabla 4

Equipos triaxiales a gran escala en el mundo.

Laboratorio	Diámetro Muestra (mm)	País
University of Cataluña	300	Spain
University of Tokyo	1500	Japan
Geodelft	400	Netherlands
The university of Karlsruhe	800	Germany
University of Berkeley	915	EUA
University of Nantes	1000	France
Missouri Institute of science and technology	420	EUA
University of Nottingham	300	UK
University of Chile (Idiem Institute)	1000	Chile
Norwegian University of science and technology	500	Norway
National laboratory of Civil engineering	300	Portugal
Building and Housing Research Center (BHCR), Tehran	300	Irán

Fuente: “Estudio de correlaciones para densidad relativa y resistencia al corte de suelos granulares gruesos”, por Riquelme, J. (2016, p.15)

El conglomerado de Lima viene siendo estudiado por distintos autores empleando acertadamente el ensayo de corte directo In-Situ y Corte Directo a Gran Escala. En el Anexo 4, se presenta la tabla que recopila dichos ensayos, los cuales serán utilizados para la presente investigación, realizados sobre el conglomerado o grava de Lima.

2.2.4. Conceptos probabilísticos.

Una de las desventajas en el análisis de estabilidad, es la alta variabilidad de las propiedades de los suelos. Esta heterogeneidad puede atribuirse a las diferentes condiciones de depositación de los suelos y las diferentes historias de esfuerzos a los que ha estado expuesto. Los análisis probabilísticos proveen una excelente herramienta para tomar en cuenta la variabilidad en las propiedades de los suelos y para desarrollar algoritmos racionales, para estimar los parámetros de diseño mediante probabilidades, donde el nivel de riesgo asociado puede cuantificarse (Elkateb, Chalaturnyk, & Robertson, 2003).

En los análisis probabilísticos los parámetros geotécnicos, que representan la mayor fuente de incertidumbre, son tratados como variables aleatorias. Una variable aleatoria es una función matemática definida en un espacio que asigna una probabilidad a cada evento posible. En términos prácticos, es una variable cuyo valor preciso (o rango de valores) no pueden predecirse con seguridad, solamente con una probabilidad asociada.

- Descriptores estadísticos.

Los parámetros estadísticos más importantes relacionados con la variabilidad del suelo son el valor medio, la desviación estándar, la asimetría y el coeficiente de correlación (Russelli, 2008). El valor medio o promedio de una variable aleatoria, es la suma de la probabilidad de cada posible resultado de un experimento dividido por la cantidad de experimentos. Este valor se obtiene con la siguiente expresión:

$$\mu_X = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (3)$$

Otro importante descriptor de una variable aleatoria es la varianza o medida de dispersión. Este valor representa la variabilidad que existe en los datos respecto a la media.

$$\sigma^2_X = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \mu_X)^2 \quad (4)$$

Una medida que ofrece información respecto a la dispersión de una variable aleatoria es la desviación estándar σ , que puede ser calculada a partir de cuatro métodos, como sugirió Duncan (2000):

- Método de expresión estadística definida.

La desviación estándar se expresa como la raíz cuadrada de la varianza:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_i^N (X_i - \bar{X})^2}{N - 1}} \quad (5)$$

Dónde:

σ = desviación estándar.

X_i = valor i de la variable aleatoria X .

\bar{X} = valor promedio de la variable aleatoria X .

N = total de números de la variable X .

Este método es el más adecuado para obtener la desviación estándar muestral (σ), pero en geotécnica una de las limitaciones es la escasa cantidad de datos que se posee para calcular la desviación estándar.

- Método de uso de valores publicados.

$$\sigma = COV \times \bar{X} \quad (6)$$

Dónde:

COV = coeficiente de variación reportados en la literatura para diversos parámetros.

\bar{X} = media del parámetro aleatorio X .

Duncan (2000) publica una tabla con valores COV para diversas propiedades geotécnicas obtenidas a través de ensayos de laboratorio e in-situ. Si bien este método es una aproximación para hallar la desviación estándar depende mucho del criterio del ingeniero proyectista en la elección de los valores adecuados para el análisis de su proyecto.

- Método de la regla de los tres sigmas (3σ).

Este método propuesto por Dai & Wang (1992), considera el hecho de que el 99.73% del total de valores que puede tener un parámetro cuya distribución es normal, estarían a tres veces la desviación estándar por arriba y abajo del valor medio o promedio.

$$\sigma = \frac{HCV - LCV}{6} \quad (7)$$

Dónde:

HCV = valor más alto concebible.

LCV = valor más bajo concebible.

La regla de tres sigmas se puede emplear cuando los datos o resultados de ensayos no estén disponibles, pero los valores HCV y LCV del parámetro pueden ser obtenidos de la literatura especializada.

Se calcula para cada una de las distribuciones y los valores que se obtienen se comparan entre sí. La mayor dispersión corresponderá al valor del coeficiente de variación mayor.

Como es difícil comparar las dispersiones de dos distribuciones distintas a partir de la desviación estándar, resulta más conveniente emplear el coeficiente de variación COV. Este coeficiente es un indicador adimensional que permite conocer la dispersión de los datos de una propiedad y compararlos con otras propiedades. Este indicador está definido por:

$$COV_X = \frac{\sigma_X}{\mu_X} \quad (8)$$

- Distribuciones probabilísticas.

La función de distribución acumulada $F_X(x)$ describe la probabilidad que una variable aleatoria será menor que o igual a x , para cada valor de x . Esta función está definida como:

$$F_X(x) = P(X \leq x) \quad -\infty \leq \rho_{XY} \leq +\infty \quad (9)$$

Luego, si la variable es continua, su probabilidad se puede definir en función de la densidad de probabilidad $f_X(x)$.

$$f_X(x) = \frac{dF_X(x)}{dx} \quad (10)$$

La probabilidad que una variable aleatoria X tome un valor en un intervalo $[x_1, x_2]$ puede evaluarse como:

$$\int_{x_1}^{x_2} f_X(x) = F(x_2) - F(x_1) = P(x_1 < X \leq x_2) \quad (11)$$

La función de distribución acumulada debe ser una función continua ascendente, cuyos valores estén en el rango de $[0, 1]$. Por consiguiente, la función de densidad de probabilidad es una función positiva para todos los valores x y el área total encerrada bajo la curva es igual a 1. La probabilidad acumulada (CDF) y la densidad de probabilidad (PDF) se visualizan en la Figura 8:

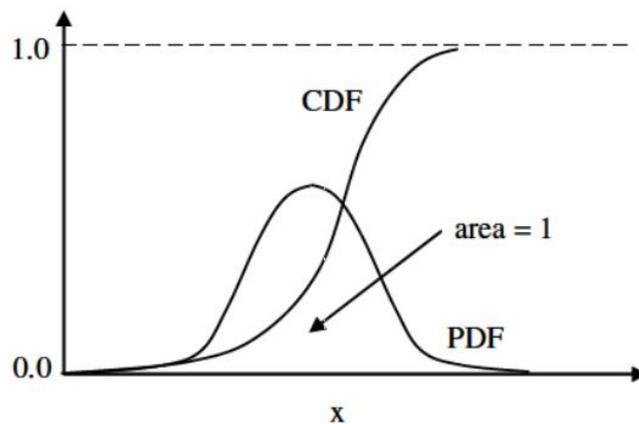


Figura 8. Función de probabilidad acumulada y de densidad.

Fuente: Tomado de (Baecher & Christian, 2003).

- Distribución normal

La distribución normal es la distribución probabilística comúnmente utilizada en geotecnia, por su simetría y simplicidad matemática. Con esta distribución, generalmente se caracterizan las variables aleatorias, con un coeficiente de variación COV menor de 30% (Russelli, 2008). Su función de densidad de probabilidad es:

$$f_x(x) = N(\mu_x, \sigma_x^2) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_x} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x - \mu_x}{\sigma_x}\right)^2\right], \quad (12)$$

$$-\infty < x < +\infty$$

Con la finalidad de simplificar los cálculos, una distribución normal arbitraria puede transformarse en una distribución estándar normal, como se observa en la Figura 9. Esto es posible convirtiendo la variable normal X en una variable estándar normal Z, mediante la siguiente expresión:

$$Z = \frac{X - \mu_x}{\sigma_x} \quad (13)$$

Donde Z posee una media igual a 0 y una desviación estándar de 1; su función de densidad de probabilidad se define como:

$$\phi_Z(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}z^2\right], \quad -\infty < x < +\infty \quad (14)$$

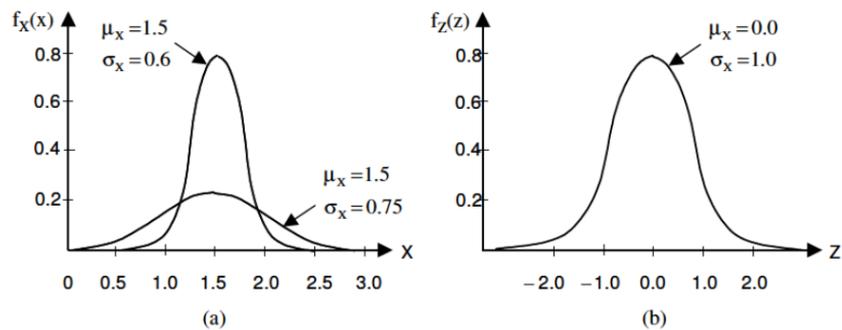


Figura 9. a) Función de densidad de probabilidad normal. b) Función de densidad de probabilidad normal estándar.

Fuente: Tomado de (Russelli, 2008).

- Distribución lognormal

Una variable aleatoria x se ajusta a una distribución lognormal si su logaritmo natural $Y = \ln(X)$ tiene una distribución normal. La fórmula general de esta distribución se expresa como:

$$f_x(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}(x - x_0)\sigma_{\ln(x)}} \exp \left\{ -\frac{1}{2} \left[\frac{\ln(x - x_0) - \mu_{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \right]^2 \right\}, \quad (15)$$

$$x_0 < x < +\infty$$

Donde x_0 es el parámetro de ubicación de la variable aleatoria X . Cuando este parámetro es igual a cero, se regresa a una distribución estándar lognormal. La distribución lognormal es aceptable para modelar razonablemente muchas propiedades del suelo. Debido a que proporciona una forma razonable en cuanto el coeficiente de variación COV es mayor a 30% (Russelli, 2008).

- Ajuste de función de densidad de probabilidad.

Cuando los datos son recopilados, se pueden utilizar de tres formas para especificar una distribución probabilística (Fenton & Griffiths, 2008):

1. Los datos son empleados directamente en la simulación. Esta es la opción menos recomendada, ya que el procedimiento solamente podrá simular los datos obtenidos. Comúnmente existen pocos datos que capturen el comportamiento futuro.
2. Se usan directamente los valores para definir una distribución empírica.
3. Se emplea una distribución teórica que se ajuste mejor a todos los datos.

Para comprobar qué tanto se ajustan las funciones de densidad de probabilidad teóricas a los datos experimentales, se pueden utilizar diversas pruebas estadísticas. Las pruebas más comunes son las pruebas de bondad de ajuste Kolmogorov- Smirnov, Chi Cuadrado y Anderson-Darling, (Rychlik & Rydén, 2006).

Primero se debe elegir la distribución considerando que es físicamente razonable para la propiedad del suelo, que se trata de caracterizar. En geotecnia la distribución normal es muy popular. Sin embargo, nunca se tendrá suficiente información para determinar con precisión ¿Cuál distribución es la correcta? además, para escoger la mejor distribución

se debe considerar las siguientes recomendaciones (Fenton & Griffiths, 2008):

- Si se tienen suficientes datos, se debe elegir la distribución que mejor se ajuste al histograma de los datos.
- Realizar una revisión a la literatura para conocer la manera como otros abordaron el problema.
- Escoger la distribución más simple posible, sin alejarse de la realidad.

2.2.5. Métodos de análisis probabilísticos.

- Método de la simulación de Monte Carlo.

El método de Monte Carlo genera una gran cantidad de muestras, a través de sorteos de los valores de las variables. Dichos sorteos son realizados en softwares, introduciendo la desviación estándar y el tipo de distribución normal de las variables. Para cada nuevo dibujo, se calcula un nuevo valor de factor de seguridad (F.S). A partir de la muestra generada se calcula el valor promedio, desviación estándar y porcentaje de valores extraídos que están por debajo de la unidad, que corresponde a la probabilidad de falla (Giacon, 2018). Así pues, el método consiste en generar “n” realizaciones de las variables aleatorias en “x”, que serían los puntos muestrales que van de 1 a “n”; según la función de densidad de probabilidad conjunta y con ello estimar la probabilidad de falla mediante la ecuación:

$$PF = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n I(x_i) \quad (16)$$

Donde “N” es el número de puntos de muestra e “I” es una función indicadora que da como resultado el valor unitario, si el punto de muestra se encuentra en el dominio de falla y cero en caso contrario. Sin duda, cuanto mayor sea el número de simulaciones utilizadas, mayor será la precisión del resultado del método (Favaretto y Santana, 2016). Además, al tratarse de una técnica de muestreo, los resultados obtenidos por el método de Monte Carlo, están sujetos a errores. Sin embargo, al aumentar el número de muestras generadas, el error asociado a estas disminuye.

- Método de primer orden segundo momento (FOSM).

El método de primer orden segundo momento o también llamado método FOSM, es útil para evaluar los parámetros estadísticos de la función de comportamiento analizada. Este método emplea los primeros términos de la función de expansión de la serie de Taylor, que corresponde a la función de falla o comportamiento analizado; con la finalidad de establecer los valores de los dos primeros momentos centrales, que son la media y la varianza (Baecher y Christian, 2003).

Según Duncan (2000), los pasos que se siguen en el método de la serie de Taylor son:

- 1) Estimar las desviaciones estándar de los parámetros involucrados en el análisis de la estabilidad del talud.
- 2) Calcular el factor de seguridad (FMLV) por métodos deterministas.
- 3) Calcular el factor de seguridad con cada parámetro aumentado y disminuido en una desviación estándar de su valor promedio, al mismo tiempo los otros parámetros permanecerán como sus valores promedio. Esto implica cálculos $2N$, donde N es el número de parámetros cuyos valores son modificados. Luego, estos cálculos dan como resultado valores N de F^+ y de F^- . Con estos valores de F^+ y F^- , se procede a calcular los valores de ΔF para cada parámetro, para continuar con el cálculo la desviación estándar del factor de seguridad (σ_F) y el coeficiente de variación del factor de seguridad (V_F). Utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_F = \sqrt{\frac{\Delta F_1^2}{2} + \frac{\Delta F_2^2}{2} + \dots + \frac{\Delta F_N^2}{2}} \quad (17)$$

$$V_F = \frac{\sigma_F}{F_{MLV}} \quad (18)$$

- 4) Utilizar el valor de FMLV del segundo paso y el valor de V_F del cuarto paso, para determinar el valor de índice de confiabilidad

lognormal (β_{LN}) e índice de confiabilidad normal (β_N), se emplearán las siguientes ecuaciones:

$$\beta_{LN} = \frac{\text{Ln}\left(\frac{F_{MLV}}{\sqrt{1 + V_F^2}}\right)}{\sqrt{\text{Ln}(1 + V_F^2)}} \quad (19)$$

$$\beta_N = \frac{F_{MLV} - 1}{\sigma_F} \quad (20)$$

- Método de Aoki y Cintra.

El método descrito por Aoki y Cintra (2010) se considera un método probabilístico aproximado, con variables aleatorias caracterizadas por su distribución y parámetros estadísticos, como la media y el coeficiente de variación. Donde se considera una población finita, cuyas curvas de densidad de probabilidad asume una distribución normal simétrica. En un proyecto geotécnico de estabilización con muros anclados, siempre se tendrá incertidumbre en los valores de carga de servicio denominada en este método como solicitud “S” y capacidad de adherencia última del bulbo en la interfase suelo/lechada de cemento, denominada resistencia “R”, para cada anclaje. Así, según Cintra y Aoki (2010), dada la variabilidad existente tanto en R como en S, se puede realizar un análisis estadístico y construir las curvas de densidad de probabilidad de resistencia $f_R(R)$ y $f_S(S)$, como se muestra en la Figura 10.

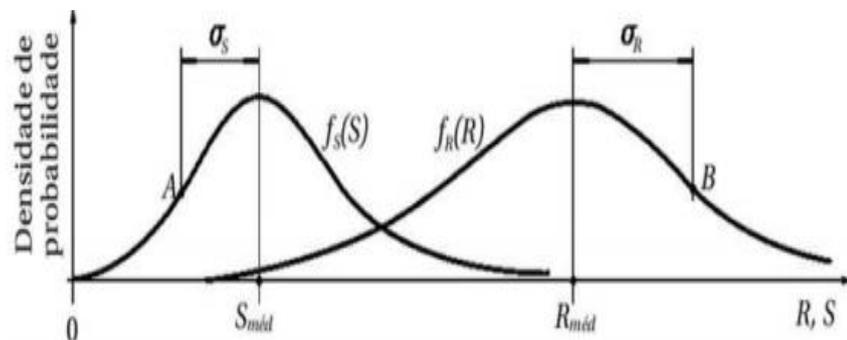


Figura 10. Curvas de densidad de probabilidad de solicitaciones y resistencia.

Fuente: “Fundações por Estacas: projeto geotécnico”, por Cintra y Aoki (2010, p. 69).

Un concepto muy empleado en ingeniería es el margen de seguridad. La función de margen de seguridad $f_z(Z)$, según Aoki y Cintra (2010), se define por la diferencia entre las curvas de resistencia R y la sollicitud S , si se considera que, la sollicitud y la resistencia son estadísticamente independientes. Así tenemos que:

$$f_z(Z) = f_R(R) - f_S(S) \quad (21)$$

Por lo tanto, se puede deducir que la estructura fallará cuando se tiene $Z \leq 0$, es decir, cuando $R \leq S$ y cuando $Z > 0$, es decir $S \leq R$ la estructura no sufrirá falla, como se muestra en la Figura 11. Donde el área sombreada corresponde a la probabilidad de ruina o falla de la estructura.

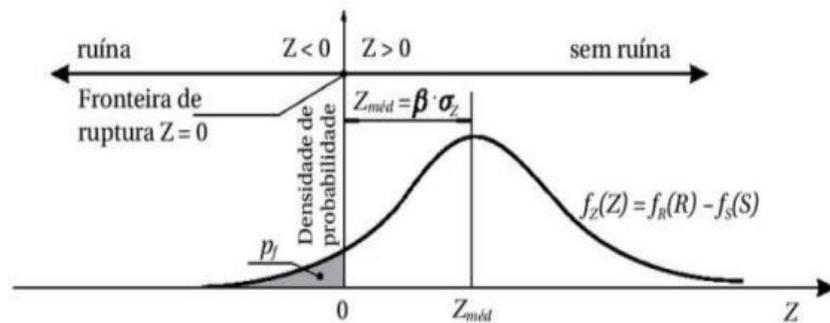


Figura 11. Gráfica de la función de margen de seguridad.

Fuente: “Fundações por Estacas: projeto geotécnico”, por Cintra y Aoki (2010, p. 73).

Según Aoki y Cintra (2010), la dispersión de las curvas de resistencia y sollicitaciones pueden ser expresadas por coeficientes de variación, que son obtenidos de la relación entre la desviación estándar (σ) y la media.

$$v_s = \frac{\sigma_s}{S_m} \quad (22)$$

$$v_R = \frac{\sigma_R}{R_m} \quad (23)$$

Comúnmente, el factor de seguridad global (FS_m) es definido por la razón entre los valores medios de resistencia (R_m) y de sollicitaciones (S_m), como la siguiente expresión:

$$FS_m = \frac{R_m}{S_m} \quad (24)$$

Luego, el índice de confiabilidad (β) está definido por:

$$\beta = \frac{1 - 1/FS_m}{\sqrt{v_R^2 + \left(\frac{1}{FS_m}\right)^2 v_S^2}} \quad (25)$$

2.2.6. Sistema de retención con muros anclados.

- Muros anclados.

Figuroa, Rodríguez y Zelada (2011), definen a los muros con anclajes como un sistema de retención que es empleado para contener excavaciones profundas. Este sistema es sostenido por barras o cables, transmitiendo esfuerzos de tracción de forma segura a partir de la superficie del terreno hasta una zona profunda dentro del talud. (Ver Figura 12).



Figura 12. Sistema de muros anclados.

Fuente: “Diseño y ejecución de muros anclados, pilotes, inyecciones y micropilotes en la nueva sede de GyM en Lima” por Saucedo (2013, p. 8).

- Anclaje.

Un anclaje puede definirse como un elemento longitudinal, el cual consta de una armadura de acero, estos pueden estar conformados por barras de acero o conjuntos de cables. Este elemento se inserta después de realizar una perforación en el talud y es fijado al interior del terreno mediante la inyección de lechada de cemento, también se fija al exterior mediante una cabeza que transmite la carga a una

estructura de reparto. Los componentes del anclaje son la cabeza, la longitud libre y la longitud bulbo (Ver Figura 13).

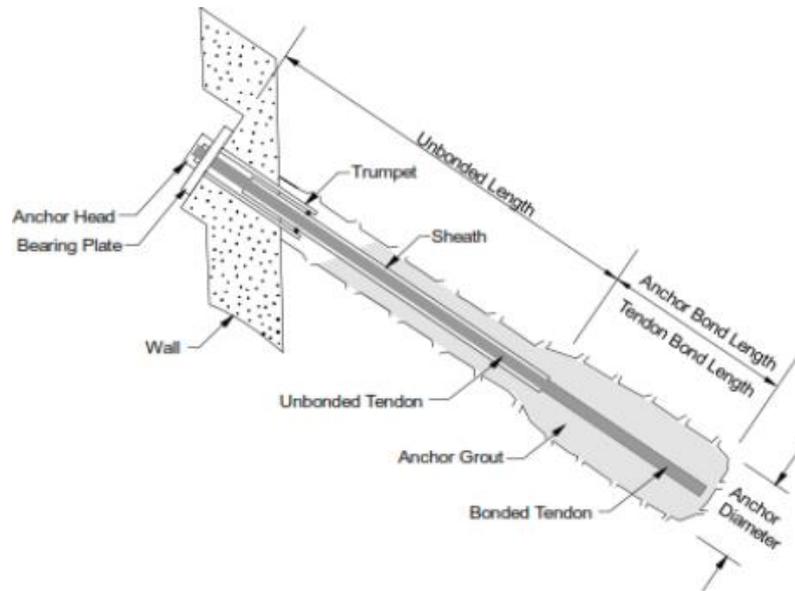


Figura 13. Componentes de un anclaje.

Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4, (1999, p.69)

En efecto, existe una gran variedad de anclajes, dependiendo de su forma de trabajo, según sus elementos constituyentes, su vida útil, la capacidad de modificar la carga actuante o incluso el tipo de inyección. Según Murillo y Ortuño (2010), se presenta:

a. Según la forma de trabajo

- Activos

Son anclajes que, durante la instalación, se someten a una carga de tensado, de este modo se comprime el terreno comprendido entre la zona de anclaje y la estructura o placa de apoyo de la cabeza. Dicha carga de tensado suele ser semejante a la máxima tracción de trabajo prevista para el anclaje.

- Pasivos

Son anclajes rígidos que no se tensan inicialmente, únicamente funcionan con una carga inicial baja, dicha carga es adquirida por los movimientos relativos entre las fijaciones de la cabeza y bulbo para así, poder traccionarse. Este tipo de

anclajes se aplicarán en proyectos según las condiciones del suelo que se obtengan, pero son poco usados en la grava de Lima.

b. Según los elementos constituyentes de los tirantes

- Anclajes de Barras

También llamados bulones, estos anclajes se caracterizan por poseer barras de acero, en la Figura 14 se muestran las tres principales partes del mismo: longitud del bulbo, longitud libre y cabeza. Es importante mencionar que las barras roscadas tienen una facilidad de empalme y fijación, y las barras corrugadas precisan tornearse la rosca para fijación o empalme. Éste último no se recomienda usar, ya que no logra un buen desempeño para la corrosión. Para ultimar, aparte de las barras de acero pueden emplearse barras de fibra de vidrio. Éstas se utilizan esencialmente para la estabilización de excavación de túneles, al presentar la ventaja de que pueden ser sencillamente retiradas con las rozadoras o martillos de excavación.

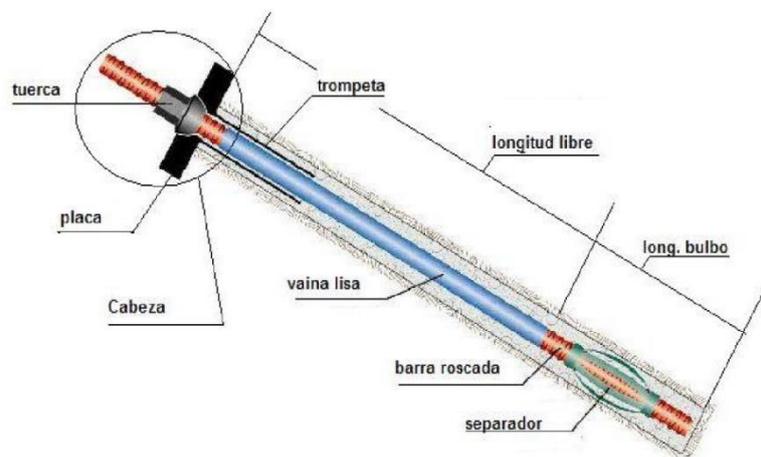


Figura 14. Anclaje en barra (tipo provisional).

Fuente: “Anclajes y bulonajes”, por Murillo y Ortuño (2010, p. 09).

- Anclajes de Cables

Estos anclajes están conformados por cables compuestos por un conjunto de alambres de acero, habitualmente siete alambres, (Ver Figura 15). Este tipo de anclajes siempre trabajan de forma activa, debido a que se tensan previamente

fijada a la cabeza, puesto que necesitan una elongación considerable para traccionar debidamente. Una de las ventajas de estos cables, es que no requiere de uniones ni soldaduras, por lo cual, se puede alterar la longitud, generando un corte a la longitud requerida.

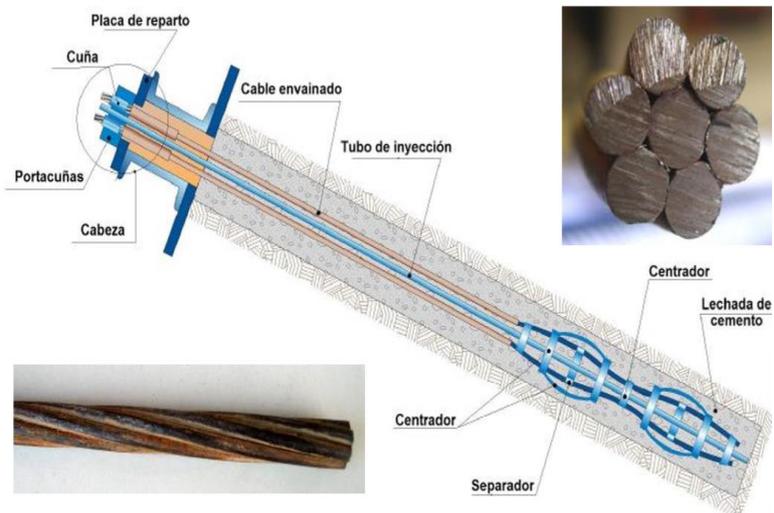


Figura 15. Anclaje de cables (tipo provisional).

Fuente: “Anclajes y bulonajes”, por Murillo y Ortuño (2010, p. 14).

c. Según su vida útil

- Provisionales

Suelen considerarse anclajes provisionales a aquellos que estrictamente son necesarios durante la fase de construcción. Alonso (2001), indica que la vida de servicio limitada en el tiempo, depende de las normas, sin embargo, por lo general está proyectada para un periodo de vida inferior a dos años, o menor en el caso de ambientes y/o terrenos especialmente agresivos.

- Permanentes

Estos anclajes se mantienen en funcionamiento durante su vida útil de la obra, ya finalizada y en servicio, por lo general están proyectadas para una vida superior a los dos años. Es de fundamental importancia, que estos anclajes cuenten con sistemas especiales anticorrosión, por esa razón suelen aumentar el costo de dicho elemento. Así mismo, estos

anclajes deben ser diseñados con mayores coeficientes de seguridad, por lo cual al realizar la ejecución debe tener un mayor control.

d. Según la capacidad de modificar la carga actuante

Murillo y Ortuño (2010), afirman que esta disposición no es usual y por lo general no suele considerarse en los textos convencionales. Sin embargo, cuando se trata de anclajes permanentes, puede ser muy fundamental, así como en la estabilización de taludes con anclajes, la ladera podría seguir generando movimientos hacia la excavación, ocasionando sobrecargas a los anclajes existentes. Lo que corresponde, en este caso, es destensar los anclajes para volver a tensarlos a una carga inferior, sin llegar al límite de rotura, mientras se aplican otras medidas de estabilización. Por consiguiente, según se puedan realizar o no sucesivos procesos de tensado sobre ellos, se puede distinguir entre anclajes retesables y no retesables. A continuación, se tienen las siguientes características:

- Los anclajes de barra y cable son retesables, si bien pueden dejar de serlo si tras el primer tensado, cortan la mecha de cables sobrante, que queda por fuera de la cabeza. (a)
- Para los anclajes de barra, se debe dejar un espacio de 5.00 cm, para así poder roscar un manguito que sirva como empalme y así poder retesar. (b)
- Para los anclajes de cable existen las “cabezas retesables”, las cuales se tensan tirando del portacañas en lugar de los cables. Esto presenta dos ventajas, al no tener que tirar de los cables, estos no se arañan continuamente con cada operación de tensado y que las cabezas pueden optar por dimensiones reducidas, ya que este tipo de solución permite cortar las mechas de cable. (c)

A continuación, (Ver Figura 16), ya que se muestran las tres posibilidades mencionadas anteriormente.

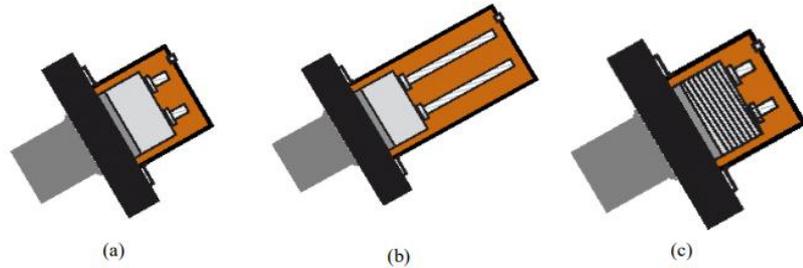


Figura 16. (a) Cabeza no retesable. (b) Cabeza con rabos largos. (c) Cabeza retesable con portacañas con rosca exterior.

Fuente: “Anclajes y bulonajes”, por Murillo y Ortuño (2010, p. 27).

e. Según el tipo de inyección

Este procedimiento sirve para fijar el anclaje en el terreno mediante la inyección de lechada de cemento, esta operación puede efectuarse en una sola o en repetidas veces sucesivamente, este último con el fin de aumentar la adherencia de la lechada y el terreno de la zona del bulbo (Alonso, 2001), clasifica habitualmente como:

- Anclajes con inyección única global (IU)

Este tipo de inyección es realizada una sola vez, llenándose a baja presión a través de la manguera que contiene el anclaje, las cuales llegan hasta el límite inferior del bulbo. Se recomienda usar este tipo de inyección en rocas, terrenos cohesivos y suelos granulares.

- Anclajes con inyección repetitiva (IR)

Este tipo de inyección es realizada en varias fases, en diferentes conductos, por lo general tiene un circuito con retorno, en las cuales van manguitos o válvulas de inyección cada metro. Se recomienda usar este tipo de inyección en rocas blandas fisuradas y en aluviales granulares gruesos y finos.

- Anclajes con inyección repetitiva selectiva (IRS)

Esta inyección se realiza en varias fases al igual que la IR, pudiendo controlar en cada uno de ellos la presión y volumen alcanzado en cada fase de inyección. Se recomienda usar este

tipo de inyección en suelos con predominio de finos y de consistencia media - baja.

- Proceso de ejecución de los muros anclados.

1. Movimiento de tierras o excavación.

En esta etapa se procede a realizar el replanteo de banquetas, donde inicia la excavación masiva, con un talud a partir del límite de banqueta, por lo general se recomienda dejar taludes en 1:3 en suelos con gravas y 1:2 en suelos con arenas; el ancho de banqueta depende de la sobrecarga que presenten las colindancias del proyecto. (Ver Figura N°17). Cabe señalar que la excavación debe ser ejecutada considerando que ésta debe estar a 1.20m más bajo de la cota de perforación de los anclajes (Geofortis, 2005).

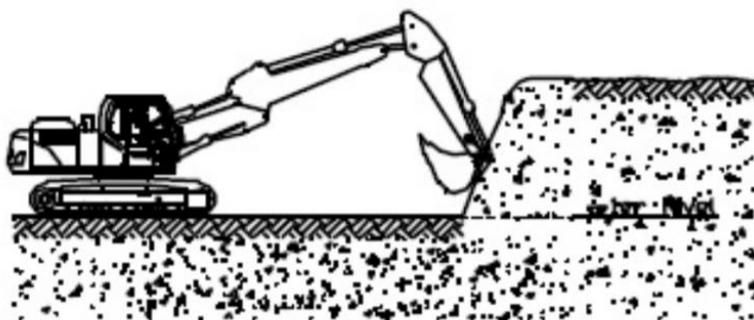


Figura 17. Excavación Masiva.

Fuente: “Análisis comparativo de la estabilización de taludes mediante el uso de muros anclados y calzaduras en la construcción de edificaciones” por Cabellos, G (2012, p. 16).

2. Perforación e inyección.

Murillo y Ortuño (2010), señalan que la perforación de un anclaje conlleva un significativo número de variables. Tales como el diámetro de perforación, desde 68 mm hasta 200 mm para anclajes más complejos, también mencionan que esto depende de la maquinaria empleada, hasta incluso el operador responsable. Los sistemas de perforación, pueden basarse en:

- Rotación o rotopercusión, velocidad de avance y la combinación en estas, tanto para el revestimiento como para la maniobra interior.
- Con o sin revestimiento.
- Respecto a la eliminación de detritus, con aire o agua como fluido de barrido, debe tenerse en cuenta la presión y caudal de lo mencionado.

Una vez perforados los anclajes se procede con la inyección de los mismos, el tiempo de ejecución debe realizarse lo más antes posible, para así poder disminuir las variaciones que puedan generarse en las paredes del terreno. Por lo general de 8 a 12 horas después de la perforación. Sin embargo, se debe considerar el tipo de terreno donde se realice la perforación, tales como, en roca sin agua - hasta 24 horas, suelos con excesiva humedad - antes de perforar el siguiente anclaje y por último suelos intermedios a los mencionados se inyectan al final de la jornada (Ver Figura 18).

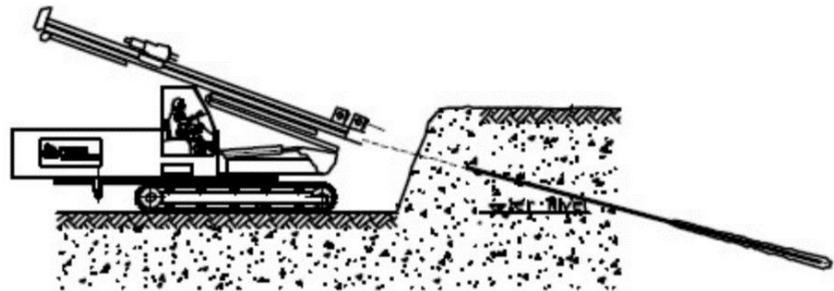


Figura 18. Ejecución de Perforaciones en puntos de anclajes

Fuente: “Análisis comparativo de la estabilización de taludes mediante el uso de muros anclados y calzaduras en la construcción de edificaciones” por Cabellos, G (2012, p. 16).

3. Perfilado de muros

Este procedimiento se realiza una vez instalados e inyectados los anclajes con ayuda de la retroexcavadora, sin jalar las mechas de los anclajes que sobresalen por el talud. La elaboración del muro tendrá que ser de forma alternada, esto quiere decir, dejando una

banqueta horizontalmente. Este elemento estructural, necesita 03, 05 o 07 días para poder alcanzar su resistencia necesaria para poder tensar los anclajes, es por esta razón que dicho procedimiento debe ser secuencial (Geofortis ,2005). (Ver Figura N°19).

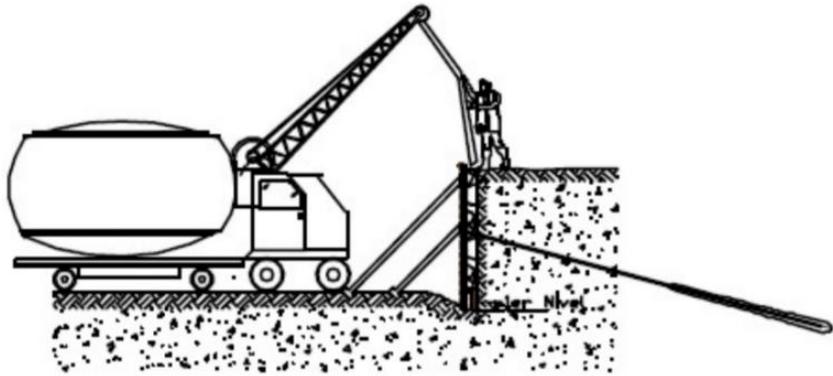


Figura 19. Colocación de armadura, moldaje y hormigonado.

Fuente: “Análisis comparativo de la estabilización de taludes mediante el uso de muros anclados y calzaduras en la construcción de edificaciones” por Cabellos, G (2012, p. 16).

4. Tensado de anclajes

Tras el fraguado de la lechada de cemento y cuando el concreto haya alcanzado su resistencia, se procede al tensado de los cables. Este procedimiento es de corto tiempo, por lo general dura 20 minutos, por ende, es recomendable programar el tensado de la mayor cantidad de muros posibles al día. Cuando este procedimiento haya acabado, se podrá iniciar la excavación debajo del mismo para continuar con el siguiente anillo (Ver Figura 20; 21). Cabellos, G (2012) recomienda controlar y asegurar este proceso para mantener el flujo de los trabajos.

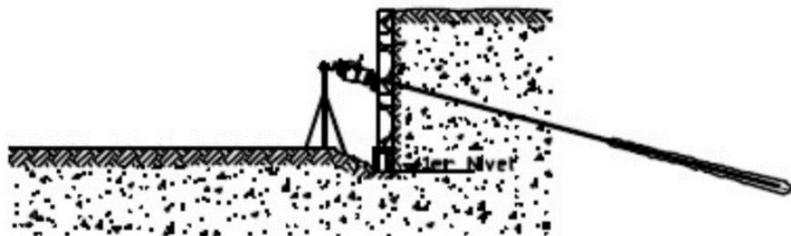


Figura 20. Descimbrado y Tensado de Anclaje.

Fuente: “Análisis comparativo de la estabilización de taludes mediante el uso de muros anclados y calzaduras en la construcción de edificaciones” por Cabellos, G (2012, p. 16).

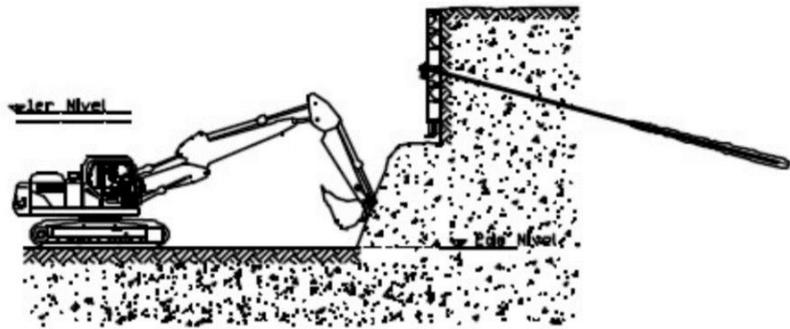


Figura 21. Excavación siguiente nivel, una vez tensado todo el nivel anterior.

Fuente: “Análisis comparativo de la estabilización de taludes mediante el uso de muros anclados y calzaduras en la construcción de edificaciones” por Cabellos, G (2012, p. 16).

2.2.7. Tipos de fallas de los muros anclados.

El análisis de los muros anclados debe llevarse a cabo haciendo referencia a los modos de falla que se pueden presentar. Existen varios mecanismos posibles de falla de los muros anclados, que comúnmente son causadas por exceso de carga sobre un anclaje. Las cargas en exceso pueden estar relacionadas con la carga de retensionamiento (aplicación de más tensión al ancla), la secuencia de excavaciones, las fuerzas del agua y fuerzas sísmicas, entre otras; por lo que los mecanismos de falla pueden involucrar los tendones, la masa de suelo, el bulbo o las estructuras superficiales. Los principales tipos de fallas se muestran en las Figuras 22 y 23.

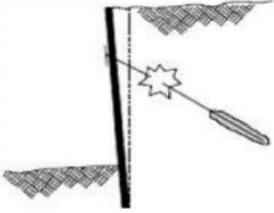
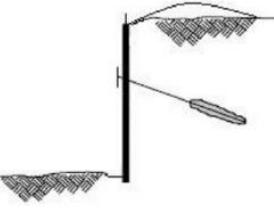
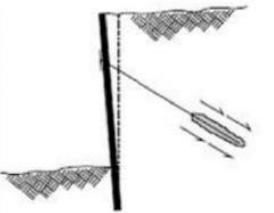
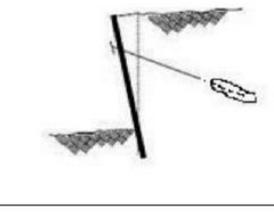
FALLAS DE MODO LOCAL	
FALLA DEL ACERO DEL TENDÓN	
<p>Esta falla ocurre si la carga de tensado es mayor a la capacidad estructural del cable del anclaje. Para evitar esta falla se sugiere que la carga de diseño sobre el cable no exceda el 60% del esfuerzo de fluencia del mismo.</p>	
FALLA DE LA MASA DE SUELO	
<p>Esta falla depende de la capacidad de soporte del suelo superficial, por ende, al colocar una carga de pre tensionamiento mayor a la capacidad de soporte del suelo lateral, se generará una deformación del terreno, dirigiéndose hacia arriba. Para evitar esta falla se recomienda que el primer anillo de anclajes se encuentre lo más profundo, así el suelo evitará fallar, gracias a su resistencia pasiva.</p>	
FALLA DE LA UNIÓN BULBO Y SUELO	
<p>Esta falla ocurre por la baja resistencia que existe en esta interface, ya que depende de la presión normal, fricción y cohesión que existe alrededor del bulbo. Para evitar esta falla se debe aumentar el diámetro del bulbo o su longitud, más esta solución no aplica para bulbos con longitudes mayores a los 9 o 12 m.</p>	
FALLA ENTRE EL TENDÓN Y LA LECHADA	
<p>Esta falla se genera por la poca adherencia, fricción e integración mecánica del acero del cable y la lechada. Para evitar este tipo de falla, la norma ASTM A981 nos muestra un método para evaluar la unión de estos.</p>	
FALLA DE LA ESTRUCTURA SUPERFICIAL	
<p>Esta falla puede ocurrir, cuando el muro presenta un exceso de esfuerzos de flexión o de cortante o por una falla de punzonamiento, para evitarlo se deben tener en cuenta en el diseño de dicha estructura</p>	

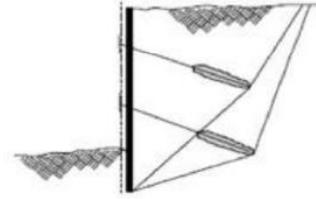
Figura 22. Principales tipos de fallas de modo local, en los muros anclados

Fuente: Figueroa, G., Rodriguez, F. y Zelada E. (2011).

FALLAS DE MODO GENERALIZADO

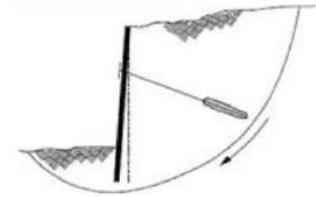
FALLA GENERALIZADA POR DESLIZAMIENTO

En esta falla resulta crítico contar con estimaciones razonables de la resistencia del suelo involucrado. Para evitar esta falla se elaboran análisis convencionales en la base de la estructura de contención en los que intervengan todas las fuerzas actuantes.



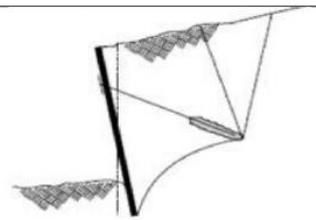
FALLA GENERALIZADA ROTACIONAL

También llamada falla por estabilidad global, es importante verificar esta falla, ya que evita que el sistema no colapse, ubicando los anclajes delante de la superficie de falla del talud del proyecto.



FALLA GENERALIZADA POR VOLTEO

Se deben considerar todas las fuerzas que actúan sobre el muro de contención. Se debe analizar la posibilidad de que ocurra el volteo a diferentes profundidades.



FALLA PROGRESIVA

Esta falla se extiende en toda la estructura. se debe a la baja capacidad del suelo para el arqueamiento y para redistribuir las cargas a los anclajes adyacentes. Por ende, es importante contar con un adecuado diseño de los elementos del anclaje, así como el muro de contención, para así evitar el posible colapso progresivo.

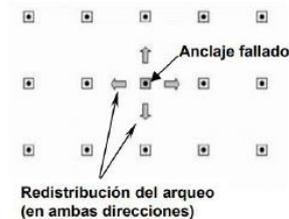


Figura 23. Principales tipos de fallas de modo generalizado, en los muros anclados.

Fuente: Figueroa, G., Rodriguez, F. y Zelada E. (2011).

2.2.8. Análisis de estabilidad de muros anclados.

Alonso (2001), menciona que, para el diseño de un anclaje, en primera instancia se deben conocer los esfuerzos ejercidos por la estructura a anclar, las cuales se califican como cargas nominales y deberán ser consideradas sin ser mayoradas, para así en segundo lugar proceder a dimensionar las diferentes partes del anclaje (número de cables, longitud libre y longitud de bulbo).

Por ende, en las estructuras ancladas se deberá tener en cuenta, la estabilidad global de la zona en que se encuentra la estructura anclada y el comportamiento de cada uno de los elementos de los anclajes y sus efectos sobre el entorno más inmediato de los mismos (equilibrio local).

- Estabilidad global de la estructura anclada.

El análisis de estabilidad global para muros anclados, se realiza empleando los métodos de cálculo de equilibrio límite, llamados también (MEL), los mismos que se utilizan para el análisis de estabilidad de taludes, tales como el método de Janbu, Bishop, Morgenstern y Price, etc. Los MEL se clasifican en: métodos exactos y métodos inexactos. Los métodos exactos poseen el nombre de los autores que lo propusieron; como el método de Bishop, Janbu, Spencer, Morgestern y Price y los métodos inexactos, se dividen en el método de dovelas y el método de círculo de falla (Suarez, 2016).

Los factores de seguridad mínimos exigidos por la norma E.050 para el análisis de estabilidad global se especifican en la siguiente tabla:

Tabla 5
Factores mínimos de seguridad para el análisis de estabilidad global

Situación del Proyecto	Condición Estática	Condición Pseudoestático
Permanente	1.50	1.25
Provisional	1.50	1.25

Fuente: Elaboración propia, basado en la NTP E0.50

- Método de Janbu Simplificado

El método de Janbu es un método de equilibrio límite en el que se comparan las fuerzas desestabilizadoras con las fuerzas resistentes que se desarrollan en las probables superficies de falla, gracias a la resistencia cortante del suelo. Está normalizado por un factor de seguridad, el cual es una relación cuantitativa entre las fuerzas resistentes y las fuerzas desestabilizadoras. Janbu traza una probable superficie de falla y al dividirla en dovelas simplifica el problema, suponiendo que las fuerzas entre dovelas son horizontales. Cabe mencionar, que el método de Janbu satisface el equilibrio de esfuerzos y de momentos a excepción de la última dovela superior.

Las fuerzas actuantes en una dovela se muestran en la Figura 24:

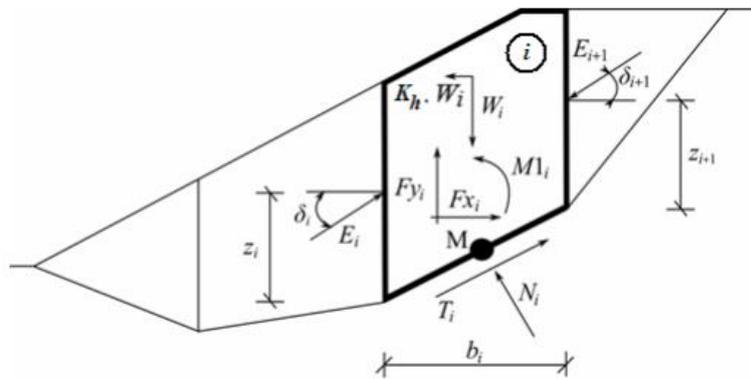


Figura 24. Fuerzas que actúan sobre las dovelas en el método de Janbu.

Fuente: Fine-Civil Software Package 2013.

Dónde:

W_i : peso de la dovela. (En caso de sismo se le adiciona la influencia del coeficiente vertical k_v)

$K_h \cdot W_i$: Fuerza de inercia horizontal para el caso de sismo.

N_i : Fuerza normal horizontal para el caso de sismo.

T_i : Fuerza de corte en la superficie de deslizamiento.

E_i : Fuerzas ejercidas por cuerpos vecinos a la izquierda.

E_{i+1} : Fuerzas ejercidas por cuerpos vecinos a la derecha.

F_{xi} , F_{yi} : Otras fuerzas horizontales y verticales actuando en la dovela.

M_{li} : Momento de las fuerzas F_{xi} F_{yi} rotando alrededor de M , el cual es el centro de la superficie de fondo de la dovela.

- Método de Morgenstern Price.

El método planteado por Morgenstern y Price en 1965, puede ser aplicado tanto a superficies de rotura circulares como no circulares y debe satisfacer el equilibrio de momentos y fuerzas en cada dovela individual. Es un método semejante al método de Spencer, con la diferencia de que en el caso de Morgenstern y Price permite la definición de las fuerzas entre rebanadas; lo que hace ser un método más riguroso que el de Spencer, es que se puede suponer una función establecida para hallar los valores de

las fuerzas entre dovelas. Las fuerzas actuantes sobre las dovelas se muestran en la siguiente Figura 25.

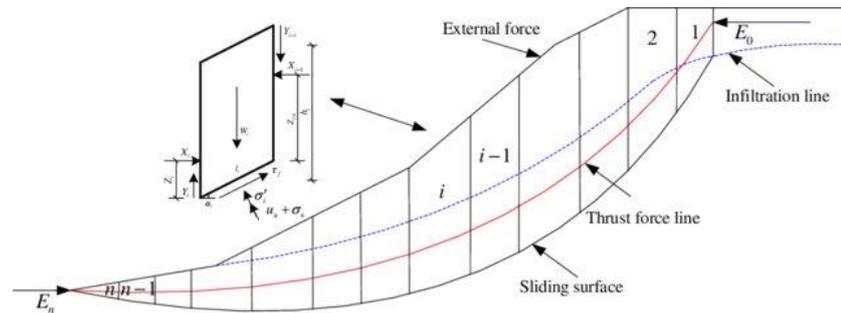


Figura 25. Fuerzas que actúan sobre las dovelas en el método Morgenstern Price.

Fuente: “Reliability analysis of unsaturated soil slope stability using spatial random field-based Bayesian method”, por Huang, Sun, Wang, Keleta (2020, p. 2).

- Estabilidad local del anclaje.

Para la estabilidad local del anclaje, se debe asegurar el comportamiento individual de cada elemento de los anclajes. La Norma E0.50, recoge consideraciones de la Norma Brasileña ABNT NBR 6023 (2006), los cuales son:

1. Acero de refuerzo.

El dimensionamiento del acero (cables o barras) depende del carácter provisional o permanente del sistema de sostenimiento. La carga de trabajo del anclaje es definida por la siguiente expresión.

$$P_W = \frac{0.9 \times f_y \times A_s}{n} \quad (26)$$

Dónde:

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero

A_s : Área del acero de refuerzo

P_W : Carga de trabajo del anclaje

n : Coeficiente de seguridad

$n = 1.50$, anclajes provisionales

$n = 1.75$, anclajes permanentes

Nota: Para la presente investigación se analizarán anclajes provisionales

2. Longitud de bulbo.

La longitud del bulbo, según indica la Norma E0.50, recoge las consideraciones para el cálculo de la longitud del bulbo del instituto PTI (Post-Tensioning Institute, 2004), mediante la siguiente ecuación:

$$L_b = \frac{P_W}{\pi \times D \times \tau_W} \quad (27)$$

Dónde:

L_b : Longitud del bulbo del anclaje

P_W : Carga de trabajo del anclaje

D : Diámetro de la perforación

τ_W : Capacidad de adherencia de trabajo en el contacto suelo-material Cementante

$$\tau_W = \frac{\tau_{ult}}{FS}, \quad FS \geq 2.00$$

τ_{ult} : Capacidad de adherencia última en el contacto suelo - material Cementante

2.2.9. Ensayos para anclajes, según la Norma Técnica E.050.

Para el correcto funcionamiento de los anclajes instalados al terreno, se considera verificar, por tres tipos de ensayos, en las cuales se debe considerar la carga máxima de:

$$P_e = P_{s \text{ Lím}} \quad (28)$$

La norma indica que para estos ensayos se debe tener en cuenta, que la deformación mínima elástica debe ser considerada el 80% de la deformación teórica de la longitud libre, así como la deformación máxima debe ser igual a la deformación teórica de la longitud libre más la deformación elástica del 50% de la longitud del bulbo. Señala, que la carga de trabajo será igual a la carga correspondiente al aumento brusco de las deformaciones permanentes, dividida entre el factor de seguridad del anclaje postensado.

Es fundamental que, al momento de realizar los ensayos, se cumpla con tener el certificado de calibración del manómetro, con fecha no mayor a un año respecto a la fecha de ejecución del ensayo, de igual manera, se debe considerar las lecturas de las deformaciones con un extensómetro con precisión de 0.01 mm.

- Ensayos de capacidad o calificación.

Estos ensayos según la NTP (E0.50), se realizan obligatoriamente al 2% de los anclajes por obra, con un mínimo de dos ensayos por obra (Ver Tabla 6).

Tabla 6
Cargas a ser aplicadas en ensayos de capacidad o calificación.

Tipo de Anclaje	Estadíos de Carga y Descarga						
	1	2	3	4	5	6	7
Permanente	Po	0.40 Pw	0.75 Pw	1.00 Pw	1.25 Pw	1.50 Pw	1.75 Pw
Provisional	Po	0.40 Pw	0.75 Pw	1.00 Pw	1.25 Pw	1.50 Pw	

Fuente: Norma Técnica Peruana E.050.

Esta carga es mantenida por cada incremento, hasta poder obtener las lecturas de los desplazamientos, sin pasar el minuto de tiempo. La norma indica que para los ciclos de carga $\leq 0.75Pw$, con desplazamientos inferiores a 0.1mm, el tiempo de resistencia no debe ser < 5 min antes de pasar al siguiente ciclo y para los ciclos de carga en el rango de $[0.75 Pw, 1.00 Pw]$, con desplazamientos menores a 0.1 mm, se dividen en dos: para suelos granulares no debe ser < 15 min previo al ciclo posterior y para suelos cohesivos el tiempo de espera no debe ser < 30 min antes de pasar al siguiente ciclo. Finalmente, para cargas $>1.00 Pw$ hasta la carga máxima, con desplazamientos $< 0.1mm$, el tiempo de espera no debe ser < 60 min antes de pasar al ciclo posterior. A continuación, se muestran las gráficas de ensayo de calificación para anclajes provisionales. (Ver Figura 26)

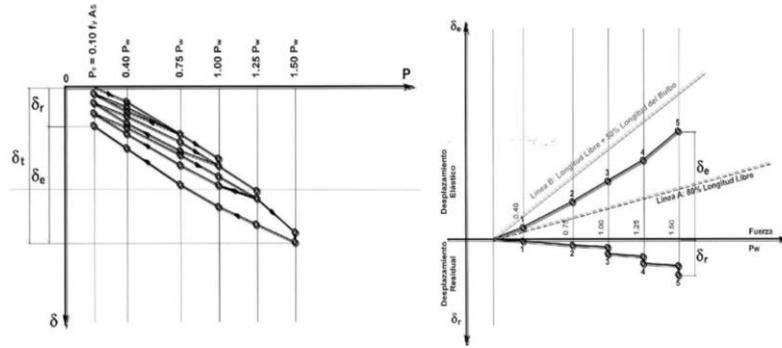


Figura 26. Gráficas del Ensayo de Calificación para Anclajes Provisionales.
Fuente: Norma Técnica Peruana E.050.

- Ensayos de calidad o recibimiento.

Se elaboran en aquellos anclajes donde no se hayan efectuado ensayos de capacidad (Ver Tabla 7).

Tabla 7

Cargas a ser aplicadas en ensayos de calidad o recibimiento.

Tipo de Anclaje	Estadíos de Carga y Descarga						
	1	2	3	4	5	6	7
Permanente	Po	0.30 Pw	0.60 Pw	0.80 Pw	1.00 Pw	1.20 Pw	1.40 Pw
Provisional	Po	0.30 Pw	0.60 Pw	0.80 Pw	1.00 Pw	1.20 Pw	

Fuente: Norma Técnica Peruana E.050.

Los desplazamientos del anclaje deben ser menores a 1mm, al llegar a la carga máxima, los tiempos de espera para suelos granulares no deben ser < 5 min antes de pasar al siguiente ciclo y para suelos cohesivos no debe ser < 10 min antes de pasar ciclo posterior. A continuación, ver Figura 27.

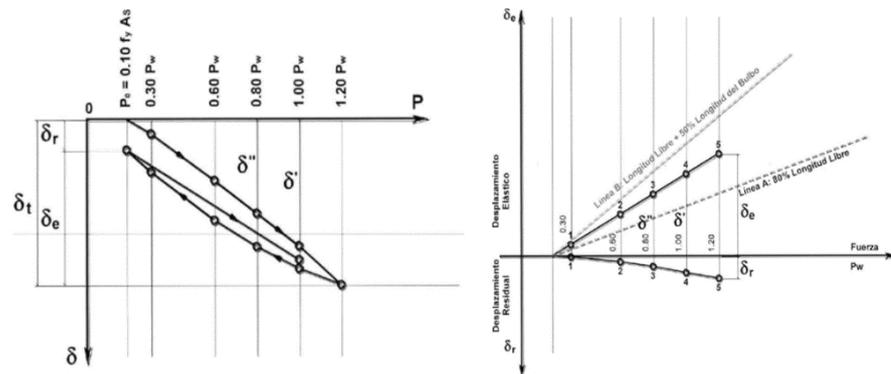


Figura 27. Gráficas del Ensayo de Recibimiento para Anclajes Provisionales.
Fuente: Norma Técnica Peruana E.050

- Ensayos de arrancamiento del anclaje.

La norma indica, que estos ensayos se realizan con el fin de determinar la capacidad de adherencia última en el contacto de suelo/lechada de cemento en el bulbo del anclaje. Este ensayo busca causar la falla en la interacción de lo mencionado anteriormente, adicionando el acero y material cementante u otros componentes del anclaje. La cantidad de ensayos, es definida por el profesional responsable de suelos, siendo el mínimo de tres ensayos. Los ciclos de carga y descarga que se emplearán para este ensayo hasta llegar a la falla del bulbo, son las mismas aplicadas para el ensayo de capacidad o calificación. Así mismo, presenta una tabla de capacidad de adherencia última en la interfase suelo/lechada de cemento del bulbo (Ver Figura 28).

Roca		Suelos Cohesivos		Suelos No Cohesivos	
Tipo de roca	Capacidad última de adherencia promedio (MPa)	Tipo de anclaje	Capacidad última de adherencia promedio (MPa)	Tipo de anclaje	Capacidad última de adherencia promedio (MPa)
Granito y Basalto	1.70 - 3.10	Ancajes inyectados a gravedad (en dirección al eje)	0.03 - 0.07	Ancajes inyectados a gravedad (en dirección al eje)	0.07 - 0.14
Caliza Dolomita	1.40 - 2.10	Ancajes inyectados a presión (en dirección al eje)		Ancajes inyectados a presión (en dirección al eje)	
Caliza blanda	1.00 - 1.40	- Arcilla blanda limosa	0.03 - 0.07	- Arena fina a media, medianamente densa a densa	0.08 - 0.38
Pizarras y Lutitas duras	0.80 - 1.40	- Arcilla limosa	0.03 - 0.07	- Arena medianamente gruesa (con grava), medianamente densa	0.11 - 0.66
Lutitas blandas	0.20 - 0.80	- Arcilla rígida, mediana a alta plasticidad	0.03 - 0.10	- Arena medianamente gruesa (con grava), densa a muy densa	0.25 - 0.97
Areniscas	0.80 - 1.70	- Arcilla muy rígida, mediana a alta plasticidad	0.07 - 0.17	- Arenas limosas	0.17 - 0.41
Areniscas interperizadas	0.70 - 0.80	- Arcilla rígida, mediana plasticidad	0.10 - 0.25	- Morena glacial densa	0.30 - 0.52
Tiza, Yeso	0.20 - 1.10	- Arcilla muy rígida, mediana plasticidad	0.14 - 0.35	- Grava arenosa, medianamente densa a densa	0.21 - 1.38
Marga interperizada (arcilla calcárea)	0.15 - 0.25	- Limo arenoso muy rígido, mediana plasticidad	0.28 - 0.38	- Grava arenosa, densa a muy densa	0.28 - 1.38
Concreto	1.40 - 2.80				

Figura 28. Capacidad de adherencia última en la interfase suelo/lechada de cemento del bulbo.

Fuente: Norma Técnica Peruana E.050.

Los ensayos de arrancamiento del anclaje, realizados en el conglomerado de Lima no son realizados con frecuencia para hallar la capacidad de adherencia última en el contacto de suelo/lechada de cemento en el bulbo del anclaje. Sin embargo, algunos autores presentaron en sus investigaciones, ensayos de arrancamiento realizados en la ciudad de Lima, por empresas especialistas en geotecnia. En el Anexo 5 se presentan dichos ensayos, realizados

sobre el conglomerado o grava de Lima, que serán usados para la presente investigación.

2.2.10. Consideraciones básicas sobre el diseño de anclajes.

- Según la Federal Highway Administration U.S. Department of Transportation.

La FHWA indica, que la longitud del bulbo de un anclaje debe ser como máximo de 12.00m, también menciona que esta longitud debe ser dimensionada de tal forma que pueda transferir los esfuerzos de tensión del extremo inicial del bulbo al extremo final de éste, de manera adecuada. En donde, inicialmente los incrementos de carga de pre esfuerzo son resistidos por el extremo inicial del bulbo como se muestra en la Figura 29.

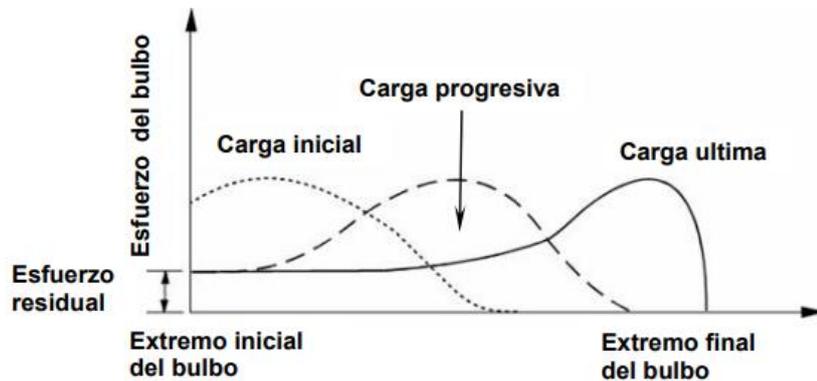


Figura 29. Movilización de los esfuerzos dentro del bulbo de anclaje debido a la tensión.

Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

Luego los incrementos adicionales de la carga se transfieren a la zona intermedia del anclaje y es en esta etapa donde la tensión del anclaje es transmitida al estrato de suelo circundante, en forma de esfuerzo cortante a lo largo de la longitud del bulbo. Mientras que, si la carga se aproxima a la carga última o residual, esta es tomada por el extremo final del bulbo y este lo transmite a una pequeña parte del suelo circundante, hasta que finalmente el bulbo falla por extracción. Para la simplificación del cálculo de la longitud de anclaje debe considerarse una distribución uniforme de cargas en toda su longitud. La FHWA indica también que, una vez se halle la longitud libre del anclaje, se

deberá adicionar el valor máximo entre 1.50m o el 20% de la altura de excavación total, llamada también altura de diseño.

- Según la Norma Técnica Peruana de Suelos y Cimentaciones E0.50.
 - La capacidad de adherencia última en el contacto suelo – material cementante (τ_{ult}), puede obtenerse mediante diversos métodos. Queda bajo responsabilidad del profesional responsable de suelos, usar los valores establecidos en la tabla 14 ubicada en el artículo 39 de la norma, siempre y cuando se disponga conocimiento del estrato resistente de la zona donde se ejecutarán los anclajes. Caso contrario, la norma indica que es obligatorio la ejecución de ensayos de arrancamiento. La presente tesis se enfocará en la recolección de ensayos de investigación llamados ensayos de capacidad o calificación (Ver Anexo 5).
 - Las longitudes del bulbo y libre, no deberán ser inferiores a 4.50m en anclajes formados por cables de acero ni inferior a los 3.00m si se emplean barras de acero.
 - La longitud libre mínima, debe garantizar la estabilidad del talud, una distancia mínima de 1.50m desde el inicio de la cimentación del bulbo hasta atrás de la superficie crítica de falla resultante del análisis de estabilidad global, también se dimensionará de tal manera que garantice que el bulbo no pueda cimentarse en rellenos no controlados y por último deberá tener una profundidad suficiente para proveer la sobrecarga necesaria, bajo las siguientes consideraciones:
 - Cuando no existan cimentaciones, tales como, cimentaciones de viviendas vecinas, sobre el anclaje, la distancia desde el centro del bulbo hacia la superficie del terreno no debe ser menor a 4.50m (Ver Figura 30).
 - Cuando existan cimentaciones sobre el anclaje, la distancia desde el inicio del bulbo hacia la cimentación vecina, no deberá ser menor a 3.00m (Ver Figura 30).

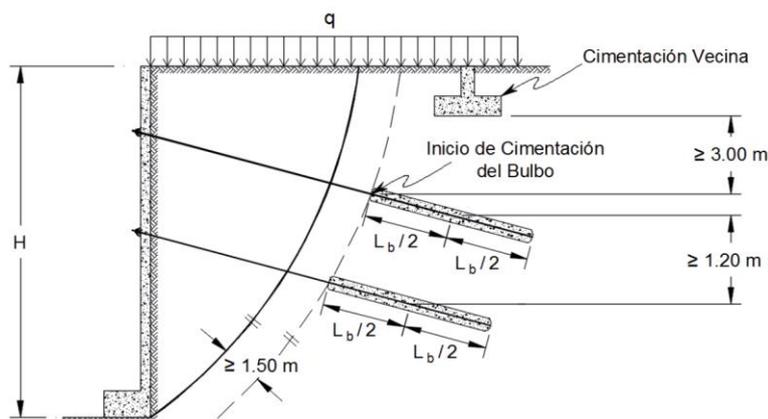


Figura 30. Requerimientos geométricos para sistemas anclados.

Fuente: Norma Técnica Peruana E.050.

Nota: Es importante mencionar, que para la presente investigación se desarrollará la metodología FHWA, para el cálculo de las cargas de diseños y las longitudes libres de los anclajes; del mismo que, se usará la Norma E0.50 para el cálculo de la cantidad de cables y longitud de bulbo de los anclajes. (Ver Anexo 6). Resaltando que se cumplirá con los FS mínimos en condición estática y psdeudoestática, indicados en la Norma Técnica Peruana de Suelos y Cimentaciones E0.50.

2.2.11. Cuantificación del riesgo.

En el caso particular de los muros con anclajes postensados, el riesgo geotécnico se puede expresar en términos financieros, como la cantidad monetaria que la empresa está dispuesta a asumir y que puede expresarse mediante la siguiente fórmula:

$$\text{Costo de riesgo geotécnico} = P_f \times C \times V \quad (29)$$

Dónde:

P_f = probabilidad de falla del muro anclado.

C = costo de reparación de los daños causados por la falla.

V = vulnerabilidad.

- Costo de reparación.

El costo de reparación es aquel valor monetario que se asume debido a las consecuencias producto de la falla de la estructura de retención.

Este costo está asociado a la reparación de la estructura adyacente al talud, reparación de los muros anclados, la pérdida de vidas humanas, la pérdida de maquinarias, la contaminación del medio ambiente, entre otros. Para el presente estudio se asumirá un valor referencial de costo de reparación.

- Estimación de la vulnerabilidad.

La vulnerabilidad se determina de acuerdo a la Tabla 8 propuesta por Dell'Avanzi (2014), donde presenta valores de vulnerabilidad entre 0 y 1, que representan el potencial de daño estructural y ambiental, el potencial de exposición y el potencial de pérdida de desempeño; que podrían existir en la sección de análisis. Para la investigación este valor es asumido tomando en cuenta las características del diseño de muros con anclajes postensados, el nivel de desempeño de la estructura anclada y de cada anclaje.

Tabla 8
Valores de vulnerabilidad.

Vúlt	Descripción de la vulnerabilidad
1	Potencial extremo de exposición del elemento (o conjunto de elementos) a la repentina pérdida de integridad (colapso) sin tiempo de reacción hábil por el agente causante, incluyendo alto potencial de daños ambientales.
0.9	Alto potencial para exponer el elemento o conjunto de elementos a una situación inminente de ruina, potencial de daño ambiental debido a la ruina o mal desempeño del elemento o conjunto de elementos.
0.8	Potencial de daño estructural al elemento o conjunto de elementos que pueden inducir la ruina (ELU) si no se mitiga de manera oportuna.
0.7	Potencial de daños estructurales localizados en elementos o conjunto de elementos con disminución del desempeño en cuanto a ELS si no se mitiga de manera oportuna.
0.6	Potencial de daños localizados en elementos o conjuntos de elementos sin disminución del desempeño en cuanto a ELS.
0.5	Potencial limitado de daños inducidos a un elemento o conjunto de elementos con función estructural sin disminución de desempeño en cuanto a ELS.
0.4	Potencial limitado de daños a un elemento o conjunto de elementos sin función estructural, sin disminución de desempeño en cuanto a ELS.

Vúlt	Descripción de la vulnerabilidad
0.3	Potencial limitado de daños a un elemento o conjunto de elementos sin función estructural, sin disminución de desempeño en cuanto a ELS, pero con una reducción de la vida útil del elemento.
0.2	Potencial mínimo de pérdida de desempeño de un elemento aislado, con impacto limitado en el medio ambiente.
0.1	Bajo potencial de impacto sobre el medio ambiente o sobre el elemento vulnerable sin disminuir la integridad del elemento o conjunto de elementos ubicados dentro del área vulnerable.
0	La integridad del elemento o conjunto de elementos se mantiene independientemente de la ocurrencia del evento.

Fuente: Mesa Redonda ABMS-NRPRSC- Adaptado de “A Contribuição da Engenharia Geotécnica para a Redução do Custo do Seguro de Acidente de Obra.” – Curitiba/Joinville – (2014) (Eduardo Dell’Avanzi – UFPR).

2.3. Definición de Términos Básicos.

- a) Adherencia límite del bulbo del anclaje o arrancamiento: Se le denomina como la capacidad máxima unitaria del suelo que rodea al bulbo del anclaje frente al deslizamiento de éste.
- b) Experimento aleatorio: son todos y cada uno de los experimentos, en los que no podemos predecir el resultado que se obtendrá.
- c) Interacción: Acción entre dos o más objetos, que se efectúan mutuamente.
- d) Lechada: Material que transfiere las fuerzas de tracción de la armadura al suelo, una vez fraguada, a lo largo del bulbo, y que puede rellenar el resto de la perforación y/o contribuir a la protección contra la corrosión.
- e) Parámetro: es una medida numérica que describe las características de una población.
- f) Probabilidad de un evento: es un valor que representa la "probabilidad de ocurrencia" de un evento determinado, cuando realizamos un experimento aleatorio.
- g) Talud Artificial: Ayala (1991) refiere que el talud artificial es aquel corte o terraplén que realiza el hombre, alterando el estado natural del suelo, por razones propias del proyecto.

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. Enfoque de la Investigación.

La presente investigación empleó el enfoque mixto, ya que representa los objetos de estudio mediante datos cuantitativos y cualitativos. La primera representa los fenómenos mediante el uso de números y transformaciones de las mismas, mientras que la segunda interpreta a través de textos, narrativas, símbolos y elementos visuales.

3.2. Tipo de Investigación.

Según su finalidad es una investigación básica, tal como sostiene Salinas (2012), la investigación básica o pura, no resuelve el problema, sino, sirve de base teórica para otras investigaciones. Además, dentro de este tipo de investigación se pueden proponer tesis con niveles exploratorios, descriptivos o incluso correlaciones.

3.3. Nivel de Investigación.

Según su nivel de profundidad se clasifica como descriptivo. De acuerdo con Sousa, Driessnack y Costa (2007), en el nivel descriptivo se observan, describen y fundamentan diversos aspectos de la variable de estudio y además no se manipulan las variables.

3.4. Método de Investigación.

Esta investigación siguió el método sintético, según Gómez (2012) este método tiene como objetivo principal lograr una síntesis de lo estudiado. Además, intenta elaborar una teoría para agrupar los diferentes elementos del fenómeno en estudio; del mismo modo, el método sintético se apoya de lo efectuado en el método analítico, que luego de un proceso de razonamiento rehace en un todo.

3.5. Diseño de Investigación.

El diseño de investigación fue no experimental de tipo transversal, según Arias y Covinos (2021), en este diseño no se someten a las variables de estudio ante estímulos o condiciones experimentales, por el contrario, los objetos o fenómenos en estudio son evaluados sin alterar ninguna situación, es decir, en su estado natural. Según Manterola, Quiróz, Salazar, y García (2019), el diseño de tipo transversal, tiene como característica principal, que se realizan en una sola vez, por consiguiente, no existe un seguimiento.

3.6. Objeto de Estudio.

Muros con anclajes postensados para sótanos ubicados en el Conglomerado de Lima.

3.7. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos.

3.7.1. Tipos de técnicas e instrumentos.

Se empleó la técnica documental, mediante las fuentes electrónicas, repositorios, papers, conferencias, simulaciones, ensayos geotécnicos, ensayos de arrancamiento, informes técnicos, planos de sostenimiento de excavaciones profundas. Se utilizaron instrumentos como: Slide v.6.0, Easyfit v.5.5, @Risk v.5.5 y hojas de cálculo en Excel.

3.7.2. Procedimientos para la recolección de datos

- Búsqueda bibliográfica.
- Verificación de la fuente.
- Creación de tablas de recopilación de datos, histogramas.

3.8. Técnicas para el Procesamiento y Análisis de la Información.

La técnica de procesamiento de los datos fue el análisis estadístico univariado. El análisis de datos se realizó empleando software Slide v.6.0, Easyfit v.5.5, @Risk v.5.5 y Excel.

CAPÍTULO IV: VARIABILIDAD DE LOS PARÁMETROS

A continuación, se explicará el procedimiento empleado para obtener los descriptores estadísticos de las variables aleatorias implicadas en el análisis de los muros con anclajes postensados, como los parámetros geotécnicos del suelo y del parámetro de capacidad de adherencia última en la interfase suelo/lechada de cemento del bulbo de anclaje, propios del Conglomerado de Lima.

4.1. Descriptores Estadísticos de los Parámetros.

Para el análisis probabilístico es necesario conocer la variabilidad de los parámetros geotécnicos de un talud y la capacidad de adherencia última en la interfase suelo/lechada de cemento del bulbo de anclaje. Para ello se recopilaban datos geotécnicos de diversos estudios e investigaciones donde se realizaron ensayos de corte directo In situ y a escala real; y ensayos de arrancamiento de anclajes postensados temporales de inyección única y a presión en el Conglomerado de Lima. En el Anexo 4 y 5 se presentan las tablas con los datos recopilados utilizados para esta investigación. Los datos seleccionados fueron el peso específico aparente, el coeficiente de fricción, la cohesión y la capacidad de adherencia última en la interfase suelo/lechada de cemento del bulbo de anclaje. Luego, se procedió a analizar los datos con el objetivo de obtener los descriptores estadísticos. Para conseguirlo, se utilizó el software EasyFit v5.5. Con este programa se calculó la media y la desviación estándar para cada uno de los parámetros. Además, se optó por utilizar la distribución normal para todos los parámetros. Finalmente, se realizaron pruebas de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov, Chi-Cuadrado y Anderson-Darling, para establecer si los datos se comportan según la distribución escogida.

4.1.1. Peso específico (γ).

Ya que los datos recopilados de peso específico son escasos, se optó por aplicar la regla de tres sigmas para el cálculo de la desviación estándar (σ). Utilizando la ecuación (7), mostrada en el capítulo 2. Luego con la media (μ) y la desviación estándar (σ), se calcula el coeficiente de variación (COV). Empleando la ecuación (8), mostradas en el capítulo 2:

$$\sigma = \frac{HCV - LCV}{6} \quad (\text{Ref, ec.7; cap2})$$

$$COV_x = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \quad (\text{Ref, ec.8; cap2})$$

Con estas ecuaciones se determinó el valor de la desviación estándar y el coeficiente de variación como sigue:

Según el estudio de la grava de Lima realizado por Sánchez et al (2016), el parámetro de peso específico (γ) se encuentra entre los valores de 20 y 24 kN/m³. Cabe resaltar que este rango fue determinado al realizar un total de 267 ensayos in situ por el método del cono de arena. Entonces, con estos datos podemos definir al valor máximo (HCV) igual a 20 kN/m³, el valor mínimo (LCV) como 24 kN/m³.

Así tenemos:

$$\sigma = \frac{24 - 20}{6} = 0.67 \text{ kN/m}^3$$

Utilizando la ecuación (x), mostrada en el capítulo 2. Calculamos la media:

$$\mu_x = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (\text{Ref, ec.3; cap2})$$

Así tenemos:

$$\mu = \frac{(20 + 24)}{2} = 22 \text{ kN/m}^3$$

Luego se calcula el coeficiente de variación (COV), reemplazando los resultados de (σ) y (μ) en la ecuación (y).

Así tenemos:

$$COV = \frac{0.67}{22} \times 100 = 3.05\%$$

4.1.2. Ángulo de fricción (ϕ).

El análisis de 36 datos recolectados de ángulo de fricción (ϕ), presentaba saltos en el histograma, lo que se interpretó como posibles valores atípicos que afectaron los resultados, como se muestra en la Figura 31.

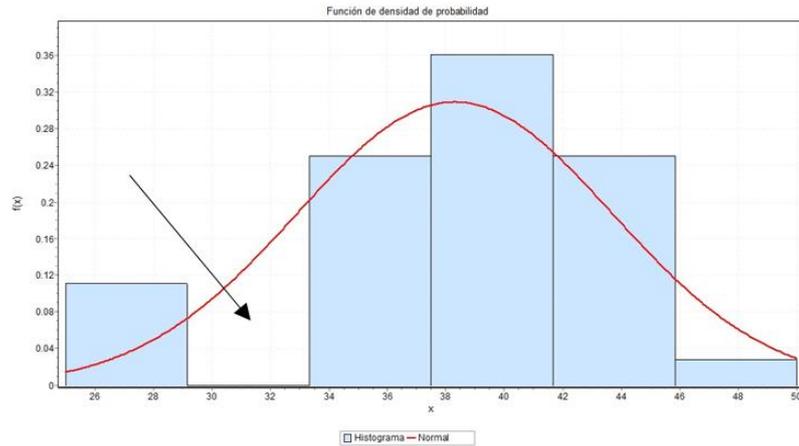


Figura 31. Histograma con valores atípicos de ángulo de fricción.
Fuente: Elaboración propia empleando el software EasyFit v5.5.

Por lo cual se optó por identificar y eliminar dichos valores atípicos (3 datos de $\phi=25^\circ$), obteniendo así un mejor resultado de la distribución de los datos. Como se aprecia en la Figura 32:

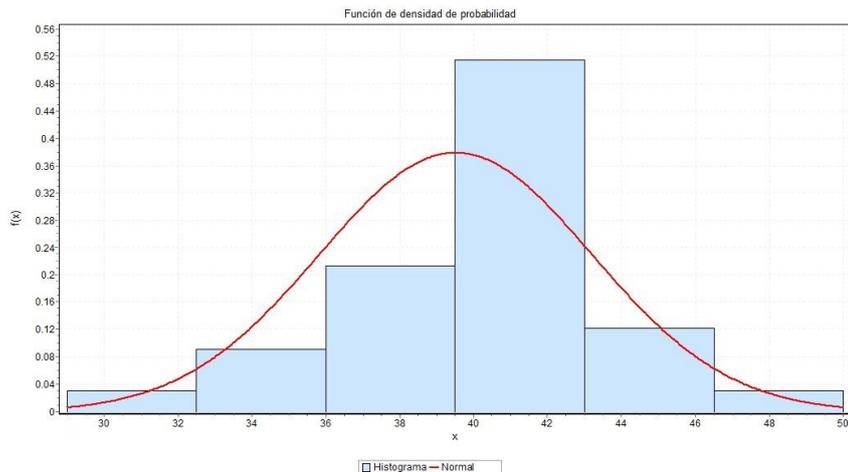


Figura 32. Histograma de ángulo de fricción con una distribución normal.
Fuente: Elaboración propia empleando el software EasyFit v5.5.

Las pruebas de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov, Chi-Cuadrado y Anderson-Darling, para una distribución normal no se rechazaron, esto quiere decir que los datos se comportan según la distribución escogida. Ver Figura 33:

Bondad de ajuste - Detalles [ocultar]					
Normal [#44]					
Kolmogorov-Smirnov					
Tamaño de la muestra	33				
Estadística	0.1786				
Valor P	0.21573				
Rango	13				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Valor crítico	0.18171	0.20771	0.23076	0.25801	0.27677
Rechazar?	No	No	No	No	No
Anderson-Darling					
Tamaño de la muestra	33				
Estadística	0.95389				
Rango	13				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Valor crítico	1.3749	1.9286	2.5018	3.2892	3.9074
Rechazar?	No	No	No	No	No
Chi-cuadrado					
Grados de libertad	2				
Estadística	0.57335				
Valor P	0.75075				
Rango	9				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Valor crítico	3.2189	4.6052	5.9915	7.824	9.2103
Rechazar?	No	No	No	No	No

Figura 33. Resultados de la prueba de bondad de ajuste para el ángulo de fricción.

Fuente: Elaboración propia empleando el software EasyFit v5.5.

Finalmente, se calculó la media y la desviación del ángulo de fricción:

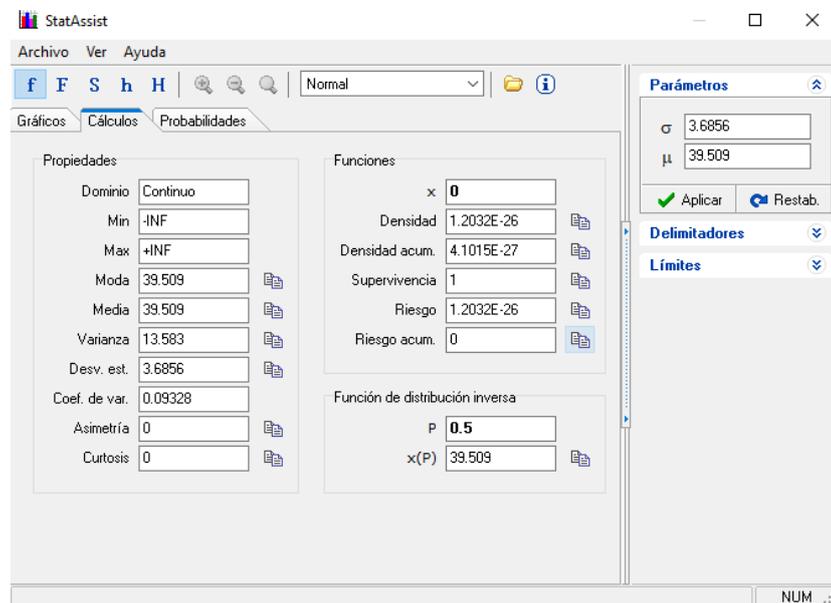


Figura 34. Parámetros estadísticos para el ángulo de fricción.

Fuente: Elaboración propia empleando el software EasyFit v5.5.

4.1.3. Cohesión (C).

En el análisis de los 36 datos recolectados de la cohesión (C), se obtuvo el siguiente histograma. Ver Figura 35:

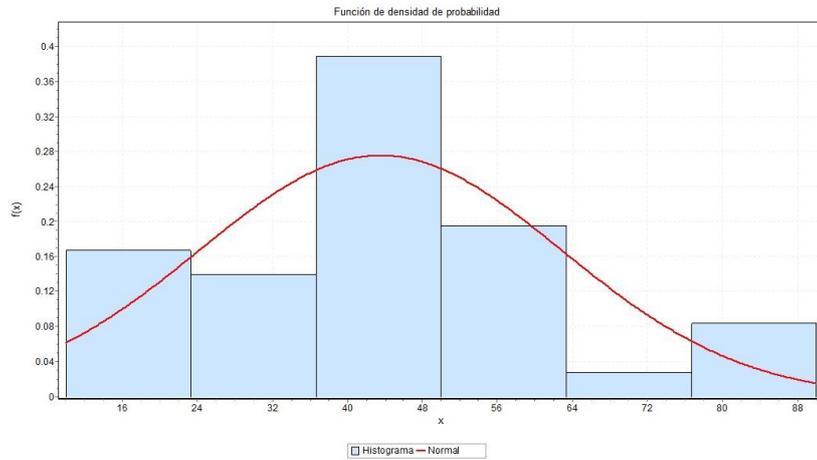


Figura 35. Histograma de la cohesión con una distribución normal.

Fuente: Elaboración propia empleando el software EasyFit v5.5.

Las pruebas de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov, Chi-Cuadrado y Anderson-Darling, para una distribución normal no se rechazaron, esto quiere decir que los datos se comportan según la distribución escogida. Ver Figura 36:

Bondad de ajuste - Detalles [ocultar]					
Normal [#44]					
Kolmogorov-Smirnov					
Tamaño de la muestra	36				
Estadística	0.128				
Valor P	0.55389				
Rango	1				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Valor crítico	0.17418	0.1991	0.22119	0.24732	0.26532
Rechazar?	No	No	No	No	No
Anderson-Darling					
Tamaño de la muestra	36				
Estadística	0.52447				
Rango	16				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Valor crítico	1.3749	1.9286	2.5018	3.2892	3.9074
Rechazar?	No	No	No	No	No
Chi-cuadrado					
Grados de libertad	3				
Estadística	1.3531				
Valor P	0.71655				
Rango	24				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Valor crítico	4.6416	6.2514	7.8147	9.8374	11.345
Rechazar?	No	No	No	No	No

Figura 36. Resultados de la prueba de bondad de ajuste para la cohesión.

Fuente: Elaboración propia empleando el software EasyFit v5.5.

Finalmente, se calculó la media y la desviación de la cohesión:

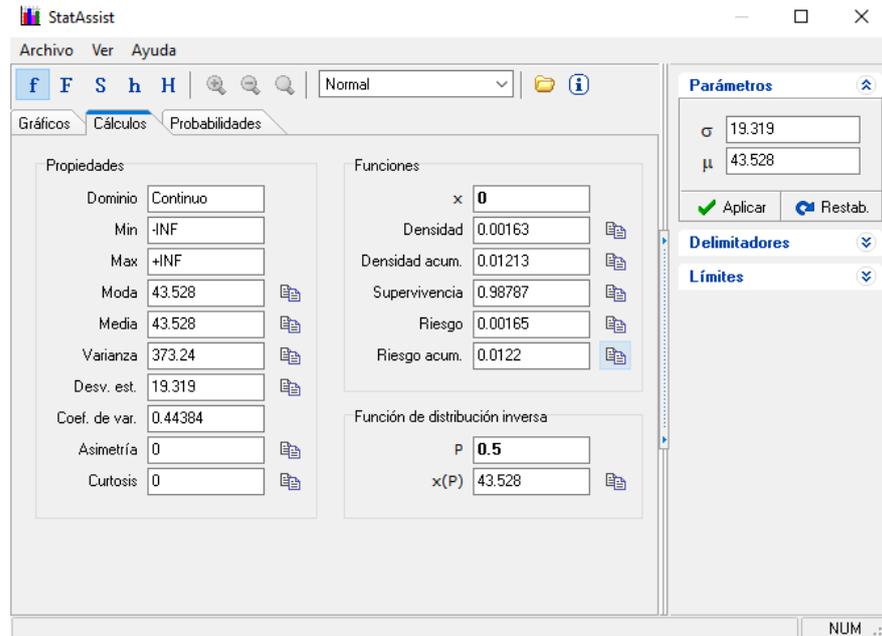


Figura 37. Parámetros estadísticos para la cohesión.

Fuente: Elaboración propia empleando el software EasyFit v5.5.

4.1.4. Capacidad de adherencia última en la interfase suelo/lechada de cemento del bulbo de anclaje (τ últ).

En el análisis de los 22 datos recolectados de la capacidad de adherencia última (τ últ), se obtuvo el siguiente histograma. Ver Figura 38:

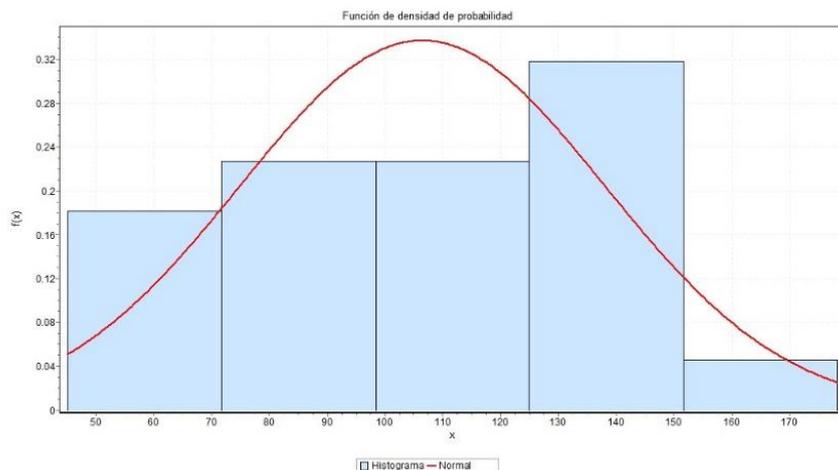


Figura 38. Histograma de la capacidad de adherencia última, con una distribución normal.

Fuente: Elaboración propia empleando el software EasyFit v5.5.

Las pruebas de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov, Chi-Cuadrado y Anderson-Darling, para una distribución normal no se rechazaron, esto

quiere decir que los datos se comportan según la distribución escogida.
Ver Figura 39:

Bondad de ajuste - Detalles [ocultar]					
Normal [#44]					
Kolmogorov-Smirnov					
Tamaño de la muestra	22				
Estadística	0.10948				
Valor P	0.92893				
Rango	4				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Valor crítico	0.22115	0.25283	0.28087	0.31394	0.33666
Rechazar?	No	No	No	No	No
Anderson-Darling					
Tamaño de la muestra	22				
Estadística	0.18533				
Rango	3				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Valor crítico	1.3749	1.9286	2.5018	3.2892	3.9074
Rechazar?	No	No	No	No	No
Chi-cuadrado					
Grados de libertad	2				
Estadística	0.04305				
Valor P	0.9787				
Rango	9				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Valor crítico	3.2189	4.6052	5.9915	7.824	9.2103
Rechazar?	No	No	No	No	No

Figura 39. Resultados de la prueba de bondad de ajuste para la capacidad de adherencia última.

Fuente: Elaboración propia empleando el software EasyFit v5.5.

Finalmente, se calculó la media y la desviación de la capacidad de adherencia última.

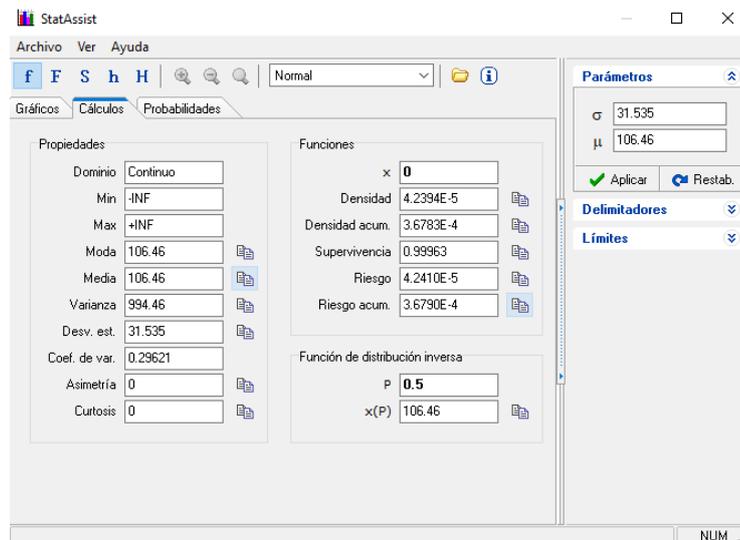


Figura 40. Parámetros estadísticos para la capacidad de adherencia última.

Fuente: Elaboración propia empleando el software EasyFit v5.5.

En la Tabla 9 se resumen los descriptores estadísticos de los parámetros geotécnicos.

Tabla 9
 Descriptores estadísticos de los parámetros geotécnicos obtenidos para el análisis.

Parámetros	Unidad	Distribución	Media (μ)	Desviación Estándar (σ)	COV (%)
Peso específico (γ)	Kn/m ³	Normal	22	0.67	3.05
Ángulo de Fricción (ϕ)	($^{\circ}$)	Normal	39.51	3.69	9.33
Cohesión (C)	Kn/m ²	Normal	43.53	19.32	44.38
Capacidad de adherencia última en la interfase suelo/lechada de cemento del bulbo de anclaje (τ últ)	T/m ²	Normal	106.46	31.54	29.62

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO V: METODOLOGÍA DEL ANÁLISIS PROBABILÍSTICO

Con la finalidad de presentar el análisis probabilístico, se estudió la estabilidad de un talud hipotético donde se emplea el sistema de muros anclados. Primero se describen las características del caso hipotético de estudio, en el cual se desarrollarán los métodos de análisis probabilísticos. Luego, se muestra el procedimiento empleado para la modelación y el análisis de la estabilidad global de la estructura anclada. Asimismo, se describe el procedimiento utilizado para el análisis de la estabilidad local de cada anclaje postensado, que conforma la estructura anclada. Finalmente, se mostrará las consideraciones para estimar el nivel de desempeño y la cuantificación del riesgo.

5.1. Descripción del Caso de Estudio.

Se estudió una sección de un talud hipotético de 15 m de altura y 45 m de largo, retenido con el sistema de muros anclados. El talud tiene características de estratificación, material de suelo y sobrecarga, típicos en la excavación de sótanos para edificaciones ubicadas en el Conglomerado de Lima.

A continuación, se presentan las características del caso hipotético de estudio.

a. Caracterización de las propiedades geotécnicas:

Para la estratificación y propiedades geotécnicas del Conglomerado de Lima se tomó como referencia los parámetros propuestos por Bautista (2020) para el distrito de San Miguel, que fueron obtenidas mediante la técnica de back análisis en excavaciones de sótanos y se puede visualizar en el Anexo 7:

Con estos datos se elaboró una nueva tabla para caracterizar el talud hipotético. Además, para el cálculo de la desviación estándar (σ) de cada propiedad geotécnica, se empleó los coeficientes de variación COV (%) de la Tabla 9 y la ecuación (6), mostrada en el capítulo 4:

$$\sigma = COV \times \bar{X} \quad (\text{Ref,ec.6;cap2})$$

A continuación, se presenta la estratigrafía, los valores de los parámetros geotécnicos y sus respectivos valores de desviación estándar (σ):

Tabla 10
Parámetros geotécnicos propuestos para el talud hipotético.

Material	Prof. (m)	Y (kN/m3)	ϕ (°)	C (kN/m2)	σ (y) (kN/m3)	σ (ϕ) (°)	σ (C) (kN/m2)
Grava Media	0 a 2	19	38	20	1.33	3.54	8.88
	2 a 4	20	38	25	1.40	3.54	11.10
Grava Compacta	4 a 11	21	40	30	1.47	3.73	13.31
Grava Rígida	11 a 13	22	45	35	1.54	4.20	15.53
Grava muy Rígida	13 a más	22	45	40	1.54	4.20	17.75

Fuente: Elaboración propia.

b. Sobrecarga:

Se consideró una sobrecarga de 1 Tn/m² por piso de la edificación colindante existente. Para la presente investigación se planteó una edificación de 10 pisos, colindante en la sección analizada, de modo que, en los modelos se colocará una sobrecarga de 10 Tn/m² que equivale a 100 kN/m².

c. Sismo:

En el mapa de peligro sísmico probabilístico de Lima, para la ubicación en estudio se aprecia una aceleración horizontal máxima de 0,4 g, Ver Anexo 15, con un periodo de retorno de 500 años. Por consiguiente, se optó por utilizar el coeficiente sísmico horizontal K_h con un valor de 0.20g, dado que, se consideró el 50% de la aceleración pico del terreno, basándose en la recomendación de Hynes y Franklin (1984).

d. Caracterización de los Parámetros del Anclaje Postensado:

Se realizó la conversión de unidades de T/m² a kN/m, con el propósito de analizar la resistencia del bulbo del anclaje de acuerdo a su longitud. Además, para calcular la desviación estándar (σ) para el parámetro de capacidad de adherencia última, se empleó el coeficiente de variación COV (%) de la Tabla 9 y la ecuación (6), mostrada en el capítulo 2:

$$\sigma = COV \times \bar{X} \quad (\text{Ref,ec.6;cap2})$$

Tabla 11
Desviación estándar de la carga última de adherencia.

Carga Última Adherencia τ últ (T/m ²)	Diámetro del bulbo (m)	Carga Última Adherencia τ últ (kN/m)	σ (τ lt) (kN/m)
106.46	0.114	374.03	110.79

Fuente: Elaboración propia.

e. Cuadros de diseño de anclajes postensados temporales:

Para el diseño de los anclajes, se siguió la metodología de la FHWA (Federal Highway Administration) con la finalidad de obtener las cargas de trabajo y longitud libre, además se consideraron las recomendaciones de la Norma Técnica Peruana E 0.50 Suelos y Cimentaciones para el cálculo de la cantidad de cables y longitud del bulbo del anclaje.

A continuación, se presenta el cuadro del diseño de anclajes para el caso de estudio (Ver Tabla 12).

Tabla 12
Cuadro resumen del diseño de los anclajes.

Anclaje	Tipo de Inyección	Cantidad de anclaje	Ø de cable	Cantidad de cables por anclaje	Separación horizontal entre anclajes	Nivel de anclajes
		Und.	(")	unid	m	m
AN-01	IU	9	0.6	7	4.50	-2.00
AN-02	IU	9	0.6	9	4.50	-5.50
AN-03	IU	9	0.6	9	4.50	-9.00
AN-04	IU	9	0.6	8	4.50	-12.50

Anclaje	Longitud Libre	Longitud de bulbo	Ángulo vertical	Carga de tensado de anclajes	Longitud de cada anclaje	Longitud total por anillo
	m	m	(°)	Tn	m	m
AN-01	10.30	4.80	15	90	15.10	135.90
AN-02	8.40	6.60	15	123	15.00	135.00
AN-03	6.30	6.60	15	123	12.90	116.10
AN-04	4.50	5.90	15	111	10.40	93.60

Fuente: Elaboración propia.

5.2. Análisis Probabilístico de la Estabilidad Global de la Estructura Anclada.

Para analizar la estabilidad global de forma probabilística es necesario localizar las superficies de falla por métodos deterministas, como: Janbu Simplificado y Morgenster-Price.

Primero se determinó la confiabilidad usando el método FOSM, empleando el programa Slide v6.0, en el cual se modelo la sección del talud hipotético y se

calculó el factor de seguridad FMLV con los parámetros promedio. Posteriormente, se realizó la variación de los parámetros, estrato por estrato obteniendo factores de seguridad deterministas. En total se computo el modelo treinta veces, tanto para la condición estática como pseudoestática, para luego anotar manualmente cada resultado en una tabla y finalmente empleando una hoja de cálculo en Excel, calcular los parámetros de factor de coeficiente de variación VF (%), confiabilidad (β) y probabilidad de falla (Pf).

Como segunda metodología se empleó la Simulación de Montecarlo, utilizando el programa Slide v6.0, ya que tiene integrada una opción de análisis probabilístico, que se efectúa sobre superficies de falla. En este software primero se selecciona la opción de análisis probabilístico y después se procede a definir las variables aleatorias como la fricción, cohesión, peso unitario y la capacidad de adherencia última. Luego se definen las propiedades estadísticas de distribución probabilística, la desviación estándar y valores mínimos y máximos. Para finalmente, computar el modelo una sola vez y obtener directamente los parámetros de factor de seguridad determinístico (FS deterministic), factor de seguridad probabilístico (FS mean), probabilidad de falla (Pf) e índice de confiabilidad (β).

5.2.1. Método FOSM.

Con el propósito de aplicar el método descrito, se analizó el diseño planteado para estabilizar el talud hipotético, que fue modelado con la ayuda del programa Slide v6.0, herramienta informática que facilitó el análisis de estabilidad y el cálculo del factor de seguridad determinístico. Además, por medio de expresiones descritas en el marco teórico se obtienen parámetros como el coeficiente de variación VF, el índice de confiabilidad β , y probabilidad de falla Pf, para el factor de seguridad calculado con los parámetros promedios (FMLV). A continuación, se explica el proceso empleado para la determinación de los parámetros de confiabilidad:

- Modelación del talud retenido.

Para encontrar la superficie de falla y el factor de seguridad correspondiente, primero se realizó la modelación de la sección en estudio empleando el programa Slide v6.0. A continuación se resume los pasos efectuados para la modelación y análisis del talud retenido:

 1. Modelación del talud artificial y estratos del suelo.
 2. Definición de los parámetros geotécnicos del suelo.
 3. Adición de la carga distribuida.
 4. Adición de los anclajes.
 5. Definición de los parámetros del anclaje activo.
 6. Adición de un punto de búsqueda en el pie del talud.
 7. Selección de los métodos deterministas de cálculo.
- Procedimiento de modelación y preparación para el análisis probabilístico.
 1. Modelación del talud artificial y estratos del suelo: en el programa Slide v6.0 es posible modelar el perfil del talud y los estratos de diversas maneras. Se puede ingresar coordenadas, importar un archivo DXF y también modificar el perfil, presionando el botón derecho del mouse. Para una guía más detallada, se recomienda revisar la guía de usuario – inicio rápido que proporciona el programa.
 2. Definición de los parámetros geotécnicos del suelo: cuando existan diferentes estratos, es necesario definir las propiedades geotécnicas de cada material (peso unitario, cohesión y ángulo de fricción), para luego asignarlos a los estratos correspondientes. Se puede acceder al siguiente cuadro de diálogo, presionando el botón derecho del mouse sobre cualquier estrato del modelo. (Ver Figura 41)

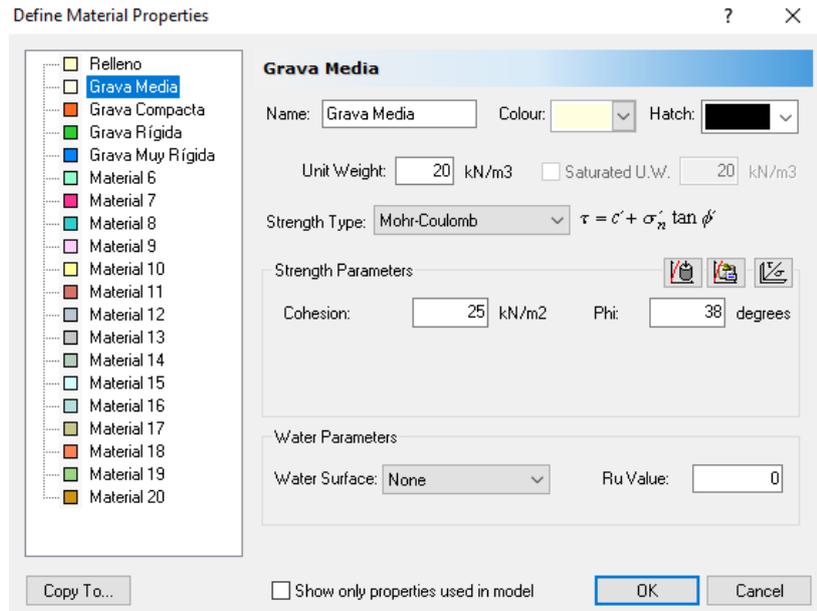


Figura 41. Cuadro de diálogo de la definición de propiedades del material.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

- Adición de la carga distribuida: Se adiciona la sobrecarga estimada, en la parte superior del talud, según el cuadro de diálogo mostrado en la Figura 42:

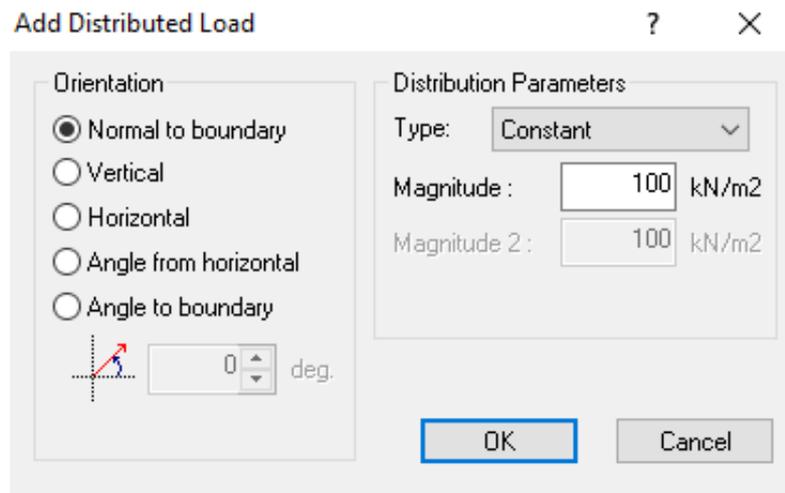


Figura 42. Cuadro de diálogo para la adición de la carga distribuida.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

- Adición de los anclajes: las características del anclaje son ingresadas según el cuadro de diálogo mostrado en la Figura 43, se ingresa el ángulo de inclinación y la longitud total del anclaje.

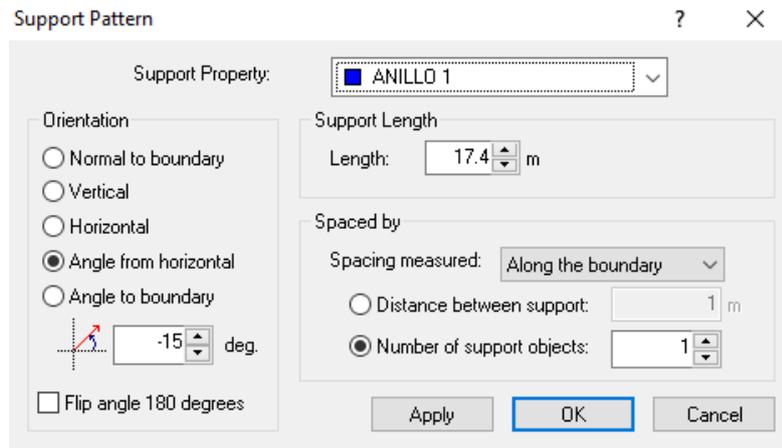


Figura 43. Cuadro de diálogo para la adición del anclaje.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

- Definición de los parámetros del anclaje activo: los parámetros del anclaje son ingresadas según el cuadro de diálogo mostrado en la Figura 44, se elige el tipo de soporte y el método de aplicación de la fuerza, también se ingresa el espaciamiento horizontal, la carga de trabajo, la capacidad de la placa y la longitud total del anclaje.

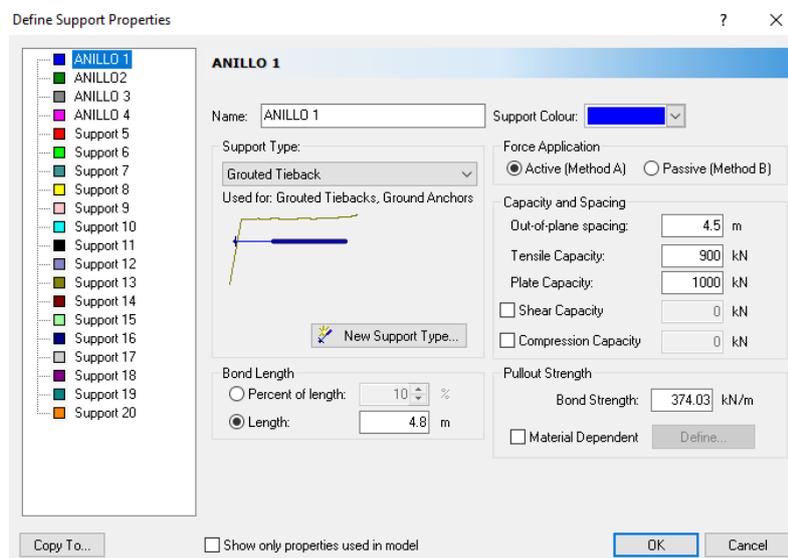


Figura 44. Cuadro de diálogo para la adición del anclaje.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

- Adición de un punto de búsqueda en el pie del talud: se adiciona este punto, con el propósito de que el programa realice la búsqueda de las superficies de falla circulares con su extremo

inferior ubicado en el pie del talud. Ya que es el tipo de falla esperado para el material de suelo del Conglomerado de Lima.

7. Selección de los métodos deterministas de cálculo: Son ingresadas según el cuadro de diálogo mostrado en la Figura 45, se empleó el método de Janbu Simplificado y el de Morgenstern Price.

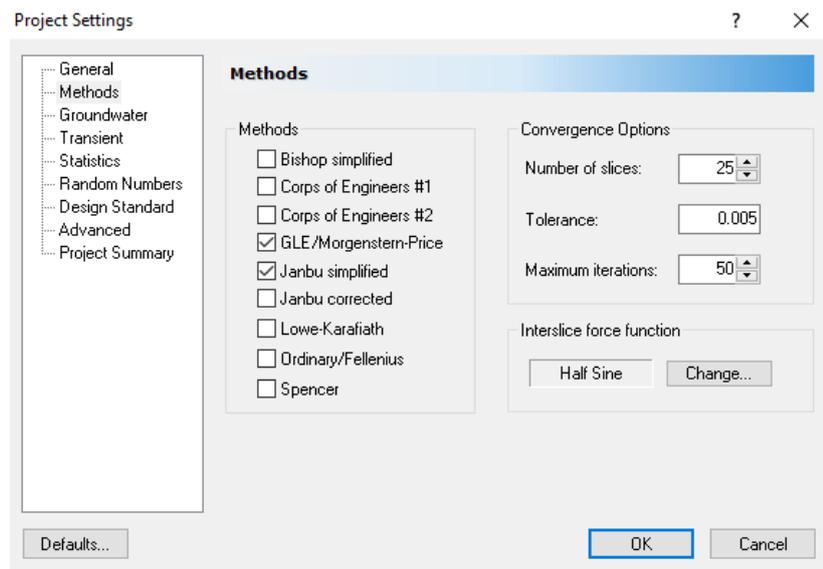


Figura 45. Cuadro de diálogo para la selección de métodos determinísticos.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Luego de ingresar todos los parámetros necesarios para el análisis, se procede a computar el programa.

- Procedimiento de análisis probabilístico del talud retenido.

A fin de describir el proceso de cálculo a detalle, se analizará la estabilidad del talud en condición estática y pseudoestática, empleando el método determinista Janbu. En el Anexo 8 se adjunta las capturas de los resultados obtenidos por el método de Morgenstern-Price.

- a. Condición Estática.

Se determinó el factor de seguridad determinista calculado con los parámetros promedios (FMLV) para la sección en estudio mediante el método de Janbu. $FMLV = 1.489$. (Ver Figura 46)

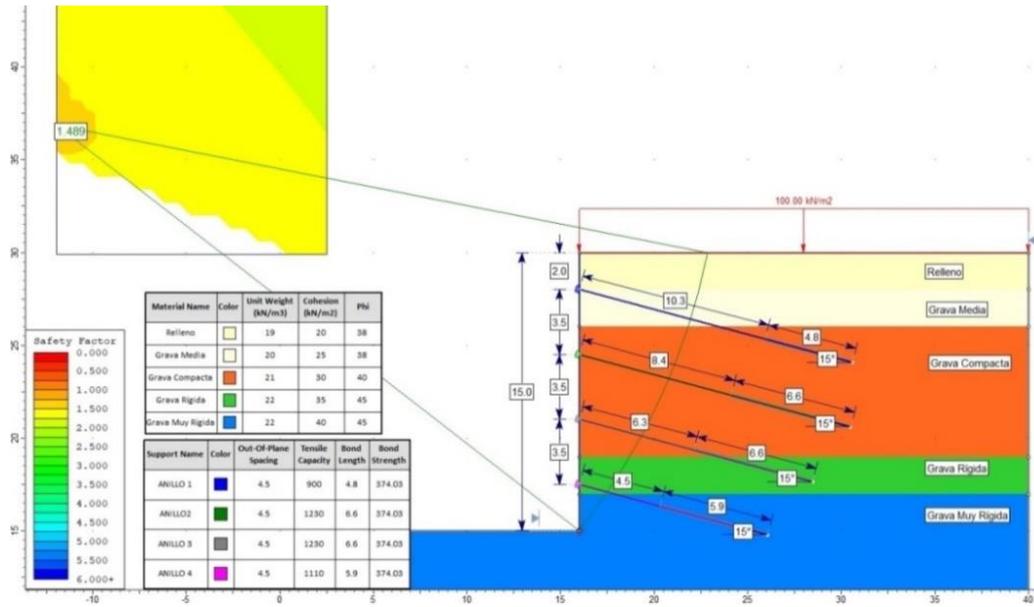


Figura 46. Resultado de FMLV – Condición Estática Método de Janbu.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Se computó el modelo y se obtuvo el factor de seguridad determinístico cada vez que un parámetro promedio era aumentado y disminuido en una desviación estándar, mientras que los demás parámetros permanecían como valores promedios. Es aquí donde se hizo uso de los valores de μ (media) y σ (desviación estándar) obtenidos de la caracterización de los parámetros geotécnicos. Esto significó un total de treinta cálculos, necesarios para la variación de los valores de quince parámetros que poseía el modelo en estudio. Luego, estos cálculos dan como resultado treinta valores de factor de seguridad correspondientes al aumento y disminución de una desviación estándar en cada parámetro, denotada como F^+ y de F^- respectivamente. Con los datos mencionados, se procedió a calcular los valores de ΔF para cada parámetro. Este procedimiento fue repetido parámetro por parámetro. En la Tabla 13 se muestra los diferentes factores de seguridad obtenidos:

Tabla 13
Resultados de la variación de parámetros geotécnicos de la sección en estudio.

Estrato	Parámetros del Conglomerado	F.S Janbu	Δ FS	
Relleno	γ'	19.58	1.485	
		19	0.009	
	ϕ	18.42	1.494	
		41.55	1.492	
		38	-0.006	
		34.45	1.486	
	c	28.88	1.504	
		20	-0.030	
	Grava Media	γ'	11.12	1.474
			20.61	1.485
ϕ		20	0.008	
		19.39	1.493	
		41.55	1.500	
		38	-0.088	
c		18.45	1.412	
		36.10	1.508	
Grava Compacta		γ'	25	-0.038
			13.90	1.470
	ϕ	21.64	1.480	
		21	0.018	
		20.36	1.498	
		43.73	1.558	
	c	40	-0.135	
		36.27	1.423	
	Grava Rígida	γ'	43.31	1.561
			30	-0.144
ϕ		16.69	1.417	
		22.67	1.488	
		22	0.002	
		21.33	1.490	
c		49.20	1.524	
		45	-0.070	
Grava Muy Rígida		γ'	40.80	1.454
			50.53	1.511
	ϕ	35	-0.043	
		19.47	1.468	
		22.67	1.489	
		22	0.001	
	c	21.33	1.490	
		49.20	1.528	
	γ'	45	-0.077	
		40.80	1.451	

Estrato	Parámetros del Conglomerado	F.S Janbu	Δ FS
	57.75	1.515	
c	40		-0.051
	22.25	1.464	

Fuente: Elaboración propia.

Luego, se realizó cálculo de la desviación estándar (σ_F) y el coeficiente de variación del factor de seguridad (VF). Utilizando las ecuaciones (7) y (8), mostradas en el capítulo 2:

$$\sigma_F = \sqrt{\frac{\Delta F_1^2}{2} + \frac{\Delta F_2^2}{2} + \dots + \frac{\Delta F_N^2}{2}} \quad (\text{Ref,ec.7;cap2})$$

$$V_F = \frac{\sigma_F}{F_{MLV}} \quad (\text{Ref,ec.8;cap2})$$

Con estas ecuaciones se determinó el valor de la desviación estándar y el coeficiente de variación del factor de seguridad como sigue:

Se ingresan los resultados de la diferencia del factor de seguridad ΔF de la tabla 13 en la ecuación (7), para obtener la desviación estándar (σ_F).

Así tenemos:

$$\sigma_F = \sqrt{\frac{0.009^2}{2} + \frac{0.006^2}{2} + \frac{0.030^2}{2} + \frac{0.008^2}{2} + \frac{0.088^2}{2} + \frac{0.038^2}{2} + \frac{0.018^2}{2} + \frac{0.135^2}{2} + \frac{0.144^2}{2} + \frac{0.002^2}{2} + \frac{0.070^2}{2} + \frac{0.043^2}{2} + \frac{0.001^2}{2} + \frac{0.077^2}{2} + \frac{0.051^2}{2}}$$

Finalmente obtenemos:

$$\sigma_F = 0.180$$

Posteriormente, se calcula el coeficiente de variación (VF), reemplazando los resultados de FMLV y (σ_F) en la ecuación (8).

Así tenemos:

$$V_F = \frac{0.180}{1.489} \times 100$$

Obteniendo:

$$V_F = 12.09\%$$

Para determinar el índice de confiabilidad normal (β_N) del factor de seguridad (FMLV), se emplea la ecuación (10), mostrada en el capítulo 2:

$$\beta_N = \frac{F_{MLV} - 1}{\sigma_F} \quad (\text{Ref,ec.10;cap2})$$

La ecuación 10 es válida siempre y cuando la distribución de probabilidad del factor de seguridad es normal, lo cual implica que la resistencia del suelo y de las cargas aplicadas también tengan una distribución normal.

Así tenemos:

$$\beta_N = \frac{1.489 - 1}{0.180}$$

Obteniendo:

$$\beta_N = 2.716$$

Finalmente, se obtuvo la probabilidad de falla (P_f), mediante el software Excel con la expresión (2), mostrada en el capítulo 2:

$$P_f = 1 - \text{DISTR.NORM}(\beta; 0; 1; \text{VERDADERO}) \quad (\text{Ref,ec.2;cap2})$$

Entonces en Excel:

$$P_f = (1 - \text{DISTR.NORM}(2.69; 0; 1; \text{VERDADERO})) \times 100$$

Resulta:

$$P_f = 0.33\%$$

b. Condición Pseudoestática.

Se determinó el factor de seguridad determinista calculado con los parámetros promedios (FMLV) para la sección en estudio mediante el método de Janbu. $FMLV = 1.251$. Como se aprecia en la Figura 47:

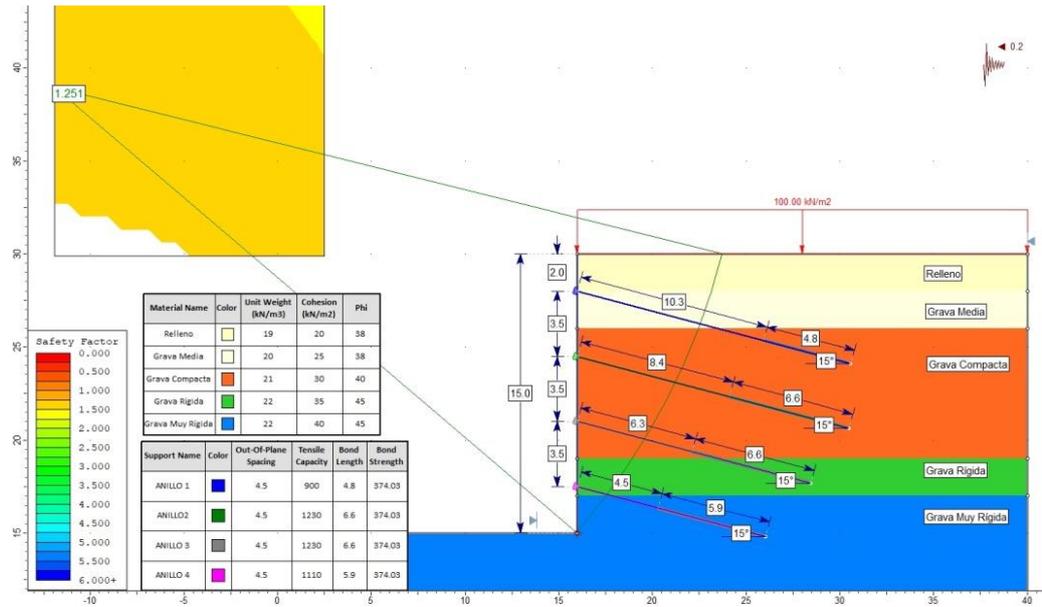


Figura 47. Resultado de FMLV – Condición Pseudoestática Método de Janbu.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Se computó el modelo 30 veces y siguiendo el mismo procedimiento mencionado para el caso estático, se obtuvo valores de factor de seguridad correspondientes al aumento y disminución de una desviación estándar en cada parámetro promedio. En la Tabla 14 se muestra los diferentes factores de seguridad obtenidos:

Tabla 14

Resultados de la variación de parámetros geotécnicos de la sección en estudio.

Estrato	Parámetros del Conglomerado	F.S Janbu	Δ FS	
Relleno	γ'	19.58	1.246	
	ϕ	19	1.256	0.010
		41.55	1.254	
		38	1.248	-0.006
		20	1.264	
	c	20	1.248	-0.026
		11.12	1.238	
		20.61	1.247	
20		1.255	0.008	
Grava Media	ϕ	19.39	1.255	
		41.55	1.260	
		38	1.190	-0.070
	c	18.45	1.267	
		36.10	1.267	
		25	-0.032	

Estrato	Parámetros del Conglomerado	F.S Janbu	Δ FS	
Grava Compacta		13.90	1.235	
		21.64	1.242	
	y'	21		0.019
		20.36	1.261	
	φ	43.73	1.307	
		40		-0.110
	c	36.27	1.197	
		43.31	1.313	
		30		-0.125
		16.69	1.188	
Grava Rígida		22.67	1.250	
		22		0.002
		21.33	1.252	
	φ	49.20	1.281	
		45		-0.060
	c	40.80	1.221	
		50.53	1.270	
		35		-0.038
		19.47	1.232	
	Grava Muy Rígida		22.67	1.251
		22		0
		21.33	1.251	
φ		49.20	1.285	
		45		-0.067
c		40.80	1.218	
		57.75	1.274	
		40		-0.046
		22.25	1.228	

Fuente: Elaboración propia.

Desviación estándar del factor de seguridad (σ_F):

$$\sigma_F = \sqrt{\frac{0.010^2}{2} + \frac{0.006^2}{2} + \frac{0.026^2}{2} + \frac{0.008^2}{2} + \frac{0.070^2}{2} + \frac{0.032^2}{2} + \frac{0.019^2}{2} + \frac{0.110^2}{2} + \frac{0.125^2}{2} + \frac{0.002^2}{2} + \frac{0.060^2}{2} + \frac{0.038^2}{2} + \frac{0.000^2}{2} + \frac{0.067^2}{2} + \frac{0.046^2}{2}}$$

Resultado:

$$\sigma_F = 0.153$$

Coefficiente de variación (VF):

$$V_F = \frac{0.153}{1.251} \times 100$$

Resultado:

$$V_F = 12.19\%$$

Índice de confiabilidad normal (β_N):

$$\beta_N = \frac{1.251 - 1}{0.153}$$

Resultado:

$$\beta_N = 1.645$$

Probabilidad de falla (Pf):

Utilizando Excel:

$$P_f = (1 - \text{DISTR.NORM}(2.69; 0; 1; \text{VERDADERO})) \times 100$$

Resulta:

$$P_f = 4.99\%$$

Los resultados obtenidos en la sección del caso hipotético analizado, bajo el método FOSM, se resumen en la siguiente Tabla 15:

Tabla 15
Resultados del Método FOSM para la sección del talud hipotético.

Parámetros de Confiabilidad	Condición Estática	Condición Pseudoestática
FMLV	1.489	1.251
σ_F	0.180	0.153
V_F	12.09%	12.19%
β_N	2.716	1.645
Pf (%)	0.33%	4.99%

Fuente: Elaboración propia.

5.2.2. Método de simulación de Montecarlo.

Con el propósito de aplicar el método descrito, se analizó el diseño planteado para estabilizar el talud hipotético. Para el desarrollo de la segunda metodología también se empleó el programa Slide v6.0, ya que lleva integrada una opción de análisis probabilístico, que se efectúa sobre la superficie mínima global, obtenida mediante métodos deterministas de análisis de estabilidad de taludes. Así pues, se describe el procedimiento

de modelación y análisis empleado para la determinación de los parámetros de confiabilidad:

Los pasos 1 al 7 son los mismos que se mostraron en el método FOSM. A continuación, se resumen los pasos efectuados para el análisis del talud retenido.

1. Configuración de la Simulación.
 2. Definición de las variables aleatorias del suelo.
 3. Definición de la variable aleatoria del anclaje.
- Preparación para el análisis probabilístico.
 1. Configuración de la simulación: para realizar un análisis probabilístico con el programa Slide v6.0, primero se debe seleccionar la opción “Probabilistic Analysis”; luego se elige el método de muestreo de Monte-Carlo, el número de muestras igual a 10000 y el tipo de análisis Global Minimum, según el cuadro de diálogo mostrado en la Figura 48:

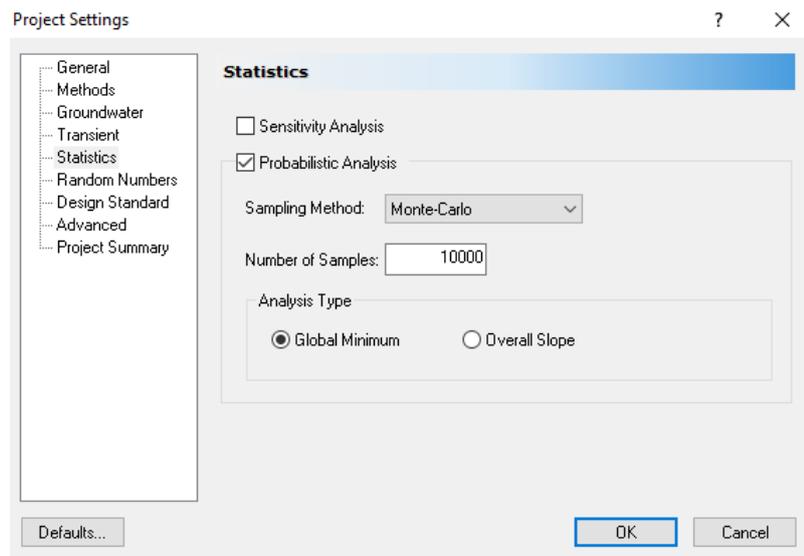


Figura 48. Configuración de la simulación.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

2. Definición de las variables aleatorias del suelo: primero se ingresan los descriptores estadísticos (distribución, promedio, desviación estándar), según los resultados obtenidos de la caracterización de las propiedades geotécnicas (cohesión, fricción y peso unitario). Luego, el valor relativo mínimo y máximo

ingresado serán iguales y de preferencia tres veces la desviación estándar, para garantizar la definición de la distribución normal (no truncada). En caso que el programa alerta un valor fuera de rango, este se puede reemplazar por dos veces la desviación estándar. Se accede a la ventana mostrada en la Figura 49, presionando el botón derecho del mouse sobre cualquier estrato del modelo en la opción “Statistical Properties”.

#	Material Name	Property	Distribution	Mean	Std. Dev.	Rel. Min	Rel. Max
1	Relleno	Cohesion	Normal	20	8.88	17.76	17.76
2	Relleno	Phi	Normal	38	3.55	10.65	10.65
3	Relleno	Unit Weight	Normal	19	0.58	1.74	1.74
4	Grava Media	Cohesion	Normal	25	11.1	22.2	22.2
5	Grava Media	Phi	Normal	38	3.55	10.65	10.65
6	Grava Media	Unit Weight	Normal	20	0.61	1.83	1.83
7	Grava Compacta	Cohesion	Normal	30	13.31	26.62	26.62
8	Grava Compacta	Phi	Normal	40	3.73	11.19	11.19
9	Grava Compacta	Unit Weight	Normal	21	0.64	1.92	1.92
10	Grava Rígida	Cohesion	Normal	35	15.53	31.06	31.06
11	Grava Rígida	Phi	Normal	45	4.2	12.6	12.6
12	Grava Rígida	Unit Weight	Normal	22	0.67	2.01	2.01
13	Grava Muy Rígida	Cohesion	Normal	40	17.75	35.5	35.5
14	Grava Muy Rígida	Phi	Normal	45	4.2	12.6	12.6
15	Grava Muy Rígida	Unit Weight	Normal	22	0.67	2.01	2.01

Figura 49. Definición de las variables aleatorias del suelo.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

- Definición de la variable aleatoria del anclaje: primero se ingresan los descriptores estadísticos de la capacidad de adherencia última (distribución, promedio, desviación estándar), según los resultados obtenidos de la caracterización de las propiedades del anclaje. Luego, el valor relativo mínimo y máximo ingresado serán iguales y de preferencia tres veces la desviación estándar, para garantizar la definición de la distribución normal (no truncada). Se accede a la ventana mostrada en la Figura 50, presionando el botón derecho del mouse sobre cualquier anclaje del modelo en la opción “Statistical Properties”.

#	Support Name	Property	Distribution	Mean	Std. Dev.	Rel. Min	Rel. Max
1	ANILLO 1	Bond Strength	Normal	374.03	110.79	332.37	332.37
2	ANILLO2	Bond Strength	Normal	374.03	110.79	332.37	332.37
3	ANILLO 3	Bond Strength	Normal	374.03	110.79	332.37	332.37
4	ANILLO 4	Bond Strength	Normal	374.03	110.79	332.37	332.37

Figura 50. Definición de los parámetros estadísticos del anclaje.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Luego de ingresar todos los parámetros necesarios para el análisis, se procede a computar el programa.

- Proceso del análisis probabilístico.

A fin de describir el proceso de simulación en el programa Slide v6.0, se analizará la estabilidad del talud en condición estática y pseudoestática, empleando el método de Janbu. En el Anexo 9, se adjuntan las capturas de los resultados obtenidos por cada método determinístico

Se computo el modelo y se obtuvo los siguientes parámetros:

- FS (deterministic): factor de seguridad determinístico.
- FS (mean): factor de seguridad promedio probabilístico.
- PF: probabilidad de falla.
- RI (normal): índice de confiabilidad normal.
- RI (lognormal): índice de confiabilidad lognormal.

Para una guía más detallada, se recomienda revisar la guía de usuario – análisis probabilístico que proporciona el programa.

- a. Condición Estática.

En la Figura 51, se puede notar que la superficie de falla es la misma que la analizada por el método FOSM en caso estático.

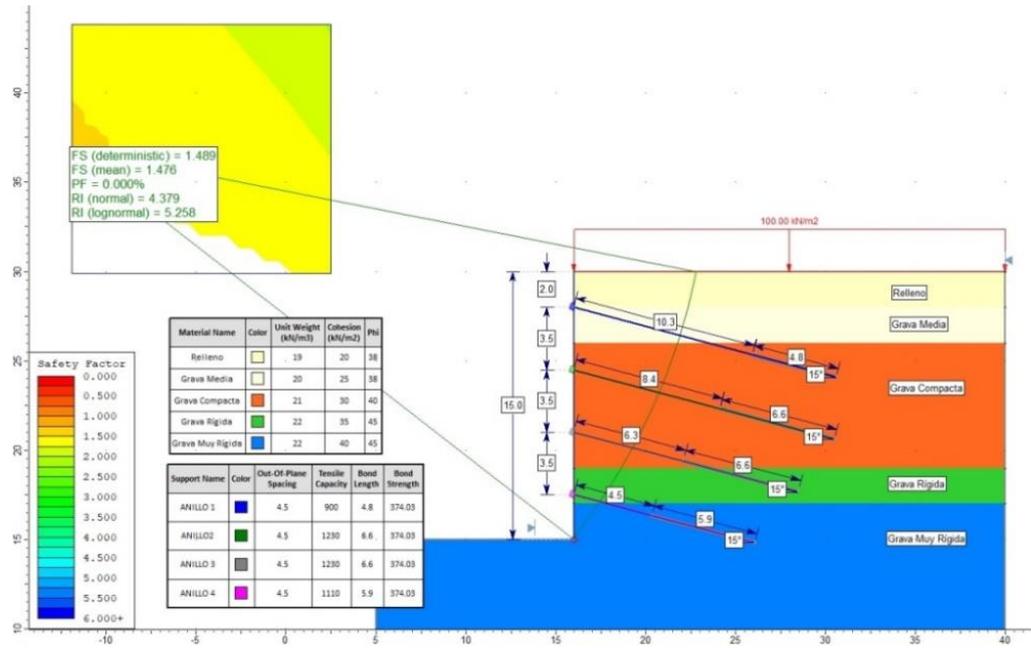
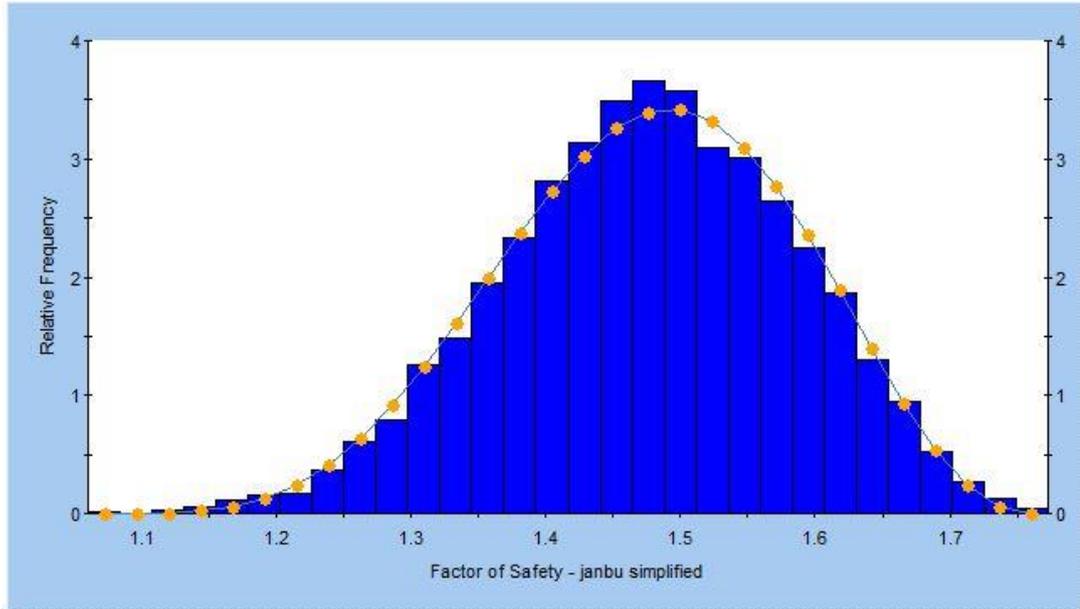


Figura 51. Resultados del análisis probabilístico – Condición Estática Método de Janbu.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Para la superficie de falla analizada se generó un gráfico de distribución del factor de seguridad (Figura 52):

No data with Factor of Safety - janbu simplified < 1



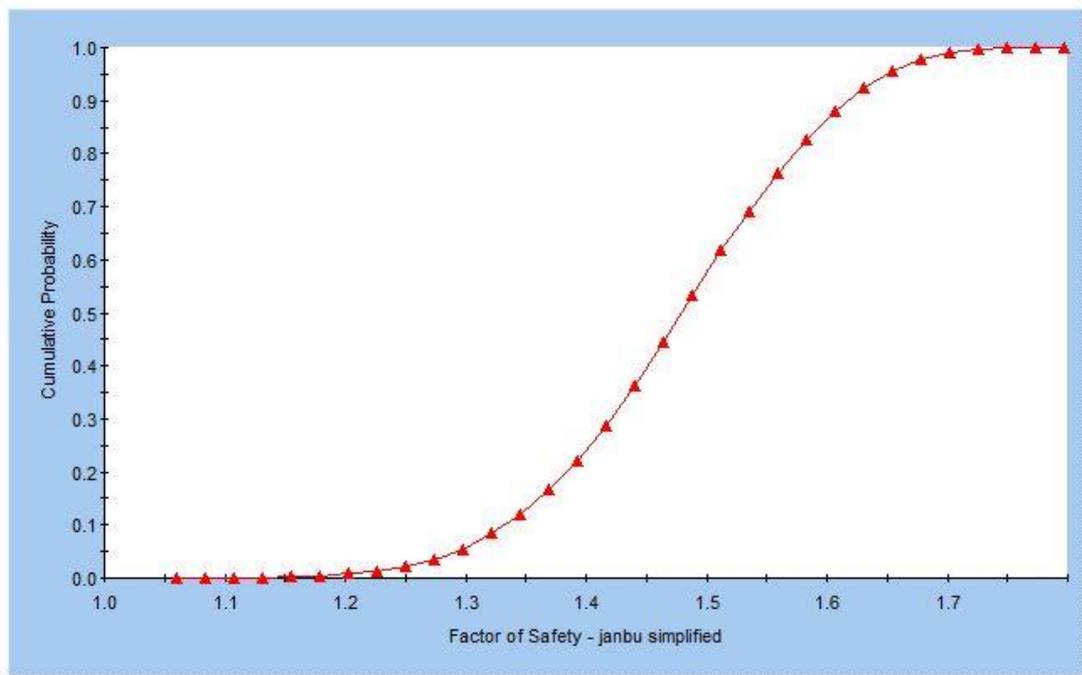
SAMPLED: mean=1.476 s.d.=0.1088 min=1.06 max=1.773 (PF=0.000% RI=4.37921, best fit=Beta distribution)
 FIT: Beta mean=1.476 s.d.=0.1088 min=1.06 max=1.773

Figura 52. Histograma de Factor de Seguridad Probabilístico Condición Estática Método de Janbu.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Como se puede apreciar en el histograma obtenido por el análisis, al no existir datos resaltados (barras rojas), no hubo ningún resultado de factor de seguridad menor a “1”. Esta gráfica muestra también la probabilidad de falla de manera gráfica, que se define como el área del histograma, que está resaltada ($FS < 1$), dividida por el área total del histograma. Esto equivale al 0.00% de probabilidad de falla (para el método de análisis Janbu). Además, se puede observar la forma de distribución probabilística que mejor se ajusta al parámetro de factor de seguridad, en este caso, como se puede apreciar en el reporte ubicado en la parte inferior del gráfico, el mejor ajuste es una distribución Beta, con sus respectivos parámetros estadísticos (promedio, desviación estándar, valor mínimo y máximo).

El segundo gráfico generado corresponde al gráfico de distribución acumulativo de factor de seguridad (Figura 53):



SAMPLED: mean=1.476 s.d.=0.1088 min=1.06 max=1.773 (PF=0.000% RI=4.37921, best fit=Beta distribution)

Figura 53. Gráfico Acumulativo de Factor de Seguridad Condición Estática Método de Janbu .

Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Cuando visualizamos el gráfico acumulativo de factor de seguridad, es posible determinar la probabilidad acumulativa, que

el factor de seguridad será menor que, o igual a 1. Además, muestra la tendencia al aumento del factor de seguridad con el incremento de la probabilidad de no falla del talud.

b. Condición Pseudoestática.

En la Figura 54, se puede notar que la superficie de falla es la misma que la analizada por el método FOSM en condición pseudoestática.

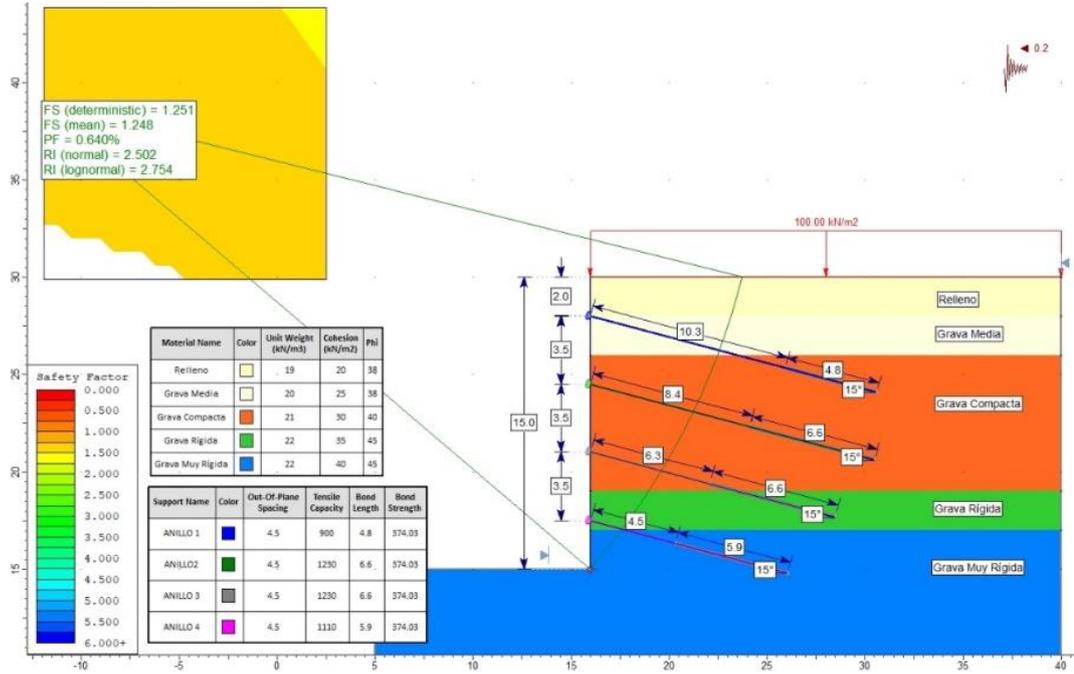


Figura 54. Resultados del análisis probabilístico – Condición Pseudoestática Método de Janbu.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Para la superficie de falla analizada se generó un gráfico de distribución del factor de seguridad (Ver Figura 55):

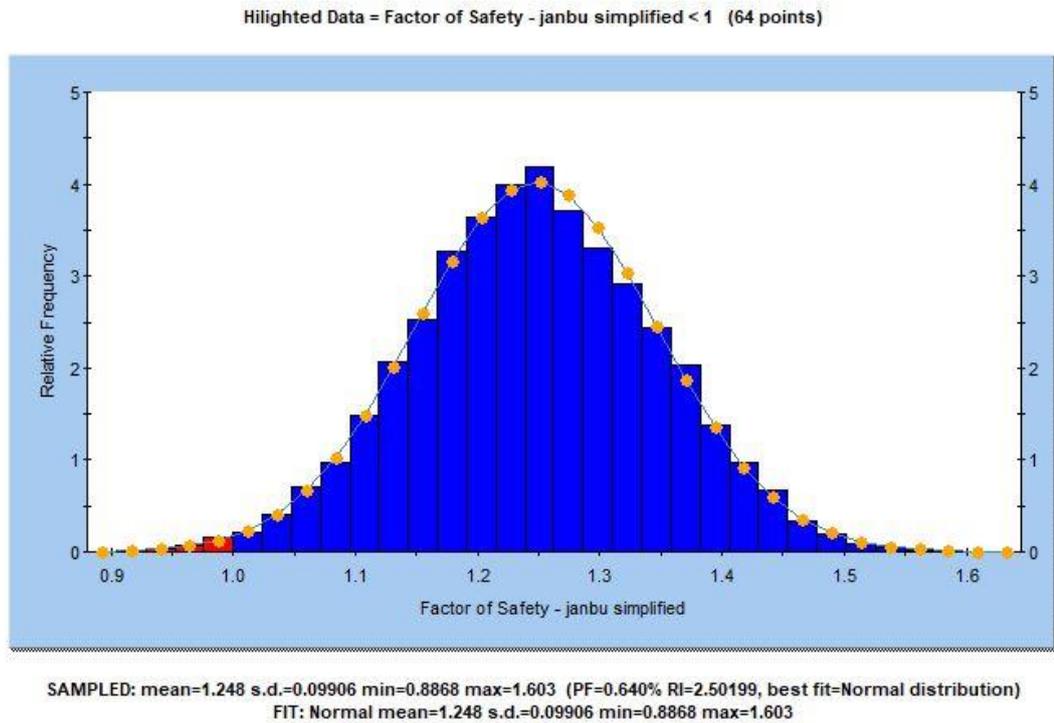


Figura 55. Histograma de Factor de Seguridad Probabilístico Condición Pseudoestática Método de Janbu.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Como se puede apreciar en el histograma obtenido por el análisis, al existir datos resaltados (barras rojas), se sabe que hubo resultados con factor de seguridad menor a 1. Esta gráfica muestra también la probabilidad de falla de manera gráfica, que se define como el área del histograma, que está resaltada ($FS < 1$), dividida por el área total del histograma. Esto equivale al 0.64% de probabilidad de falla (para el método de análisis Janbu). El segundo gráfico generado corresponde al gráfico de distribución acumulativo de factor de seguridad (Ver Figura 56):

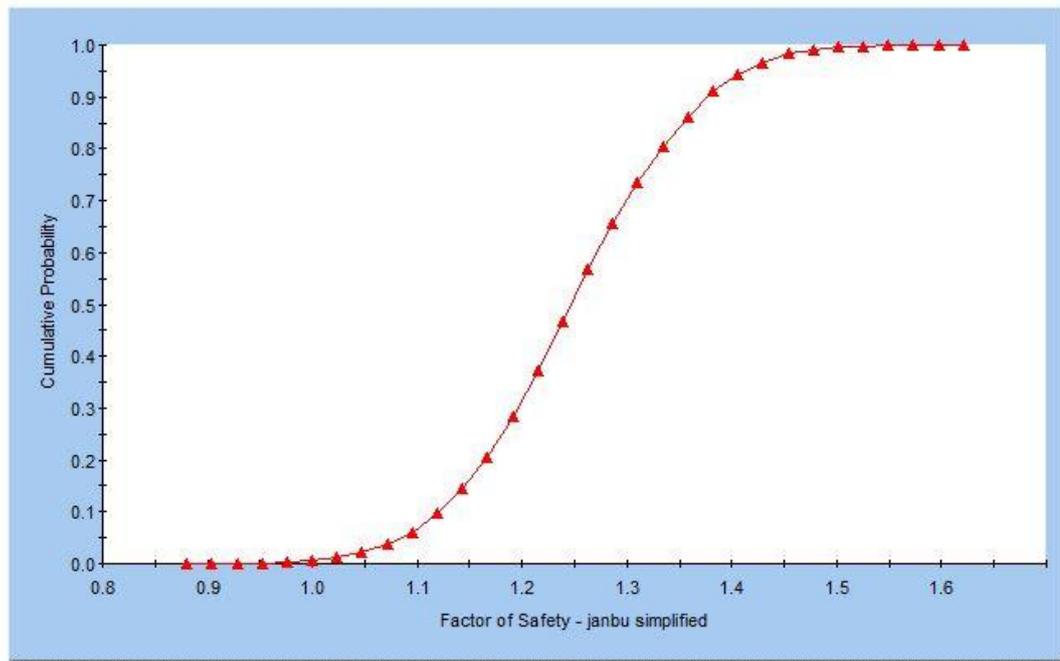


Figura 56. Gráfico Acumulativo de Factor de Seguridad Condición Estática Método de Janbu.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Los resultados obtenidos en la sección del caso hipotético analizado, bajo el método de Simulación de Montecarlo, se resumen en la tabla 16:

Tabla 16
Resultados del Método de Simulación de Montecarlo para la sección del talud hipotético.

Parámetros de Confiabilidad	Condición Estática	Condición Pseudoestática
FS (determinístico)	1.489	1.251
FS (probabilístico)	1.476	1.248
σ_F	0.109	0.099
V_F (%)	7.38	7.93
Pf (%)	0.00	0.64
β_N	4.379	2.502

Fuente: Elaboración propia.

5.3. Análisis Probabilístico de la Estabilidad Local del Anclaje Postensado.

Para analizar la estabilidad local de los anclajes que conforman la estructura anclada de forma probabilística, es necesario emplear la teoría de equilibrio

límite, con la finalidad de determinar el factor de seguridad frente al arrancamiento del bulbo.

Primero se determinó la confiabilidad usando el método de Aoki y Cintra. Se definieron las variables aleatorias mediante sus descriptores estadísticos (media y desviación estándar). Luego, se calcularon los coeficientes de variación, el factor de seguridad global. Finalmente, se obtuvo el índice de confiabilidad (β) y probabilidad de falla (Pf).

Como segunda metodología se empleó la Simulación de Montecarlo, por medio de una hoja de cálculo en Excel y utilizando el complemento de análisis de riesgo @Risk v5.5. En este software primero se define el tipo de distribución probabilística, promedio y desviación estándar de la variable aleatoria (capacidad de adherencia), luego se ingresan los valores de longitud del bulbo y carga de servicio o trabajo. Finalmente, iniciar la simulación y obtener directamente los parámetros de factor de seguridad probabilístico (FS mean), desviación estándar (σ), probabilidad de falla (Pf) y confiabilidad (β).

5.3.1. Método de Aoki y Cintra.

Con el propósito de aplicar el método descrito, se analizó el diseño de anclajes postensados, A continuación, se detallará el proceso de cálculo empleado para la determinación de los parámetros de confiabilidad:

Primero se definió los valores de los descriptores estadísticos de media (R_m , S_m) y desviación estándar (σ_R , σ_S), obtenidos de la caracterización de los parámetros del anclaje postensado.

Para la capacidad de adherencia última del anclaje (τ_u):

$$R_m = 374.03 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_R = 110.79 \text{ kN/m}$$

Para la carga de servicio del anclaje N°1 (AN-01):

$$S_m = 900 \text{ kN}$$

$$\sigma_S = 0 \text{ kN}$$

Para la carga de servicio del anclaje N°2 (AN-02):

$$S_m = 1230 \text{ kN}$$

$$\sigma_S = 0 \text{ kN}$$

Para la carga de servicio del anclaje N°3 (AN-03):

$$S_m = 1230 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = 0 \text{ kN}$$

Para la carga de servicio del anclaje N°4 (AN-04):

$$S_m = 1110 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = 0 \text{ kN}$$

Luego se realizó el cálculo del coeficiente de variación (v_s y v_R), que son obtenidos con las ecuaciones (13) y (14), mostradas en el capítulo 2:

$$v_s = \frac{\sigma_s}{S_m} \quad (\text{Ref,ec.13;cap2})$$

$$v_R = \frac{\sigma_R}{R_m} \quad (\text{Ref,ec.14;cap2})$$

Con estas ecuaciones se determinó el valor del coeficiente de variación del factor de seguridad de cada anclaje como sigue:

Se ingresan la media (S_m) y desviación estándar (σ_s) de las solicitaciones (carga de servicio de anclaje) en la ecuación (13), para obtener el coeficiente de variación (v_s).

Así tenemos:

Para la carga de servicio del anclaje N°1 (AN-01):

$$v_s = \frac{0}{900}$$
$$v_s = 0$$

Para la carga de servicio del anclaje N°2 (AN-02):

$$v_s = \frac{0}{1230}$$
$$v_s = 0$$

Para la carga de servicio del anclaje N°3 (AN-03):

$$v_s = \frac{0}{1230}$$
$$v_s = 0$$

Para la carga de servicio del anclaje N°4 (AN-04):

$$v_s = \frac{0}{1110}$$
$$v_s = 0$$

Se ingresan la media (R_m) y la desviación estándar (σ_R) de la resistencia (capacidad de adherencia última del anclaje) en la ecuación (14), para obtener el coeficiente de variación (v_R).

Así tenemos:

Para la capacidad de adherencia última del anclaje (τ):

$$v_R = \frac{110.79}{374.03}$$

Obtenemos:

$$v_R = 0.2962$$

Posteriormente, el factor de seguridad global (FS_m) es definido por la ecuación (15), mostradas en el capítulo 2:

$$FS_m = \frac{R_m}{S_m} \quad (\text{Ref,ec.15;cap2})$$

Antes de calcular el FS_m, se realiza un cambio de unidades en R_m, con el propósito de hallar la fuerza resistente de cada anclaje en kN y poder compararlo con las solicitaciones S_m en las mismas unidades.

Entonces la fuerza resistente del anclaje se expresaría como:

$$R_m = \tau_{ult} \left(\frac{kN}{m} \right) \times L_b(m) \quad (30)$$

Dónde:

τ_{ult} = capacidad de adherencia última del bulbo del anclaje.

L_b = longitud del bulbo del anclaje.

Así tenemos:

Para el anclaje N°1 (AN-01):

$$R_m = 374.03 \times 4.80$$

Obtenemos:

$$R_m = 1795.34 \text{ kN}$$

Para el anclaje N°2 (AN-02):

$$R_m = 374.03 \times 6.60$$

$$R_m = 2,468.60 \text{ kN}$$

Para el anclaje N°3 (AN-03):

$$R_m = 374.03 \times 6.60$$

$$R_m = 2,468.60 \text{ kN}$$

Para el anclaje N°4 (AN-04):

$$R_m = 374.03 \times 5.90$$

$$R_m = 2,206.78 \text{ kN}$$

Posteriormente, se calcula el factor de seguridad global (FS_m) utilizando la ecuación (15):

Así tenemos:

Para el anclaje N°1 (AN-01):

$$FS_m = \frac{1795.34}{900}$$

$$FS_m = 1.995$$

Para el anclaje N°2 (AN-02):

$$FS_m = \frac{2,468.60}{1230}$$

$$FS_m = 2.007$$

Para el anclaje N°3 (AN-03):

$$FS_m = \frac{2,468.60}{1230}$$

$$FS_m = 2.007$$

Para el anclaje N°4 (AN-04):

$$FS_m = \frac{2,206.78}{1110}$$

$$FS_m = 1.988$$

Luego, con estos resultados se puede calcular el valor del índice de confiabilidad (β) está definido por la ecuación (23), mostradas en el capítulo 2:

$$\beta = \frac{1 - 1/FS_m}{\sqrt{v_R^2 + \left(\frac{1}{FS_m}\right)^2 v_S^2}} \quad (\text{Ref,ec.16;cap2})$$

Así tenemos:

Para el anclaje N°1 (AN-01):

$$\beta = \frac{1 - 1/1.995}{\sqrt{0.2962^2 + \left(\frac{1}{1.995}\right)^2 x 0^2}}$$

Obteniendo:

$$\beta = 1.684$$

Para el anclaje N°2 (AN-02):

$$\beta = \frac{1 - 1/2.007}{\sqrt{0.2962^2}}$$

$$\beta = 1.694$$

Para el anclaje N°3 (AN-03):

$$\beta = \frac{1 - 1/2.007}{\sqrt{0.2962^2}}$$

$$\beta = 1.694$$

Para el anclaje N°4 (AN-04):

$$\beta = \frac{1 - 1/1.998}{\sqrt{0.2962^2}}$$

$$\beta = 1.678$$

Finalmente, se calcula la probabilidad de falla (Pf), mediante el software Excel con la expresión (2), mostrada en el capítulo 2:

$$P_f = 1 - \text{DISTR.NORM}(\beta; 0; 1; \text{VERDADERO}) \quad (\text{Ref.ec.2;cap2})$$

Entonces en Excel:

Para el anclaje N°1 (AN-01):

$$P_f = (1 - \text{DISTR.NORM}(1.684; 0; 1; \text{VERDADERO})) \times 100$$

Resulta:

$$P_f = 4.61\%$$

Para el anclaje N°2 (AN-02):

$$P_f = (1 - \text{DISTR.NORM}(1.694; 0; 1; \text{VERDADERO})) \times 100$$

Resulta:

$$P_f = 4.51\%$$

Para el anclaje N°3 (AN-03):

$$P_f = (1 - \text{DISTR.NORM}(1.694; 0; 1; \text{VERDADERO})) \times 100$$

Resulta:

$$P_f = 4.51\%$$

Para el anclaje N°4 (AN-04):

$$P_f = (1 - \text{DISTR.NORM}(1.678; 0; 1; \text{VERDADERO})) \times 100$$

Resulta:

$$P_f = 4.67\%$$

Los resultados obtenidos del análisis de la estabilidad local de cada anclaje, bajo el método de Aoki y Cintra, se resumen en la Tabla 17:

Tabla 17
Resultados del Método de Aoki y Cintra para los anclajes del talud retenido en estudio.

Parámetros de Confiabilidad	AN-01	AN-02	AN-03	AN-04
FS _m (determinístico)	1.995	2.007	2.007	1.988
β _N	1.684	1.694	1.694	1.678
Pf (%)	4.61	4.51	4.51	4.67

Fuente: Elaboración propia.

5.3.2. Método de simulación de Montecarlo.

Con el propósito de aplicar este método descrito, se analizó el diseño de anclajes postensados. Para ello, se diseñó una hoja de cálculo en Excel que se complementa con el programa de análisis de riesgo @Risk v5.5, que hace posible realizar la simulación y obtener los parámetros de confiabilidad. En la Figura 57, se muestra la plantilla creada para emplear el complemento @RISK, se puede observar que se utiliza la teoría de equilibrio límite para el cálculo del factor de seguridad. (Ver Figura 57)

MÉTODO DE SIMULACIÓN DE MONTECARLO (ANCLAJE)		
	Unidad	Valor
Capacidad de adherencia (τ _{ult}) =	(kN/m)	374.03
Longitud de Bulbo (L _b) =	(m)	4.8
Carga de Servicio (P _w) =	(kN)	900
	F.S	0.000

$$FR = \tau_{ult} \left(\frac{kN}{m} \right) \times L_b(m)$$

$$FA = P_w (kN)$$

$$FS = \frac{FR}{FA}$$

Figura 57. Hoja de cálculo para análisis de anclaje.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Excel.

A continuación, se describe el procedimiento empleado para el análisis de la estabilidad local del anclaje con el programa @Risk v5.5:

- Preparación para el análisis probabilístico de los anclajes.
 1. Ingreso de descriptores estadísticos: @Risk permite asignar diversas distribuciones probabilísticas a cada variable aleatoria, esto es un paso esencial para el análisis probabilístico. Para ello se

ubica en el valor de capacidad de adherencia y se selecciona la opción “Define Distributions” para elegir una distribución de tipo normal, para el caso en estudio. (Ver Figura 58)

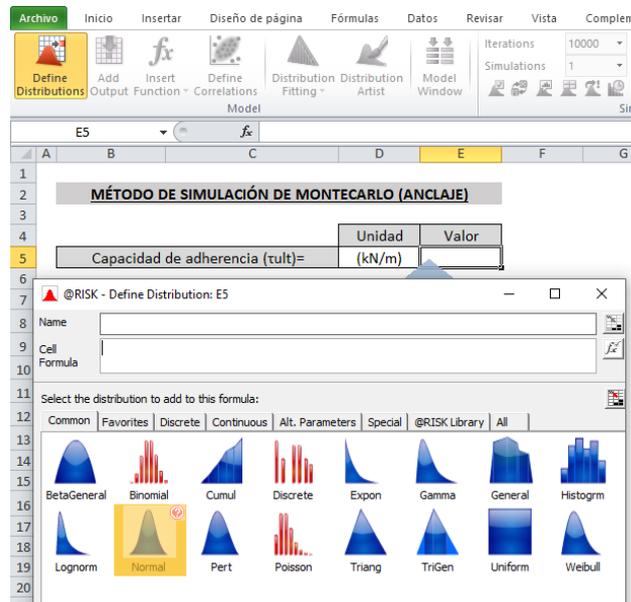


Figura 58. Hoja de cálculo para análisis de anclaje

Fuente: Elaboración propia empleando el software @Risk v5.5.

Luego de seleccionar la distribución, se mostrará un cuadro de diálogo donde ingresará los parámetros estadísticos de media (μ) y desviación estándar (σ) de la capacidad de adherencia última en la interfase suelo/lechada de cemento del bulbo, obtenido en la caracterización de las propiedades del anclaje. (Ver Figura 59)

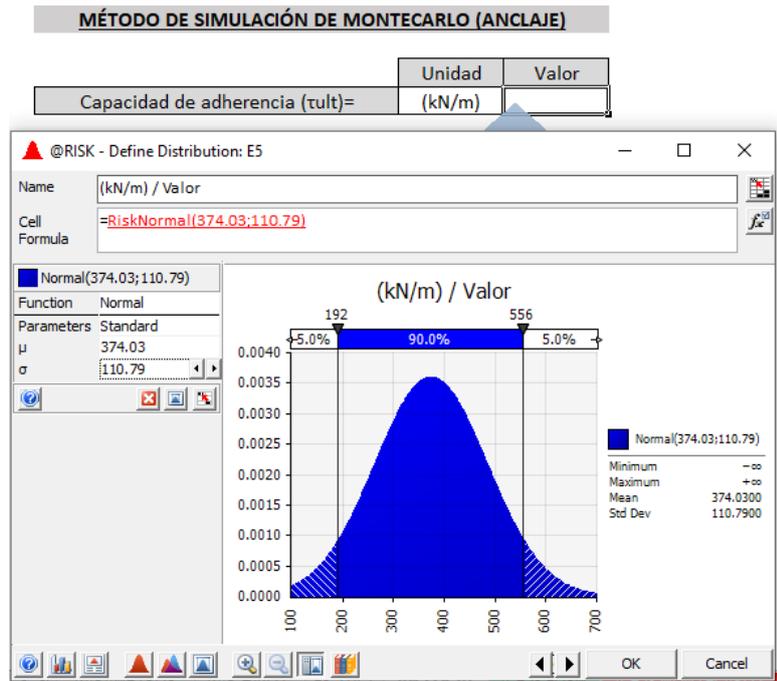


Figura 59. Cuadro de diálogo para el ingreso de μ y σ .

Fuente: Elaboración propia empleando el software @Risk v5.5.

2. Configuración de la Simulación: para realizar un análisis probabilístico con el programa @Risk, primero se debe seleccionar la opción “Simulation Settings”; luego se elige el método de muestreo de Monte-Carlo, el número de iteraciones igual a 10000, según los cuadros de diálogo mostrados (Ver Figura 60 y 61):

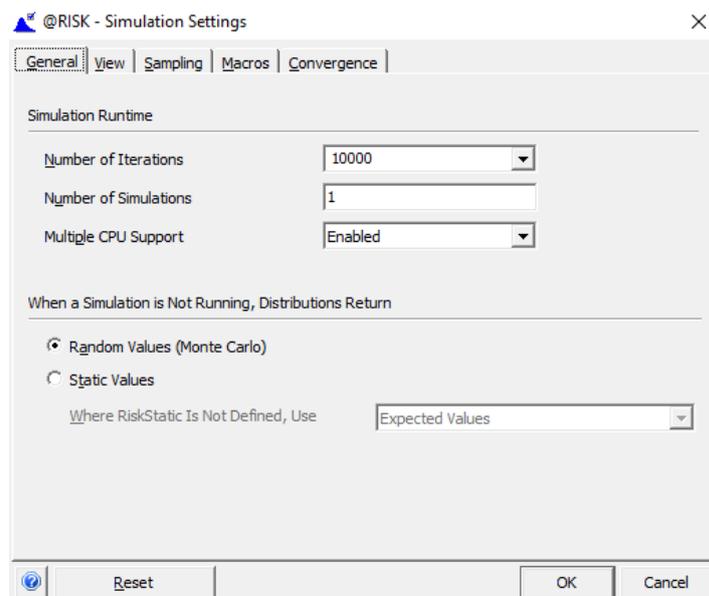


Figura 60. Cuadro de diálogo del ingreso de número de iteraciones.

Fuente: Elaboración propia empleando el software @Risk v5.5.

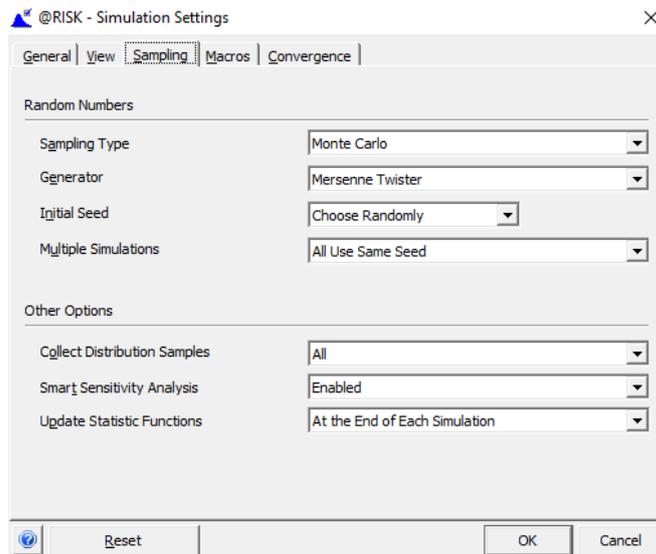


Figura 61. Cuadro de diálogo del ingreso del método de muestreo.

Fuente: Elaboración propia empleando el software @Risk v5.5.

3. Ingreso de datos del anclaje: se debe ingresar los valores de longitud de bulbo y carga de servicio propios de cada anclaje analizado.
4. Procedimiento de análisis probabilístico de los anclajes.
5. Luego de realizar todas las configuraciones previas para el análisis, se procede a ejecutar la simulación.

Para el anclaje N°1 (AN-01):

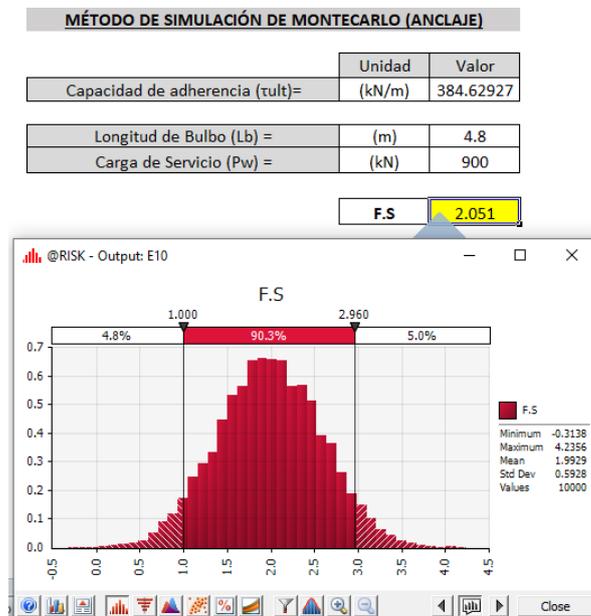


Figura 62. Histograma del factor de seguridad y resultados de parámetros de confiabilidad para el AN-01. Método de Simulación de Montecarlo.

Fuente: Elaboración propia empleando el software @Risk v5.5.

Como se puede apreciar en el histograma obtenido por el análisis, la probabilidad de falla obtenida es 4.8%, y define como el área del histograma, que está resaltada ($FS < 1$), dividida por el área total del histograma. Además, en el reporte ubicado a la derecha del gráfico, se observa los respectivos parámetros estadísticos (valor mínimo y máximo, media y desviación estándar) de la distribución probabilística del factor de seguridad.

El segundo gráfico generado corresponde al gráfico de distribución acumulativo de factor de seguridad (Ver Figura 63):

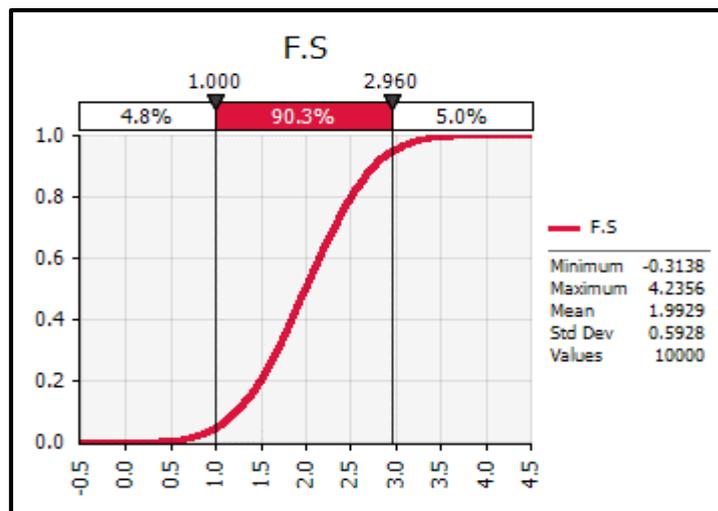


Figura 63. Gráfico Acumulativo de Factor de Seguridad. AN-01. Método de Simulación de Montecarlo.

Fuente: Elaboración propia empleando el software @Risk v5.5.

Cuando visualizamos el gráfico acumulativo de factor de seguridad, es posible determinar la probabilidad acumulativa de que el factor de seguridad será menor que o igual a 1. Además, muestra la tendencia al aumento del factor de seguridad con el incremento de la probabilidad de no falla del anclaje.

A continuación, se muestran las figuras de los resultados, realizados por el mismo procedimiento descrito anteriormente, para los siguientes anclajes.

Para el anclaje N°2 (AN-02):

MÉTODO DE SIMULACIÓN DE MONTECARLO (ANCLAJE)

	Unidad	Valor
Capacidad de adherencia (τ_{ult})=	(kN/m)	464.00136
Longitud de Bulbo (Lb) =	(m)	6.60
Carga de Servicio (Pw) =	(kN)	1230

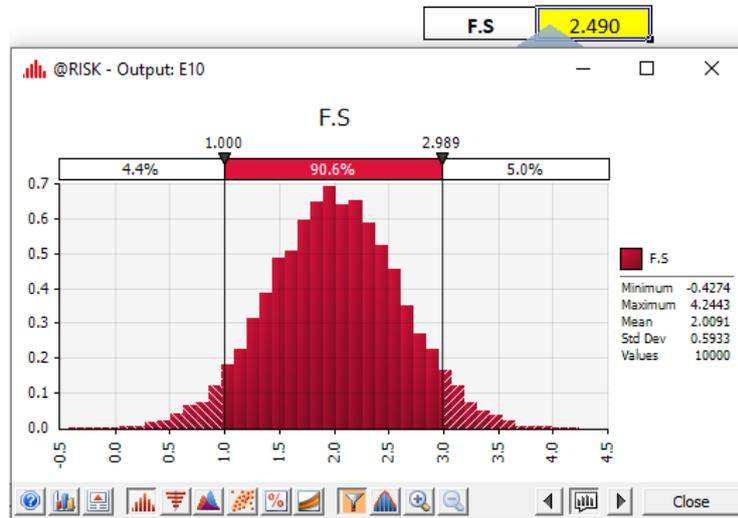


Figura 64. Histograma del factor de seguridad y resultados de parámetros de confiabilidad para el AN-02. Método de Simulación de Montecarlo.

Fuente: Elaboración propia empleando el software @Risk v5.5.

El segundo gráfico generado corresponde al gráfico de distribución acumulativo de factor de seguridad (Ver Figura 65):

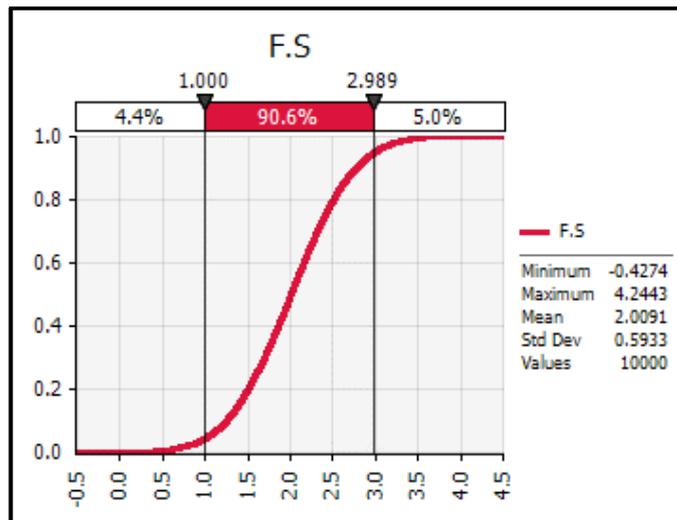


Figura 65. Gráfico Acumulativo de Factor de Seguridad. AN-02. Método de Simulación de Montecarlo.

Fuente: Elaboración propia empleando el software @Risk v5.5.

Para el anclaje N°3 (AN-03):

MÉTODO DE SIMULACIÓN DE MONTECARLO (ANCLAJE)

	Unidad	Valor
Capacidad de adherencia (τ_{ult})=	(kN/m)	230.19531
Longitud de Bulbo (L_b) =	(m)	6.60
Carga de Servicio (P_w) =	(kN)	1230

F.S. 1.235

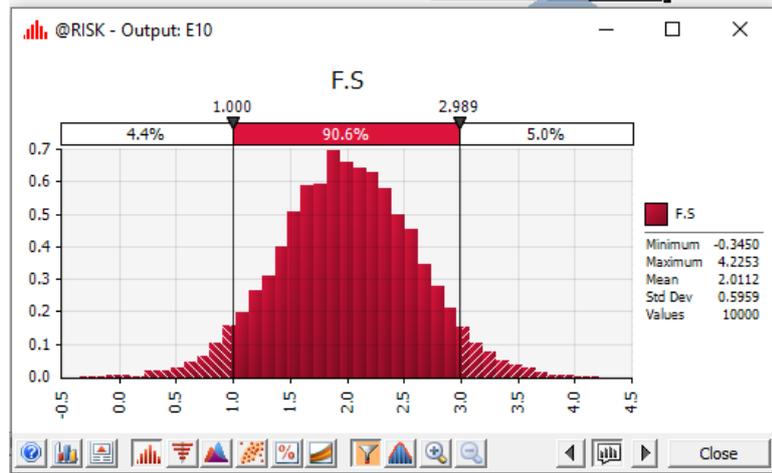


Figura 66. Histograma del factor de seguridad y resultados de parámetros de confiabilidad para el AN-03. Método de Simulación de Montecarlo.

Fuente: Elaboración propia empleando el software @Risk v5.5.

El segundo gráfico generado corresponde al gráfico de distribución acumulativo de factor de seguridad (Figura 67):

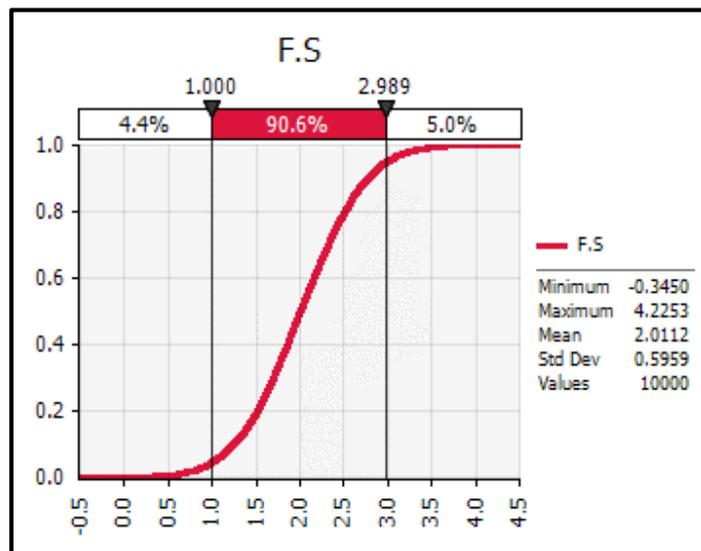


Figura 67. Gráfico Acumulativo de Factor de Seguridad. AN-03. Método de Simulación de Montecarlo.

Fuente: Elaboración propia empleando el software @Risk v5.5.

Para el anclaje N°4 (AN-04):

MÉTODO DE SIMULACIÓN DE MONTECARLO (ANCLAJE)		
Capacidad de adherencia (t_{ult}) =	Unidad	Valor
	(kN/m)	473.37485
Longitud de Bulbo (L_b) =	(m)	5.90
Carga de Servicio (P_w) =	(kN)	1110
	F.S	2.516

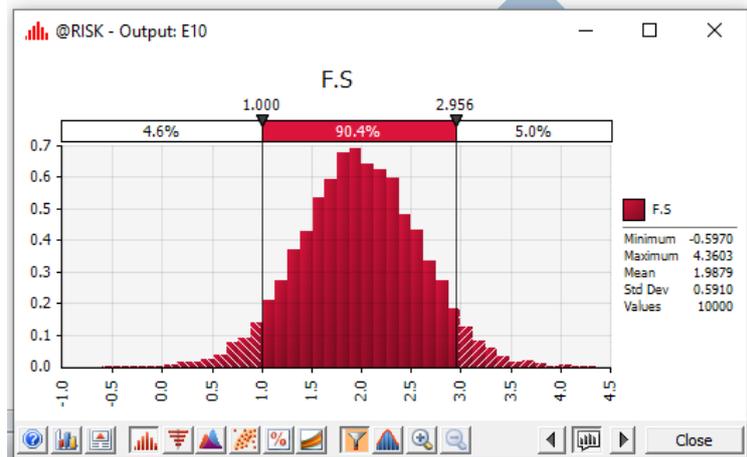


Figura 68. Histograma del factor de seguridad y resultados de parámetros de confiabilidad para el AN-04. Método de Simulación de Montecarlo.

Fuente: Elaboración propia empleando el software @Risk v5.5.

El segundo gráfico generado corresponde al gráfico de distribución acumulativo de factor de seguridad (Figura 69):

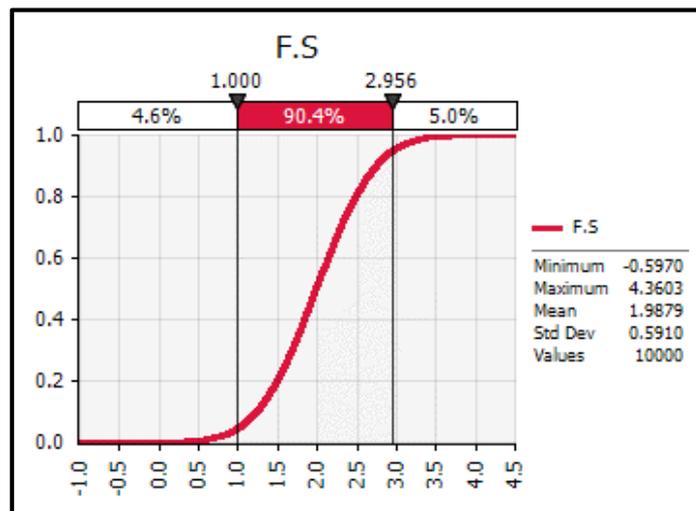


Figura 69. Acumulativo de Factor de Seguridad. AN-04. Método de Simulación de Montecarlo.

Fuente: Elaboración propia empleando el software @Risk v5.5.

Los resultados obtenidos del análisis de estabilidad local de los anclajes, bajo el método de Simulación de Montecarlo, se resumen en la Tabla 18:

Tabla 18
Resultados del Método de Simulación de Montecarlo para los anclajes del talud retenido en estudio.

Parámetros de Confiabilidad	AN-01	AN-02	AN-03	AN-04
FS (probabilístico)	1.993	2.009	2.001	1.988
σ	0.593	0.593	0.596	0.591
β	1.675	1.702	1.680	1.672
Pf (%)	4.80	4.40	4.40	4.60

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO VI: RESULTADOS Y ANÁLISIS DE LA INVESTIGACIÓN

6.1. Variabilidad de los Parámetros.

En la tabla 19 se aprecia los parámetros de coeficiente de variación COV (%) correspondiente a cada variable aleatoria que interviene en el análisis de un talud retenido con el sistema de muros con anclajes postensados, ubicado en el Conglomerado de Lima.

Tabla 19

Descriptores estadísticos de las variables aleatorias.

Parámetros	Unid	Distribución	COV (%)
Peso específico (γ)	kNn/m ³	Normal	3.05
Ángulo de Fricción (ϕ)	(°)	Normal	9.33
Cohesión (C)	kN/m ²	Normal	44.38
Capacidad de adherencia última en la interfase suelo/lechada de cemento del bulbo de anclaje (τ últ)	T/m ²	Normal	29.62

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 70 se puede observar que el parámetro con mayor valor del coeficiente de variación es la cohesión esto significa que es la propiedad con mayor heterogeneidad; seguido por el parámetro de capacidad de adherencia última en la interfase suelo/lechada de cemento del bulbo del anclaje, cuya variabilidad es muy próximo al 30% lo que significa que el bulbo formado con una inyección única a presión proporciona adherencias con valores heterogéneos. El ángulo de fricción y el peso específico poseen menor coeficiente de variación, lo que significa que estas propiedades poseen mayor homogeneidad. Este análisis permite identificar el parámetro más sensible, es decir, cuánto pueden llegar a afectar a los resultados del análisis probabilístico. Si se comparan los resultados de (COV) de “ γ ”, “ ϕ ” y “c” de la presente investigación con los rangos de (COV) que se presentan en el Anexo 10, se deduce que los resultados hallados, se encuentran dentro de los rangos establecidos por diferentes autores. Concluyendo

así que la recolección de los parámetros fue cuidadosamente elaborada para el Conglomerado de Lima.

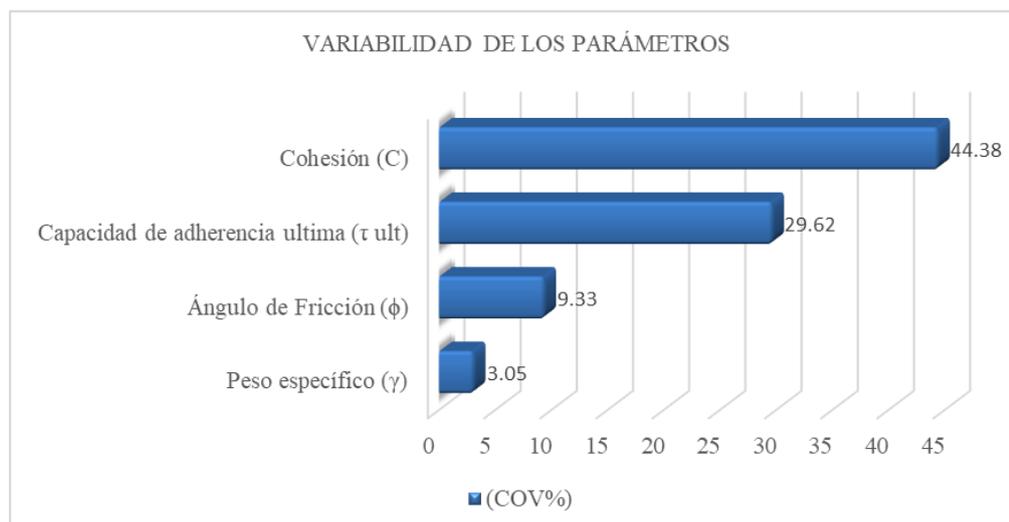


Figura 70. Comparación de los Coeficientes de Variación COV (%).

Fuente: Elaboración propia empleando el software Excel.

6.2. Estabilidad Global de la Estructura Anclada y la Estabilidad Local de los Anclajes Postensados.

En la Tabla 20 se comparan los resultados de los valores de factor de seguridad, índice de confiabilidad y probabilidad de falla, obtenidos del estudio de estabilidad global de la estructura anclada propuesta en el diseño de muros anclados; analizados en condición estática y pseudoestática a través de los métodos determinísticos de “Janbu” y “Morgenstern-Price” y el método probabilístico “FOSM”.

Tabla 20

Resultados del análisis de estabilidad global de la estructura anclada– Método FOSM.

Parámetros	Condición Estática		Condición Pseudoestática	
	Janbu	Morgenstern-Price	Janbu	Morgenstern-Price
FMLV	1.489	1.466	1.251	1.284
σ_F	0.181	0.177	0.153	0.155
VF (%)	12.09	12.05	12.19	12.06
β_N	2.716	2.639	1.645	1.834
Pf (%)	0.33	0.42	4.99	3.34

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 21 se comparan los resultados de los valores de FS, índice de confiabilidad y probabilidad de falla, obtenidos del estudio de estabilidad global de la estructura anclada; analizados en condición estática y pseudoestática a través de los métodos determinísticos de “Janbu” y “Morgenstern- Price” y el método probabilístico “Simulación de Montecarlo”.

Tabla 21

Resultados del análisis de estabilidad global de una estructura anclada– Método de Simulación de Montecarlo.

Parámetros	Condición Estática		Condición Pseudoestática	
	Janbu	Morgenstern-Price	Janbu	Morgenstern-Price
FS (determinístico)	1.489	1.466	1.251	1.284
FS (probabilístico)	1.476	1.463	1.248	1.288
σ_F	0.109	0.107	0.099	0.102
VF (%)	7.38	7.31	7.93	7.92
β_N	4.379	4.331	2.502	2.829
Pf (%)	0.00	0.00	0.64	0.34

Fuente: Elaboración propia.

En el gráfico de barras de la Figura 71 se puede observar que los valores de FS calculados con el método FOSM, son cercanos a los FS calculados con el método de Simulación de Montecarlo. Además, en condición estática el método de equilibrio límite más conservador es Morgenstern–Price, sin embargo, en condición pseudoestática el método más conservador es Janbu.

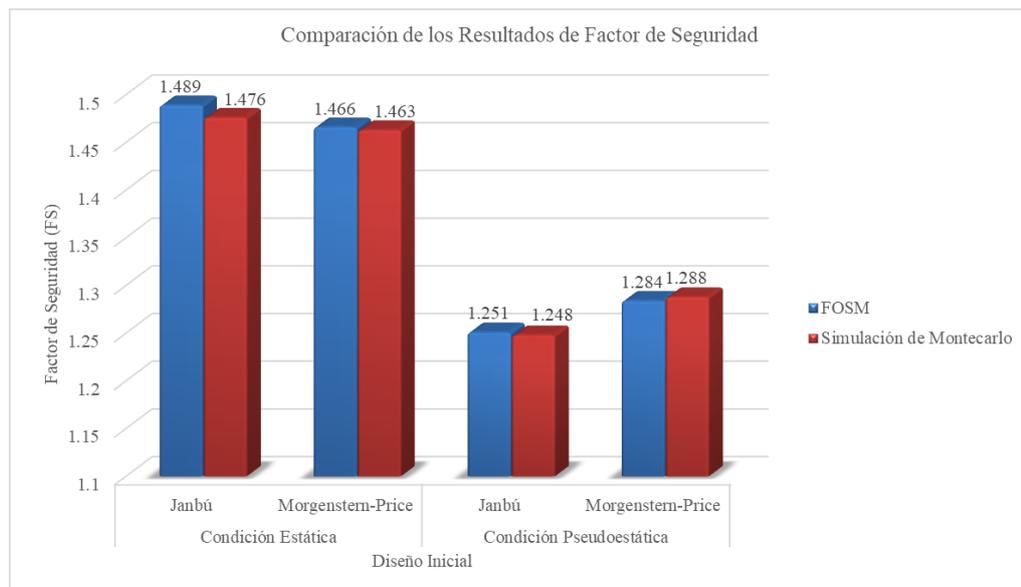


Figura 71. Comparación del FS entre el Método FOSM y Simulación de Montecarlo – Estabilidad Global de la Estructura Anclada.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Excel.

En el gráfico de barras de la Figura 72 se puede observar que los valores de índice de confiabilidad calculados con el método de Simulación de Montecarlo, son notablemente mayores a los obtenidos con el método FOSM, debido a que, al introducir los parámetros aumentados y disminuidos en una desviación estándar, las superficies de falla calculados se desplazan unos en relación a los otros, generando una mayor dispersión de los resultados. Además, para emplear el método FOSM fue necesario calcular 30 superficies de falla diferentes, mientras que el método de Simulación de Montecarlo solo se efectúa en una misma superficie de falla que es la más desfavorable. Es importante mencionar que en condición pseudoestática los valores de índice de confiabilidad obtenidos por el método de Simulación de Montecarlo están en el rango recomendado por Dell'Avanzi y Sayao (1998) en la Tabla 2, que para una estructura de contención es de [2,3].

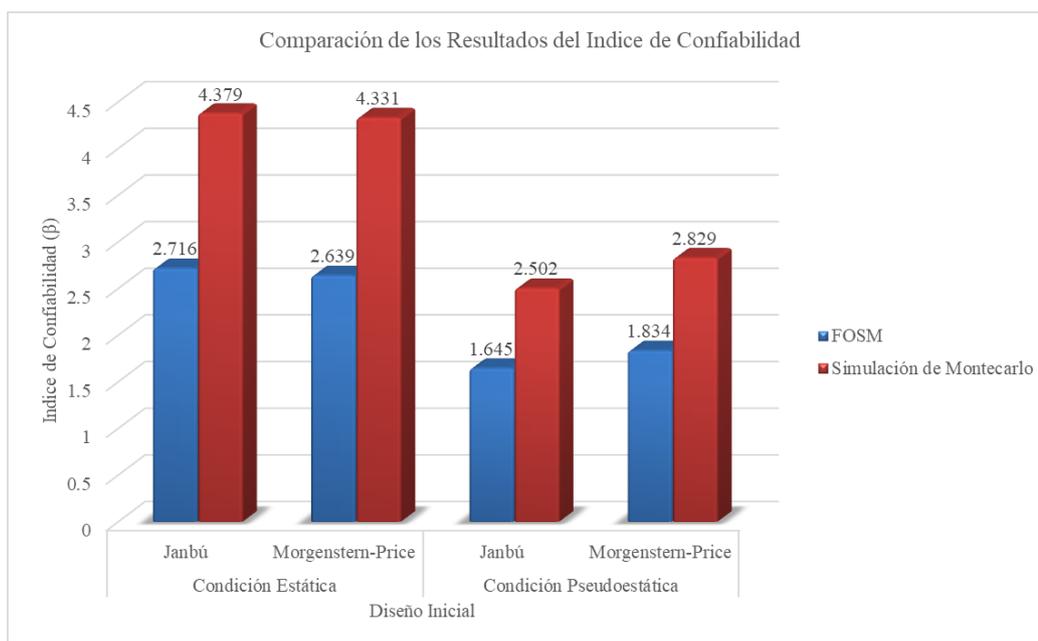


Figura 72. Comparación del Índice de Confiabilidad entre el Método FOSM y Simulación de Montecarlo – Estabilidad Global de la Estructura Anclada.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Excel.

En el gráfico de barras de la Figura 73 se puede observar que los valores de probabilidad de falla calculados con el método FOSM, son notablemente mayores a los obtenidos con el método de Simulación de Montecarlo, debido a que para

emplear este último método fue necesario calcular 30 superficies de falla diferentes tanto en condición estático como pseudoestática, lo que provocó una dispersión de los resultados.

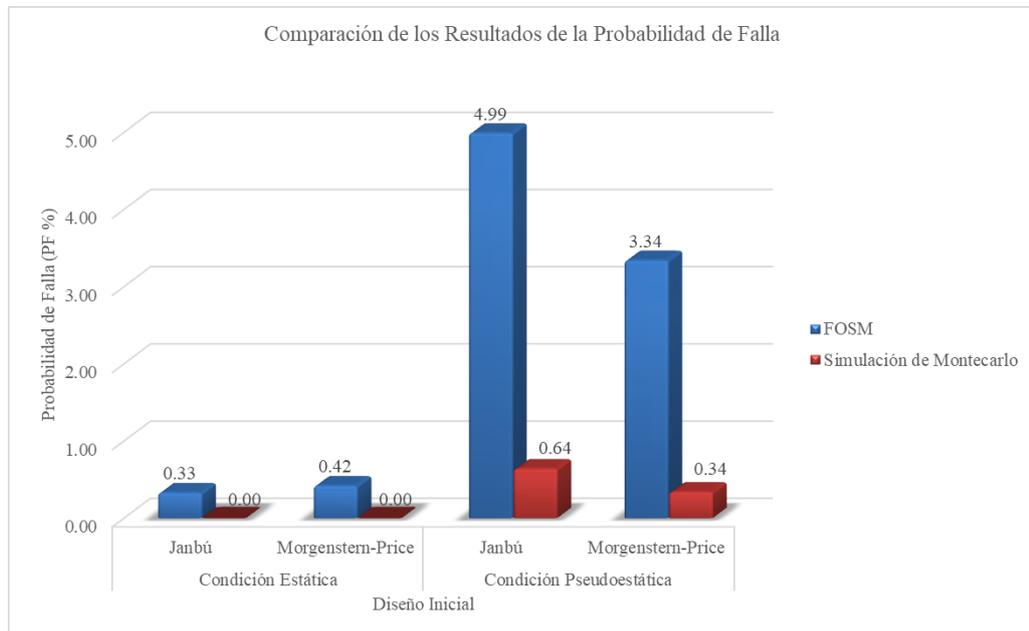


Figura 73. Comparación de la Probabilidad de Falla entre el Método FOSM y Simulación de Montecarlo – Estabilidad Global de la Estructura Anclada.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Excel.

En la Tabla 22 se puede apreciar los niveles de desempeño de las estructuras ancladas propuestas en el diseño de muros con anclajes postensados. En esta tabla se observa que los niveles de desempeño, analizados probabilísticamente por el método de “Simulación de Montecarlo”, obtenidos de la interpretación del índice de confiabilidad mediante los métodos de equilibrio límite de “Janbu” y “Morgenstern–Price”, son similares. Concluyendo que el diseño de muros con anclajes postensados es una buena opción, ya que tiene un nivel de desempeño “Bueno” en condiciones estáticas y un nivel de desempeño “Abajo del promedio” en condiciones pseudoestáticas.

Tabla 22

Nivel de Desempeño Esperado - Análisis de Estabilidad Global -Simulación de Monte Carlo.

Condición Estática		Condición Pseudoestática	
Janbu	Morgenstern-Price	Janbu	Morgenstern-Price
Bueno	Bueno	Abajo del Promedio	Abajo del Promedio

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 23 se muestran, los resultados de factor de seguridad obtenidos del estudio de estabilidad local de los anclajes postensados (AN-01, AN-02, AN-03, AN-04) definidos en el diseño de muros anclados; que fueron analizados a través del método de análisis probabilístico de “Aoki y Cintra”.

Tabla 23

Resultados del análisis de estabilidad local de los anclajes postensados– Método Aoki y Cintra.

Parámetros de Confiabilidad	AN-01	AN-02	AN-03	AN-04
FS_m (determinístico)	1.995	2.007	2.007	1.988
β_N	1.684	1.694	1.694	1.678
Pf (%)	4.61	4.51	4.51	4.67

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 24 se presentan, los resultados de factor de seguridad obtenidos del estudio de estabilidad local de los anclajes postensados (AN-01, AN-02, AN-03, AN-04) definidos en el diseño de muros anclados; que fueron analizados a través del método probabilístico “Simulación de Montecarlo”.

Tabla 24

Resultados del análisis de estabilidad local de los anclajes postensados– Método de Simulación de Montecarlo.

Parámetros de Confiabilidad	AN-01	AN-02	AN-03	AN-04
FS (probabilístico)	1.993	2.009	2.001	1.988
σ	0.593	0.593	0.596	0.591
β	1.675	1.702	1.680	1.672
Pf (%)	4.80	4.40	4.40	4.60

Fuente: Elaboración propia.

En el gráfico de barras de la Figura 74 se puede observar que los valores de factor de seguridad determinísticos calculados por el método de “Aoki y Cintra” y los valores de factor de seguridad probabilísticos calculados por el método de

“Simulación de Montecarlo”, son muy cercanos, puesto que, estos se diferencian en el tercer decimal. También, se puede notar que el valor de factor de seguridad (F.S) se aproxima al (F.S) recomendado por la norma técnica peruana E.050 para la determinación de la longitud del bulbo ($F.S = 2.00$). Concluyendo que los anclajes que poseen mayor factor de seguridad son los anclajes centrales AN-02 y AN-03.

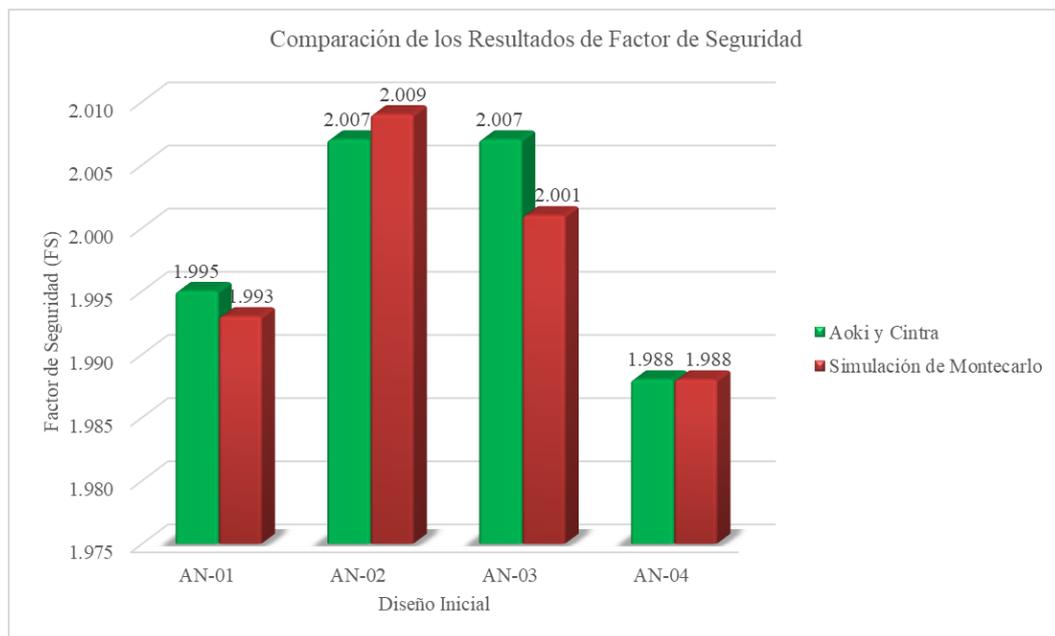


Figura 74. Comparación del Factor de Seguridad entre el Método de Simulación de Montecarlo y Aoki & Cintra – Estabilidad Local de los Anclajes Postensados.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Excel.

En el gráfico de barras de la Figura 75 se puede determinar, que los valores de probabilidad de falla calculados manualmente por el método de “Aoki y Cintra” son cercanos a los valores obtenidos por el método de “Simulación de Montecarlo”. Además, se aprecia que los anclajes centrales AN-02 y AN-03, analizados por el método de “Simulación de Montecarlo”, a pesar de que poseen las mismas características de longitud total, longitud de bulbo, número de cables y carga de trabajo, los resultados no son iguales a comparación del método manual, esto debido a que por cada ejecución del programa se generan nuevos valores aleatorios de capacidad de adherencia y a su vez nuevos resultados de índice de confiabilidad.

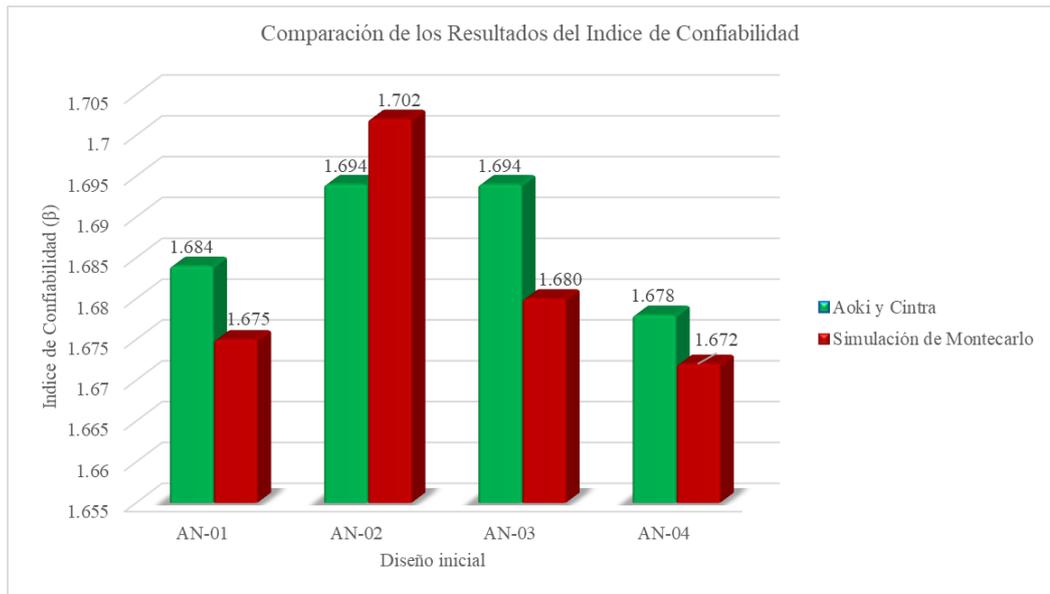


Figura 75. Comparación del Índice de Confiabilidad entre el Método de Simulación de Montecarlo y Aoki & Cintra – Estabilidad Local de los Anclajes Postensados.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Excel.

En el gráfico de barras de la Figura 76 se puede observar que los valores de probabilidad de falla calculados manualmente por el método de “Aoki y Cintra” son ligeramente mayores a los valores obtenidos por el método de “Simulación de Montecarlo, sin embargo, los resultados son cercanos, ya que se diferencian como máximo en el segundo decimal. Además, se puede notar que los anclajes que poseen menor probabilidad de falla son los centrales AN-02 y AN-03 y poseen el mismo valor de acuerdo al método probabilístico empleado, esto sucede porque los anclajes tienen las mismas características de longitud total, longitud de bulbo, número de cables y carga de trabajo.

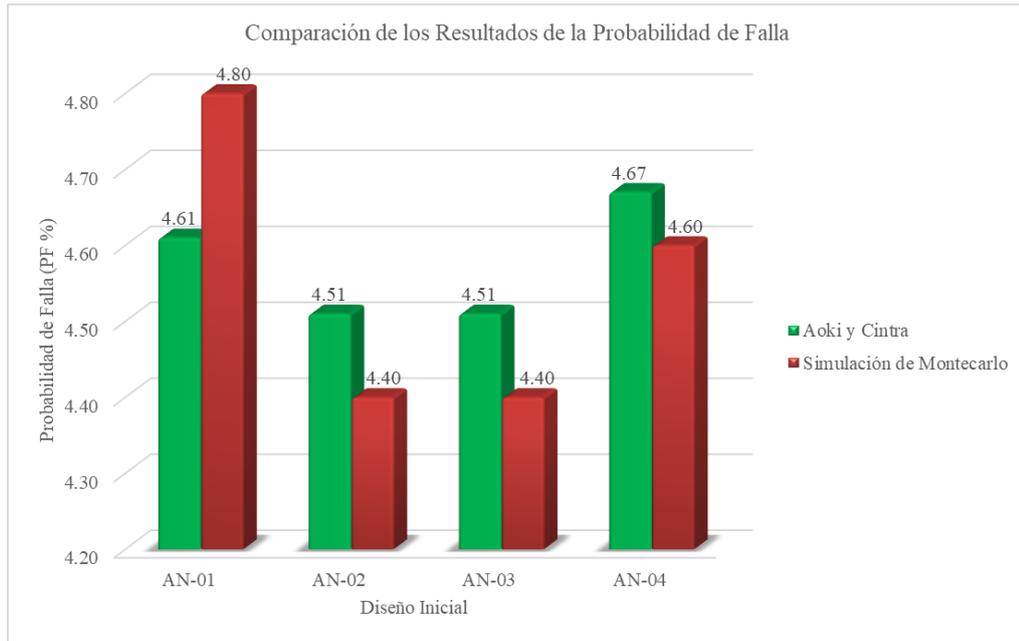


Figura 76. Comparación de la Probabilidad de Falla entre el Método de Simulación de Montecarlo y Aoki & Cintra – Estabilidad Local de los Anclajes Postensados.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Excel.

En la Tabla 25 se puede apreciar los niveles de desempeño de los anclajes, que conforman la estructura anclada. Los niveles de desempeño fueron obtenidos de la interpretación del índice de confiabilidad, el cual fue calculado a través del método probabilístico “Simulación de Montecarlo. Además, se observa que los anclajes postensados tienen un nivel de desempeño “Arriba del promedio” en condiciones estáticas y pseudoestáticas.

Tabla 25

Nivel de Desempeño esperado de los Diseños propuestos - Análisis de Estabilidad Local - Simulación de Monte Carlo.

AN01	AN02	AN03	AN04
Arriba del Promedio	Arriba del Promedio	Arriba del Promedio	Arriba del Promedio

Fuente: Elaboración propia.

6.3. Cuantificación de Riesgo Geotécnico.

En la Tabla 26 se muestran los datos de costo de reparación y vulnerabilidad, asumidas para el caso en estudio, así como, la probabilidad de falla obtenida por el método de equilibrio límite “Morgenstern–Price” y el método de análisis

probabilístico “Simulación de Montecarlo”, necesarios para el cálculo del costo de riesgo geotécnico. Además, se colocó el costo de construcción obtenido del presupuesto de ejecución de muros con anclajes postensados (Ver Anexo 14), finalmente el costo total definido como la suma del costo de construcción y el costo de riesgo. Se puede observar que en condiciones estáticas no existe costo de riesgo, mientras que en condición pseudoestática este costo aumenta ligeramente, por lo que, la probabilidad de falla y la vulnerabilidad asociada aumentan.

Tabla 26

Cuantificación de Riesgo Geotécnico.

		Condición Estática	Condición Pseudoestática
Costo de reparación	CR	\$ 1,000,000.00	\$ 1,000,000.00
Probabilidad de falla	Pf	0.00000	0.00340
Vulnerabilidad	v	0.50	0.70
Costo riesgo geotécnico	CRG	\$ 0.00	\$ 2,380.00
Costo de construcción	CC	\$ 53,248.33	\$ 53,248.33
Costo Total	CT	\$ 53,248.33	\$ 57,728.33

Fuente: Elaboración propia.

Nota: En el Anexo 17, se presentan esquemas de las metodologías de investigación, para un análisis probabilístico aplicado al análisis de estabilidad global de la estructura anclada y para un análisis probabilístico aplicado al análisis de estabilidad local del anclaje postensado.

6.4. Análisis Probabilístico Aplicado a Diseños Propuestos por Empresas Especialistas en Muros Anclados.

Nota 1: Los descriptores estadísticos de los parámetros geotécnicos para el análisis de los casos reales se puede observar en el Anexo 16.

Nota 2: Las características y cuadro de diseño de muros anclados de cada proyecto real analizado se puede observar en el Anexo 11.

En la Tabla 27 se muestran los resultados de los valores de factor de seguridad, índice de confiabilidad y probabilidad de falla, obtenidos del estudio de estabilidad global de la estructura anclada; analizados en condición estática y pseudoestática a través del método determinístico “Morgenstern-Price” y el método probabilístico “Simulación de Montecarlo”. Los reportes del análisis se pueden apreciar en el Anexo 12.

Tabla 27

Resultados del análisis de estabilidad global de la estructura anclada – Proyecto “1” – Método de Simulación de Montecarlo.

	Parámetros	Condición Estática	Condición Pseudoestática
EMPRESA A	FS (determinístico)	1.338	1.072
	FS (probabilístico)	1.299	1.084
	βN	1.284	28.867
	Pf (%)	1.901	0.584
EMPRESA B	FS (determinístico)	1.441	1.197
	FS (probabilístico)	1.447	1.202
	βN	0.061	7.190
	Pf (%)	2.651	1.469

Fuente: Elaboración propia.

En el gráfico de barras de la Figura 77 se aprecia, que en condición estática los valores de índice de confiabilidad del diseño de muros anclados propuestos por la “Empresa A” son inferiores a los de la “Empresa B”. En condición pseudoestática los valores del índice de confiabilidad disminuyen considerablemente, a pesar de que las empresas utilizan una aceleración sísmica horizontal de 0.15g y que el software Slide v6.0 realiza un cálculo simple del efecto de la aceleración sísmica sobre el talud en análisis. Es posible que el escenario fuera más negativo si se realizan análisis sísmicos más rigurosos.

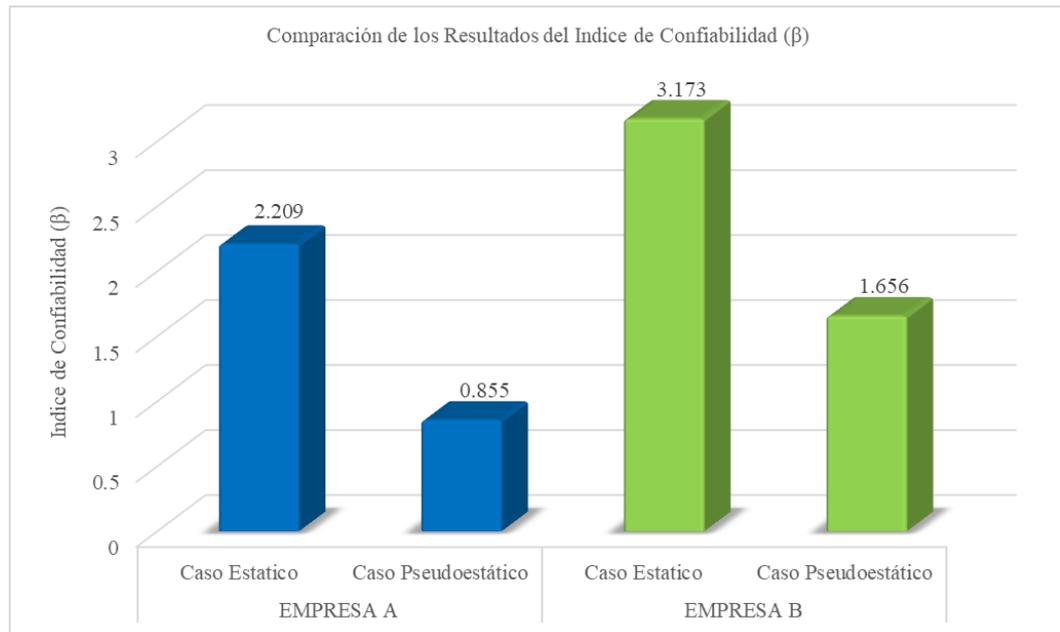


Figura 77. Comparación del Índice de Confiabilidad del Proyecto “1” – Estabilidad Global de la Estructura Anclada.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Excel.

En la Tabla 28 se comparan los niveles de desempeño de las estructuras ancladas en condición estática y pseudoestática. Se puede observar que el diseño de muros con anclajes postensados propuesto por la “Empresa A” tiene un nivel de desempeño pobre en condiciones estáticas y un nivel de desempeño peligroso en presencia de sismo, luego el diseño propuesto por la “Empresa B” tiene un nivel de desempeño arriba del promedio en condición estática, sin embargo, en condición pseudoestática su nivel de desempeño insatisfactorio. Finalmente, la “Empresa B” representa un diseño más seguro que la “Empresa A”, pero no puede ser considerado como un diseño adecuado en caso de sismo.

Tabla 28

Nivel de Desempeño esperado - Análisis de Estabilidad Global-Simulación de Montecarlo – Proyecto “1”

	CONDICIÓN ESTÁTICA	CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA
Empresa A	Pobre	Peligroso
Empresa B	Arriba del Promedio	Insatisfactorio

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 29 se comparan los resultados de factor de seguridad obtenidos del estudio de estabilidad local de los anclajes postensados (AN-01, AN-02, AN-03, AN-04) definidos en el diseño de muros anclados; que fueron analizados con el método probabilístico “Simulación de Montecarlo”. Los reportes del análisis se pueden apreciar en el Anexo 13.

Tabla 29

Resultados del análisis de estabilidad local de los anclajes postensados – Proyecto “1” – Método de Simulación de Montecarlo

Parámetros de Confiabilidad		AN-01	AN-02	AN-03	AN-04
EMPRESA A	FS (probabilístico)	4.272	4.272	4.668	4.668
	σ	1.266	1.266	1.384	1.384
	β	2.58	2.58	2.65	2.65
	Pf (%)	0.4	0.4	0.4	0.4
EMPRESA B	FS (probabilístico)	2.328	2.328	2.229	2.229
	σ	0.700	0.700	0.661	0.661
	β	1.9	1.9	1.86	1.86
	Pf (%)	5.0	5.0	5.0	5.0

Fuente: Elaboración propia.

En el gráfico de barras de la Figura 78 se puede observar que el índice de confiabilidad de los anclajes postensados propuestos por la “Empresa B” son inferiores a los de la “Empresa A”.

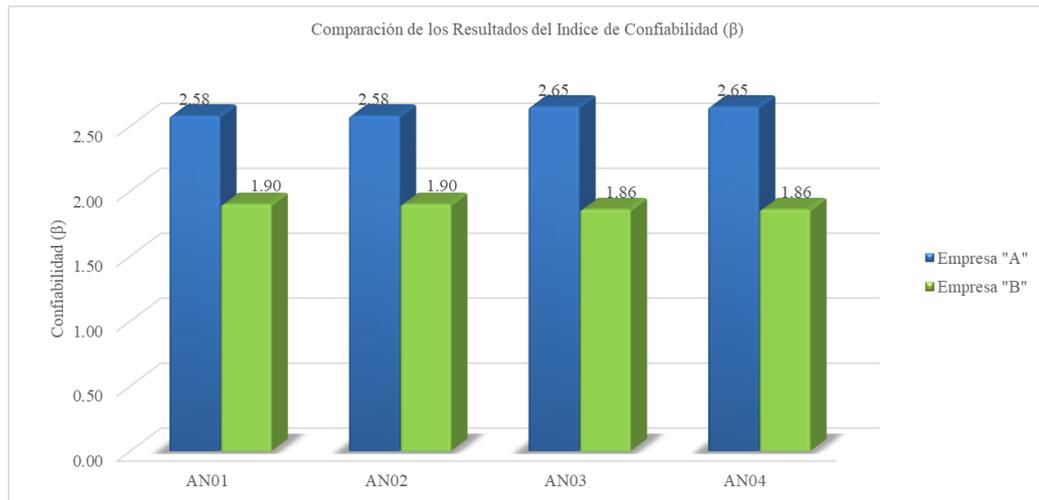


Figura 78. Comparación del Índice de Confiabilidad del Proyecto “1” – Estabilidad Local de los Anclajes Postensados.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Excel.

En la Tabla 30 se comparan los niveles de desempeño de los anclajes postensados. Se puede observar que los anclajes postensados propuestos por la “Empresa A” tiene un nivel de desempeño alto, luego los anclajes propuestos por la “Empresa B” tiene un nivel de desempeño arriba del promedio. Finalmente, los anclajes postensados propuesto por ambas empresas representan un diseño seguro.

Tabla 30

Nivel de Desempeño esperado - Análisis de Estabilidad Local – Simulación de Montecarlo – Proyecto “1”

	AN01	AN02	AN03	AN04
Empresa A	Alto	Alto	Alto	Alto
Empresa B	Arriba del Promedio	Arriba del Promedio	Arriba del Promedio	Arriba del Promedio

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 31 se muestran los datos de costo de reparación, vulnerabilidad y la probabilidad de falla obtenida por el método de equilibrio límite “Morgenstern–Price” y el método probabilístico “Simulación de Montecarlo”, necesarios para el cálculo del costo de riesgo geotécnico. Además, se colocó el costo de construcción obtenido del presupuesto de ejecución de los muros con anclajes postensados (Ver Anexo 14), finalmente el costo total definido como la suma del costo de construcción y el costo de riesgo.

Tabla 31

Cuantificación de Riesgo Geotécnico – Proyecto “1”

		Empresa A	Empresa B	
CONDICIÓN ESTÁTICA	Costo de reparación	CR	\$ 500,000.00	\$ 500,000.00
	Probabilidad de falla	Pf	0.01284	0.00061
	Vulnerabilidad	v	0.80	0.6
	Costo riesgo geotécnico	CRG	\$ 5,136.00	\$ 183.00
	Costo de construcción	CC	\$ 10,813.06	\$ 12,794.39
	Costo Total	CT	\$ 15,949.06	\$ 12,977.39
CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA	Costo de reparación	CR	\$ 500,000.00	\$ 500,000.00
	Probabilidad de falla	Pf	0.28867	0.07190
	Vulnerabilidad	v	0.90	0.70
	Costo riesgo geotécnico	CRG	\$ 129,901.50	\$ 25,165.00
	Costo de construcción	CC	\$ 10,813.06	\$ 12,794.39
	Costo Total	CT	\$ 140,714.56	\$ 37,959.39

Fuente: Elaboración propia.

En el gráfico de barras de la Figura 79 se puede observar que el costo de riesgo de la propuesta de diseño de muros con anclajes postensados de la “Empresa A” es notablemente superior al de la “Empresa B”, a pesar de que la diferencia del costo de construcción de ambas empresas es mínima. Debido a esto, el costo total que representa verdaderamente los costos asociados a un proyecto, muestra que, en condiciones estáticas, la opción más óptima en términos económicos es el diseño de la “Empresa B”.

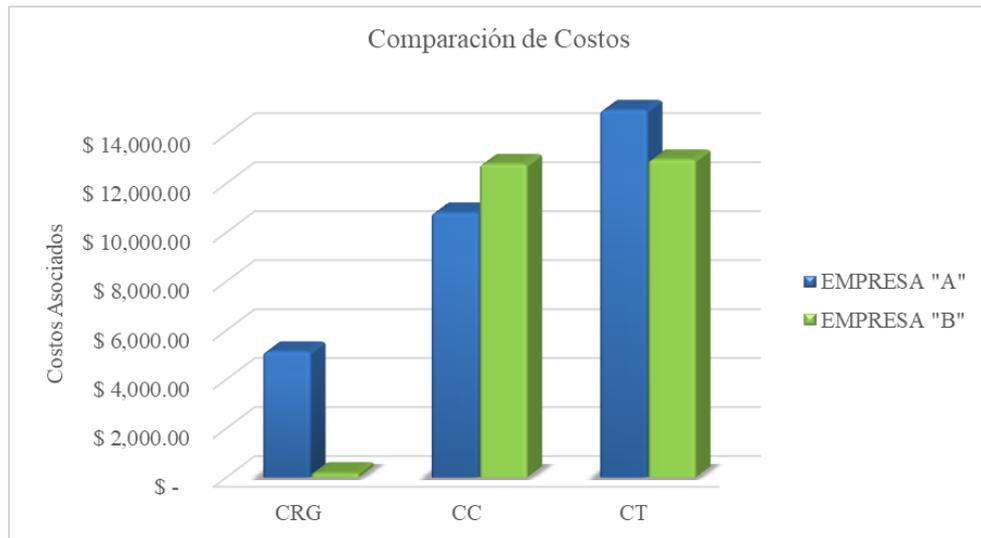


Figura 79. Comparación de los Costos Asociados del Proyecto “1” – Condición Estática.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Excel.

En el gráfico de barras de la Figura 80 se puede observar que el costo de riesgo de la propuesta de diseño de muros con anclajes postensados de la “Empresa A” es notablemente superior al de la “Empresa B”, a pesar de que la diferencia del costo de construcción de ambas empresas es mínima. Debido a esto, el costo total que representa verdaderamente los costos asociados a un proyecto, muestra que, en condiciones pseudoestáticas, la opción más óptima en términos económicos es el diseño de la “Empresa B”.

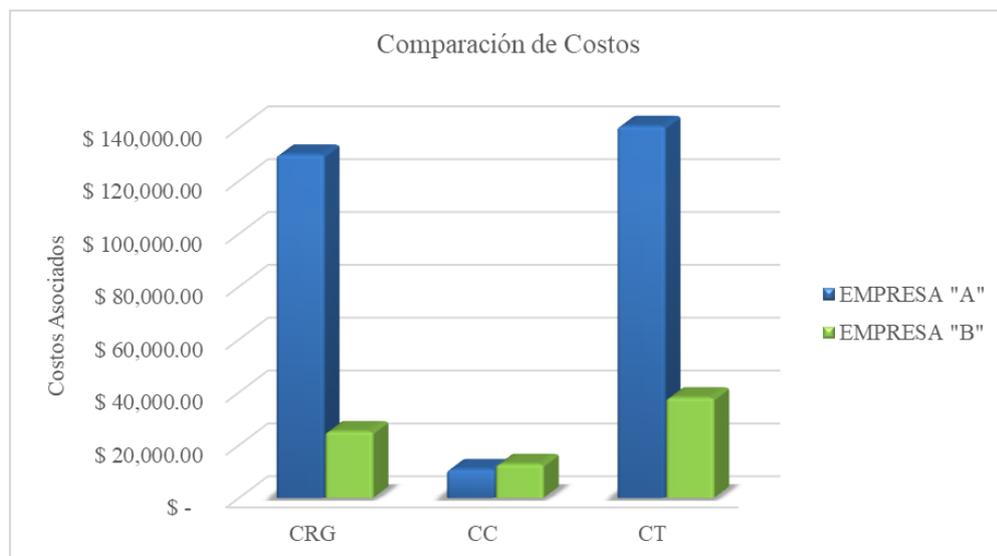


Figura 80. Comparación de los Costos Asociados del Proyecto “1” – Condición Pseudoestática.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Excel.

En la Tabla 32 se comparan los resultados de los valores de factor de seguridad, índice de confiabilidad y probabilidad de falla, obtenidos del estudio de estabilidad global de la estructura anclada; analizados en condición estática y pseudoestática a través del método determinístico “Morgenstern- Price” y el método probabilístico “Simulación de Montecarlo”. Los reportes del análisis se pueden apreciar en el Anexo 12.

Tabla 32

Resultados del análisis de estabilidad global de los anclajes postensados – Proyecto “2” – Método de Simulación de Montecarlo

Parámetros	Condición Estática		Condición Pseudoestática		
	Janbú	Morgenstern-Price	Janbú	Morgenstern-Price	
EMPRESA A	FS (determinístico)	1.162	1.129	0.975	0.928
	FS (probabilístico)	1.168	1.097	0.962	0.939
	βN	12.940	26.681	61.040	67.083
	Pf (%)	1.138	0.689	-0.295	-0.450
EMPRESA B	FS (determinístico)	1.356	1.303	1.122	1.088
	FS (probabilístico)	1.354	1.267	1.124	1.097
	βN	0.570	1.739	17.180	24.527
	Pf (%)	2.390	1.862	0.962	0.720

Fuente: Elaboración propia.

En el gráfico de barras de la Figura 81 se puede observar que en condición estática los valores de índice de confiabilidad del diseño de muros anclados propuestos por la “Empresa A” son inferiores a los de la “Empresa B”. En condición pseudoestática los valores de índice de confiabilidad disminuyen considerablemente a pesar de que las empresas utilizan una aceleración sísmica horizontal de 0.15g y que el software Slidev6.0 realiza un cálculo simple del efecto de la aceleración sísmica sobre el talud en análisis. Es posible que el escenario fuera más negativo si se realizan análisis sísmicos más rigurosos.

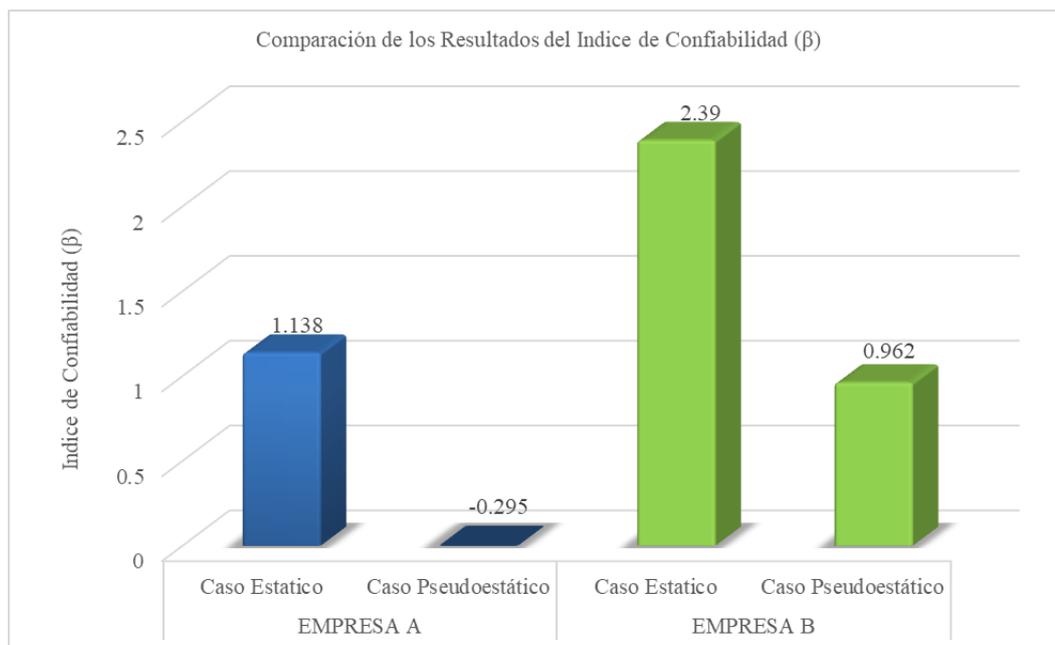


Figura 81. Comparación del Índice de Confiabilidad del Proyecto “2” – Estabilidad Global de la Estructura Anclada.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Excel.

En la Tabla 33 se comparan los niveles de desempeño de las estructuras ancladas en condición estática y pseudoestática. Se puede observar que el diseño de muros con anclajes postensados propuesto por la “Empresa A” tiene un nivel de desempeño peligroso en condición estática y pseudoestática, luego el diseño propuesto por la “Empresa B” tiene un nivel de desempeño pobre en condición estática y un nivel de desempeño peligroso en condición pseudoestática. Finalmente, ninguna propuesta de diseño puede ser considerada como un diseño seguro.

Tabla 33

Nivel de Desempeño esperado - Análisis de Estabilidad Global – Simulación de Montecarlo – Proyecto “2”

	CONDICIÓN ESTÁTICA	CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA
Empresa A	Peligroso	Peligroso
Empresa B	Pobre	Peligroso

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 34 se comparan los resultados de factor de seguridad obtenidos del estudio de estabilidad local de los anclajes postensados (AN-01, AN-02, AN-03, AN-04) definidos en el diseño de muros anclados; que fueron analizados con el método probabilístico “Simulación de Montecarlo”. Los reportes del análisis se pueden apreciar en el Anexo 13.

Tabla 34

Resultados del análisis de estabilidad local de los anclajes postensados – Proyecto “2” – Método de Simulación de Montecarlo

Parámetros de Confiabilidad		AN-01	AN-02	AN-03	AN-04
EMPRESA A	FS (probabilístico)	4.129	4.129	4.279	4.279
	σ	1.229	1.229	1.256	1.256
	β	2.55	2.55	2.61	1.45
	Pf (%)	0.5	0.5	0.4	0.4
EMPRESA B	FS (probabilístico)	2.204	2.240	2.240	2.207
	σ	0.654	0.664	0.664	0.645
	β	1.84	1.87	1.87	1.87
	Pf (%)	3.4	3.2	3.2	3.2

Fuente: Elaboración propia.

En el gráfico de barras de la Figura 82 se puede observar que el índice de confiabilidad de los anclajes postensados AN-01, AN-02 y AN-03, propuestos por la “Empresa B” son inferiores a los de la “Empresa A”, y el último anclaje denominado AN-03 posee mayor índice de confiabilidad en la “Empresa B”.

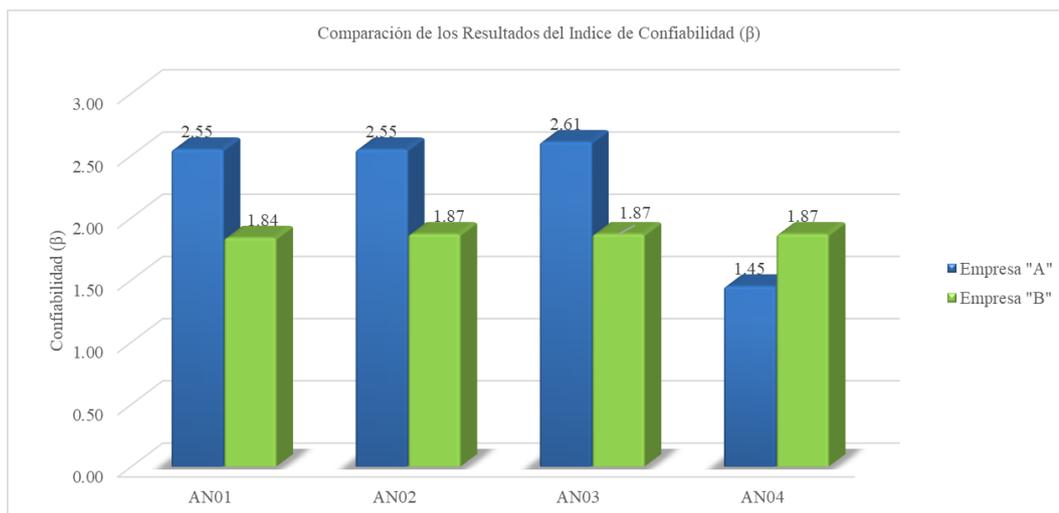


Figura 82. Comparación del Índice de Confiabilidad del Proyecto “2” – Estabilidad Local de los Anclajes Postensados.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Excel.

En la Tabla 35 se comparan los niveles de desempeño de los anclajes postensados. Se puede observar que los anclajes postensados propuestos por la “Empresa A” tiene un nivel de desempeño alto, luego los anclajes propuestos por la “Empresa B” tiene un nivel de desempeño arriba del promedio. Finalmente, los anclajes postensados propuesto por ambas empresas representan un diseño seguro.

Tabla 35

Nivel de Desempeño esperado - Análisis de Estabilidad Local – Simulación de Montecarlo – Proyecto “2”

	AN01	AN02	AN03	AN04
Empresa A	Alto	Alto	Alto	Abajo del Promedio
Empresa B	Arriba del Promedio	Arriba del Promedio	Arriba del Promedio	Arriba del Promedio

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 36 se muestran los datos de costo de reparación, vulnerabilidad y la probabilidad de falla obtenida por el método de equilibrio límite “Morgenstern–Price” y el método probabilístico “Simulación de Montecarlo”, necesarios para el cálculo del costo de riesgo geotécnico. Además, se colocó el costo de

construcción obtenido del presupuesto de ejecución de los muros con anclajes postensados, finalmente el costo total definido como la suma del costo de construcción y el costo de riesgo.

Tabla 36

Cuantificación de Riesgo Geotécnico – Proyecto “2”

		Empresa A	Empresa B	
CONDICIÓN ESTÁTICA	Costo de reparación	<i>CR</i>	\$ 1,000,000.00	\$ 1,000,000.00
	Probabilidad de falla	<i>Pf</i>	0.26681	0.01739
	Vulnerabilidad	<i>v</i>	0.80	0.70
	Costo riesgo geotécnico	<i>CRG</i>	\$ 213,448.00	\$ 12,173.00
	Costo de construcción	<i>CC</i>	\$ 48,031.28	\$ 56,472.14
	Costo Total	<i>CT</i>	\$ 261,479.28	\$ 68,645.14
CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA	Costo de reparación	<i>CR</i>	\$ 1,000,000.00	\$ 1,000,000.00
	Probabilidad de falla	<i>Pf</i>	0.67083	0.24527
	Vulnerabilidad	<i>v</i>	0.80	0.70
	Costo riesgo geotécnico	<i>CRG</i>	\$ 536,664.00	\$ 171,689.00
	Costo de construcción	<i>CC</i>	\$ 48,031.28	\$ 56,472.14
	Costo Total	<i>CT</i>	\$ 584,695.28	\$ 228,161.14

Fuente: Elaboración propia.

En el gráfico de barras de la Figura 83 se puede observar que el costo de riesgo de la propuesta de diseño de muros con anclajes postensados de la “Empresa A” es notablemente superior al de la “Empresa B”, a pesar de que la diferencia del costo de construcción de ambas empresas es mínima. Debido a esto, el costo total que representa verdaderamente los costos asociados a un proyecto, muestra que, en

condiciones estáticas, la opción más óptima en términos económicos es el diseño de la “Empresa B”.

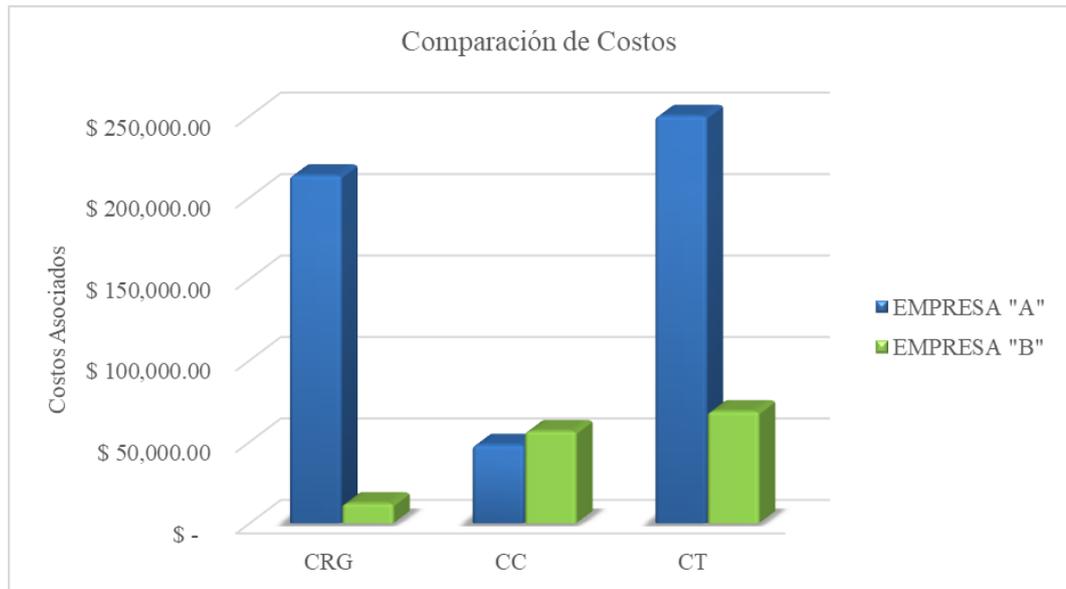


Figura 83. Comparación de los Costos Asociados del Proyecto “2” – Condición Estática.

Fuente: Elaboración propia empleando el software Excel.

En el gráfico de barras de la Figura 84 se puede observar el mismo análisis que en condición pseudoestática, siendo la opción más óptima en términos económicos el diseño de la “Empresa B”.

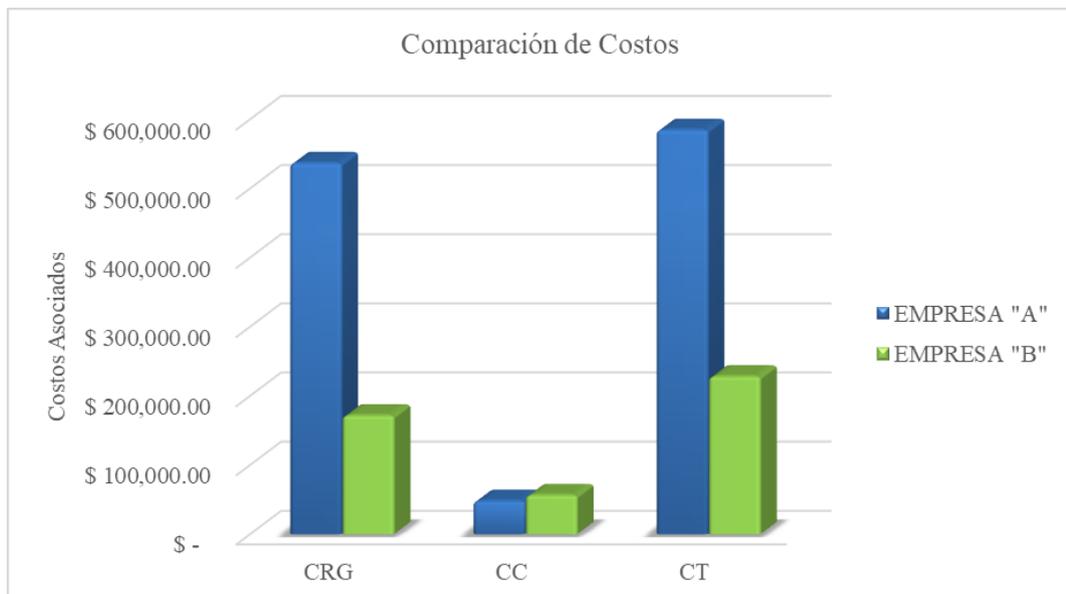


Figura 84. Comparación de los Costos Asociados del Proyecto “2” – Condición Pseudoestática

Fuente: Elaboración propia empleando el software Excel.

CONCLUSIONES

1. En la presente investigación se logró determinar la confiabilidad del diseño de muros con anclajes postensados ubicados en el Conglomerado de Lima, aplicando métodos probabilísticos, que incluyen la incertidumbre de los parámetros involucrados en el análisis geotécnico, de esta manera fue posible obtener resultados con información más completa y realista, comparado al tradicional factor de seguridad determinístico.
2. Se calcularon los coeficientes de variación (COV) de las variables aleatorias implicadas en el análisis de muros con anclajes postensados, determinando que el parámetro con mayor variabilidad es la cohesión con un (COV) de 44.38%, seguido por la capacidad de adherencia con un (COV) de 29.62%, siendo estos los parámetros de mayor importancia en el análisis de excavaciones profundas estabilizadas con muros anclados.
3. Se analizaron los métodos probabilísticos para el estudio de la estabilidad global de la estructura anclada y se determinó que el método FOSM subestima el índice de confiabilidad entre el 35 y 40% respecto al valor de índice de confiabilidad obtenido por el método de Simulación de Montecarlo, asimismo, para el estudio de estabilidad local de los anclajes, el método de Aoki y Cintra y el método de Simulación de Montecarlo son adecuados, ya que los valores de índices de confiabilidad se diferencian como máximo en 0.01.
4. Se analizó la confiabilidad de los diseños de muros con anclajes postensados propuestos por empresas especialistas en el rubro y se pudo evidenciar que dichas propuestas poseen diferencias en términos económicos y de nivel de desempeño, evidenciando que la metodología de análisis probabilístico permite mejorar la toma de decisiones.

RECOMENDACIONES

1. El ingeniero geotécnico debe determinar la confiabilidad que presenta su diseño de muros con anclajes postensados, y no sólo tratar de demostrar que es seguro y que no colapsará porque cumple con los factores de seguridad mínimos recomendados en las normas.
2. Se debe considerar la variabilidad de los parámetros en el análisis de la estabilidad de las estructuras ancladas en la norma técnica peruana de suelos y cimentaciones E.050.
3. Emplear los métodos determinísticos de Janbu y Morgensten Price para el análisis determinístico, ya que satisface el equilibrio de momentos. Así mismo, completar el análisis con el método probabilístico de Simulación de Montecarlo cada vez que se diseñe o realice alguna modificación en el diseño de muros con anclajes postensados con la finalidad de identificar el nivel de desempeño asociado.
4. Las empresas interesadas en implementar el sistema de muros anclados en sus proyectos inmobiliarios, deben solicitar un análisis probabilístico para conocer el nivel de desempeño de la estructura geotécnica diseñada y el costo de riesgo asociado, con la finalidad de tomar una mejor decisión.
5. Los futuros investigadores pueden comparar los resultados de los análisis probabilísticos empleando diseños de muros anclados, obtenidos a través del método de Kranz, FHWA, entre otros.
6. Como futura línea de investigación, se puede aplicar el análisis probabilístico de muros con anclajes postensados para distritos con suelos arenosos, teniendo en cuenta todas las consideraciones pertinentes para el diseño de anclajes.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Agreda, S., & Avila, E. (2020). *Análisis probabilístico de riesgo geotécnico en excavaciones profundas utilizando anclajes post-tensados en edificaciones de Lima Metropolitana* (tesis de pregrado). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima, Perú.
- Alonso, A. (2001). *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera. Madrid.* (Normativa de carreteras 4.1).
- Ang, A. y Tang, W. (1984). *Probability Concepts in Engineering Planning and Design: decision, risk and reliability.* New York, Estados Unidos: Wiley & Sons.
- Arias, J. y Covinos, M. (2021). *Diseño y Metodología de la Investigación.* Arequipa, Perú: Enfoques Consulting EIRL.
- Ayala, J. (1991). *Manual de Ingeniería de Taludes.* España: Editorial Gráfica Monterreyna S. A.
- Baecher, G. y Christian, J. (2003). *Reliability and Statistic in Geotechnical Engineering.* Chichester, Inglaterra: Wiley & Sons.
- Basurto, D. (2010). *Diseño e implementación de un equipo de corte directo para suelos gravosos en el laboratorio* (tesis de pregrado). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Bautista, B. (2020). *Análisis numérico de excavación de muros anclados utilizando técnica de retroanálisis para la obtención de parámetros geotécnicos en suelos granulares* (tesis de maestría). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Borja, M (2012). *Metodología de la Investigación Científica para Ingenieros.* Chiclayo.
- Braja, M. D. (2013). *Fundamentos de la Ingeniería Geotécnica.* Ciudad de México, México: Cengage Learning.
- Cintra, J. y Aoki, N. (2010). *Fundações por Estacas: projeto geotécnico.* São Paulo, Brasil: Oficina de Textos.
- Cortes, L., Maia, P., Fleischmann, M. (2019). *Análise do Índice de Confiabilidade de Fundações em Estacas Empregando Diferentes Metodologias - Estudo de Caso, 9º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia.* Conferência llevado a cabo en la 3ª Feira da Industria de Fundações e Geotecnia SEFE 9, São Paulo, Brasil.
- Dai, S., y Wang, M. (1992). *Reliability Analysis in Engineering Applications.* New York, Estados Unidos de America: Van Nostrand Reinhold.

- Dell'Avanzi, E. & Sayão, A (1998). Avaliação da probabilidade de ruptura de taludes. *XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*. Conferencia llevada a cabo en Brasilia, Brasil.
- Duncan, J. M. (2000). Factors of Safety and reliability in Geotechnical Engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126 (4),307-316.
- Elkateb, T., Chalaturnyk, R., & Robertson, P (2003). Geostatistical stability analysis of co-depositional sand-thickened tailings embankments. *The 56. annual Canadian Geotechnical and 4. joint IAH-CNC and CGS groundwater specialty conference*. Conferencia llevada a cabo en Winnipeg, Canadá.
- Encizo, R.& Nuñez, R. (2019). *Verificación de anclajes postensados mediante la aplicación del ensayo de capacidad en el edificio Hotel Ibis, San Isidro-Lima-Perú* (tesis de pregrado). Universidad Ricardo Palma, Lima, Perú.
- Favaretto, V., Santana, W. Análise de confiabilidade estrutural de problemas baseados na mecânica dos sólidos. *Revista Eletrônica de Engenharia Civil*,12(2), 14-25. doi:10.5216/reec.v12i2.37390
- Figueroa, G., Rodriguez, F. y Zelada E. (2011). *Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador* (Tesis de pregrado). Universidad de El Salvador, El Salvador.
- Geofortis. (2005, enero, 28). Procedimiento constructivo: Muro Anclado. *Geofortis*. Recuperadode:<http://www.geofortis.co.cr/descargas/Procedimiento%20constructivo%20muro%20anclado.pdf>
- Giacon, A. (2018). *Análise probabilística da estabilidade de taludes via teoria da confiabilidade* (tesis de maestría). Universidade Estadual Paulista, São Paulo, Brasil.
- Gómez, S. (2012). *Metodología de la investigación*. Tlalnepantla, México: Red Tercer Milenio.
- Gómez, Y. (2019). *Evaluación de sistemas de contención mediante el uso de anclajes y pilotes para la estabilización del talud expuesto a socavación, tramo 10+430 a 10+550 de la vía Panamericana Norte-Lima* (tesis de pregrado). Universidad Nacional Federico Villarreal, Lima, Perú.
- Griffiths, D., y Fenton, G. (2008). *Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering*. New York: Springer.

- Hernández, G. y Torres, C. (2020). *Análisis de confiabilidad de la propuesta de ingeniería de solución definitiva para la estabilización del talud de la Vía Evitamiento sector Zarumilla* (tesis de pregrado). Universidad Ricardo Palma, Lima, Perú.
- Hernández, R., Fernández, C., & Baptista Lucio, P. (2014). *Metodología de la investigación*. Ciudad de México, México: McGraw-Hill.
- Hidalgo, C y Assis, A. (2011). Evaluación de la incertidumbre en el análisis de estabilidad de un talud excavado en suelos residuales. *14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical*. Conferencia llevada a cabo en Toronto, Canadá.
- Hidalgo, C. y Pacheco, A. (2011, 06 de abril). Herramientas para análisis por confiabilidad en geotecnia: La teoría. *Revista Ingenierías*. Recuperado de <https://revistas.udem.edu.co/index.php/ingenierias/article/view/338>
- Huang, M, Sun, D, Wang, C y Keleta, Y. Reliability análisis of unsaturated soil slope stability using spatial random field-based Bayesian method. doi: 10.1007/s10346-020-01525-0
- Hynes, M. y Frankli, A. (Ed. 46th). (1984). *Rationalizing the seismic coefficient method*. Vicksburg, Mississippi: Editorial Army Coe Library Sacramen.
- Llatas, D.& Capuñay, J. (2019). *Análisis comparativo entre los métodos de equilibrio límite, cuña profunda y software especializado en elementos finitos, para el diseño geotécnico de muros anclados; aplicado a ejecución de sótanos en Lima Metropolitana* (tesis de pregrado). Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, Lambayeque, Perú.
- Luque, A. y Rodríguez, A. (2020). *Definición de criterios de influencia entre parámetros geotécnicos y profundidad en excavaciones, mediante la aplicación de un software de elementos finitos para la grava del conglomerado de Lima Metropolitana* (tesis de pregrado). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima, Perú.
- Manterola, C., Quiróz, G., Salazar, P., y García, N. (2019). Metodología de los tipos y diseños de estudio más frecuentemente utilizados en investigación clínica. *Revista Médica Clínica Las Condes*, 30(1), 36 – 49.
- Massad, F. (2010). *Obras de terra: curso básico de geotecnia*. São Paulo, Brasil: Oficina de Textos.

- Montgomery, D., y Runger, G. (2003). *Applied Statistics and Probability for Engineers*. New York, Estados Unidos de America: John Wiley & Sons.
- Murillo, T., y Ortuño, L. (2010). Auscultación y corrección de inestabilidad de taludes de carreteras y ferrocarriles. Anclajes y Bulonajes.
- Pérez, J. (2018). *Confiabilidad de Taludes de suelo no saturado expuestos a precipitaciones* (tesis de doctorado). Universidad Autónoma del Estado de México, Toluca, México.
- Puelles, J. (2011). *Determinación de la capacidad de adherencia con fines de diseño optimizado de anclajes en suelo-aplicación a excavaciones profundas en Lima Metropolitana* (tesis de maestría). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Riquelme, J. (2016). *Estudio de correlaciones para densidad relativa y resistencia al corte de suelos granulares gruesos* (tesis de pregrado). Universidad de Chile, Santiago de Chile, Chile.
- Rodríguez, L. (2007). *Probabilidad y estadística básica para ingenieros*. Guayaquil, Ecuador: ESPOL.
- Rosenblueth, E. (1975). Estimaciones puntuales para momentos de probabilidad. *Actas de la Academia Nacional de Ciencias de los Estados Unidos de América*, 72 (10), 3812-3814.
- Russelli, C. (2008). *Probabilistic methods applied to the bearing capacity problem*. Universitat Stuttgart: Stuttgart.
- Rychlik, I., y Rydén, J. (2006). *Probability and risk analysis: an introduction for engineers*. Berlin: Springer.
- Salinas, P. (2012). *Metodología de la investigación científica*. Mérida: Universidad de los Andes.
- Sánchez, S., Rodríguez, J., López, J., y Jiménez, Á. (2016). Caracterización de suelos granulares gruesos. El caso de la Grava de Lima, Reconocimiento, Tratamiento y Mejora del terreno. Simposio llevado a cabo en el X Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica Sociedad Española de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (SEMSIG), A Coruña, España.
- Saucedo, M. (2013). Diseño y ejecución de muros anclados, pilotes, inyecciones y micropilotes en la nueva sede de GyM en Lima. *Pilotes Terratest S.A*, 1-9.

Recuperado

de:

https://www.terratest.cl/pdf/publicaciones/GMD_Petit_Thouars.pdf

- Sousa, V., Driessnack, M., y Costa, I. (2007). Revisión de diseños de investigación resaltantes para enfermería parte 1: Diseños de investigación cuantitativa. *Revista Latinoamericana Enfermagem*, 15(3).
- Suárez, J. (1998). *Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales*. Bucaramanga, Colombia: Editorial Ingeniería de Suelos Ltda.
- Suarez, J. (2009). *Deslizamientos. Análisis geotécnico Vol. 1*. Santander, Colombia: Universidad Industrial de Santander.
- Suarez, L. O. (2016). *Análisis de estabilidad de taludes*. Medellín, Colombia: Por el autor.
- USACE (1999). *Risk-Based Analysis in Geotechnical Engineering for Support of Planning Studies*, ETL 1110-2-556, U. S. Army Corps of Engineers.
- Verdugo, R., Peters, M & Bejarano, I. (2001). Evaluación de parámetros geomecánicos de suelos gruesos. *VI Congreso Chileno de Geotecnia*. Conferencia llevada a cabo en Santiago, Chile.
- Wang, W. y Constantino, C. (2009). Reliability analysis of slope stability at nuclear power plant site. *20th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology*. Conferencia llevada a cabo en SMiRT, Espoo, Finlandia.
- Yasser, A. y Hegazy, M. Reliability of Estimated Anchor Pullout Resistance. doi: 10.1061/40663(2003)46

ANEXOS

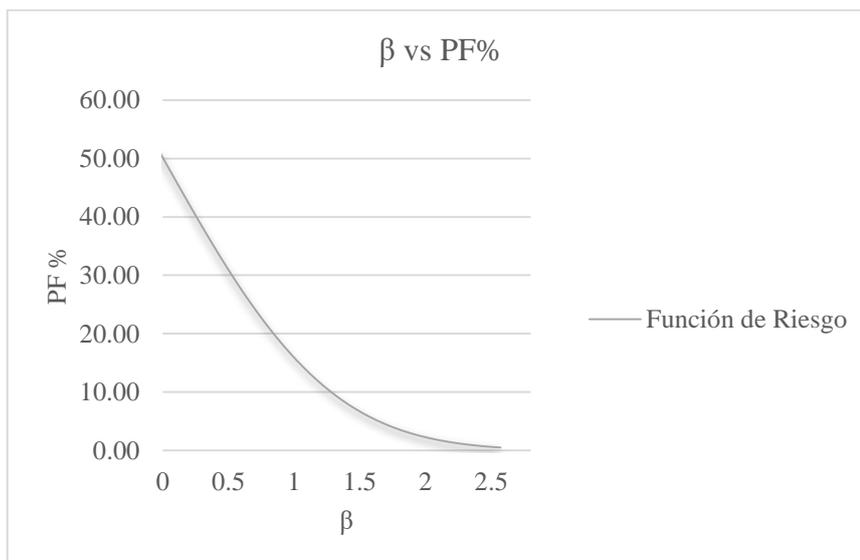
Anexo 1: Matriz de Consistencia.

PROBLEMA	OBJETIVO	METODOLOGÍA	TÉCNICAS / INSTRUMENTOS
GENERAL	GENERAL		
<p>¿Cómo determinar la confiabilidad del diseño de muros con anclajes postensados, empleados en la excavación de sótanos ubicados en el Conglomerado de Lima?</p>	<p>Determinar la confiabilidad del diseño de muros con anclajes postensados, empleados en la excavación de sótanos ubicados en el Conglomerado de Lima.</p>	<p>1. Tipo de investigación: Investigación básica, ya que servirá de base teórica para otras investigaciones.</p> <p>2. Nivel de investigación: Será exploratoria-descriptiva. Exploratoria ya que se estudiarán metodologías basadas en el análisis de confiabilidad, que no han sido aplicadas en demasía en el sistema de muros anclados para sótanos. Y descriptiva porque se expondrá los métodos de análisis de estabilidad global y local, las características geotécnicas y geométricas del talud artificial, el diseño y proceso constructivo de los muros anclados, entre otros aspectos que faciliten el desarrollo de la investigación.</p> <p>3. Enfoque de investigación: Mixto, se recolectarán datos numéricos y se analizarán utilizando la estadística.</p> <p>4. Método de investigación: El método será sintético.</p> <p>5. Diseño de investigación: Será no experimental de tipo transversal, por la razón que nuestro objeto de estudio será evaluado sin alterar ninguna situación y se realizará en una sola vez.</p>	<p>1. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos: Se empleó la técnica documental, mediante las fuentes electrónicas, repositorios, papers, conferencias, simulaciones, ensayos geotécnicos, ensayos de arrancamiento, informes técnicos, planos de sostenimiento de excavaciones profundas. Se utilizaron instrumentos como: Slide v.6.0, Easyfit v.5.5, @Risk v.5.5 y Excel. Instrumento: Fichas Bibliográficas, EasyFit, Slide, Excel y @Risk.</p> <p>2. Técnicas de Procesamiento y Análisis de Datos: La técnica de procesamiento de los datos será el análisis estadístico univariado. El análisis de datos se realizará empleando los softwares: EasyFit, Slide, @Risk y hojas de cálculo en Excel.</p>
ESPECÍFICOS	ESPECÍFICOS		
<p>a) ¿Cuáles son los coeficientes de variación (COV) de las variables aleatorias implicadas en el análisis del muro con anclajes postensados?</p> <p>b) ¿Cómo analizar los métodos probabilísticos empleados para el estudio de la estabilidad global de la estructura anclada y la estabilidad local de los anclajes?</p> <p>c) ¿Cómo analizar la confiabilidad de los diseños de muros con anclajes postensados propuestos por empresas especialistas en el rubro?</p>	<p>a) Calcular los coeficientes de variación (COV) de las variables aleatorias implicadas en el análisis de muros con anclajes postensados.</p> <p>b) Analizar los métodos probabilísticos empleados para el estudio de la estabilidad global de la estructura anclada y la estabilidad de los anclajes.</p> <p>c) Analizar la confiabilidad de los diseños de muros con anclajes postensados propuestos por empresas especialistas en el rubro.</p>		

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 2: Tabulación para la interpretación de los parámetros de confiabilidad, de la estabilidad local del anclaje.

Carga de Servicio	FS	β	PF%
400	4.21	2.57	0.50
450	3.74	2.47	0.67
500	3.37	2.37	0.88
550	3.06	2.27	1.15
600	2.81	2.17	1.49
650	2.59	2.07	1.91
700	2.40	1.97	2.43
750	2.24	1.87	3.06
800	2.10	1.77	3.82
850	1.98	1.67	4.74
900	1.87	1.57	5.81
950	1.77	1.47	7.07
1000	1.68	1.37	8.53
1050	1.60	1.27	10.21
1100	1.53	1.17	12.11
1150	1.46	1.07	14.25
1200	1.40	0.97	16.63
1250	1.35	0.87	19.25
1300	1.29	0.77	22.11
1350	1.25	0.67	25.20
1400	1.20	0.57	28.50
1450	1.16	0.47	32.00
1500	1.12	0.37	35.67
1550	1.09	0.27	39.47
1600	1.05	0.17	43.38
1650	1.02	0.07	47.35
1700	0.99	-0.03	51.35



Fuente: Elaboración propia empleando el software Excel.

Anexo 3: Análisis de confiabilidad de la resistencia estimada al arrancamiento del anclaje.

Este análisis consiste en hallar los índices de confiabilidad correspondientes, utilizando el PTI mínimo, promedio y máximo para los valores de la capacidad de adherencia entre el suelo/lechada de cemento del bulbo correspondiente al Conglomerado o Grava de Lima. Se siguió la metodología mostrada por Yasser A. y Hegazy M. (2003), en su investigación “Reliability of Estimated Anchor Pullout Resistance”.

Grava arenosa, medianamente densa a densa, según la NTP E0.50.

Valor Maximo Asumido	1.38	Mpa
Valor Promedio Asumido	0.795	Mpa
Valor Mínimo Asumido	0.21	Mpa

Fuente: Elaboración propia.

$$Bias (\lambda) = \frac{P_m}{P_p}$$

Dónde:

P_p : Valor Asumido de resistencia al arrancamiento

P_m : Resistencia a la extracción, medida por el anclaje

De los ensayos de arrancamiento recolectados, se tiene:

Pm tult (Mpa)	Bías (λ)		
	Mín	Prom	Máx
1.14	5.41	1.43	0.82
1.49	7.11	1.88	1.08
1.30	6.18	1.63	0.94
1.30	6.18	1.63	0.94
1.35	6.44	1.70	0.98
1.30	6.18	1.63	0.94
1.82	8.66	2.29	1.32
1.43	6.80	1.80	1.04
1.30	6.18	1.63	0.94
1.14	5.41	1.43	0.82
0.95	4.51	1.19	0.69
0.82	3.92	1.04	0.60
1.19	5.68	1.50	0.86
1.05	4.98	1.32	0.76
0.98	4.69	1.24	0.71
0.91	4.33	1.14	0.66
0.61	2.92	0.77	0.44
0.66	3.16	0.84	0.48
0.72	3.40	0.90	0.52
0.46	2.19	0.58	0.33
0.95	4.53	1.20	0.69
1.02	4.87	1.29	0.74

Fuente: Elaboración propia.

Se procede al cálculo del factor de seguridad, mediante las siguientes ecuaciones indicadas por Yasser A. y Hegazy M. (2003).

Probabilidad de Falla:

$$PF(\lambda) = \frac{\text{No de datos con } \lambda < 1}{\text{Total No de Datos}}$$

Índice de confiabilidad:

$$\beta = \frac{-1}{4.3} \times \ln\left(\frac{PF}{460}\right)$$

Factor de Resistencia:

$$\phi = \mu(\lambda) \times \exp(-0.87 \times B_T COV(\lambda))$$

$$FS = \frac{1}{\phi}$$

Bias (λ)	N° de Datos:	$\mu(\lambda)$	$\sigma(\lambda)$	COV(λ)	PF(λ)	β	ϕ	FS
Pm/Pp-mín	22	5.17	1.53	0.30	0.00	-	-	-
Pm/Pp-prom	22	1.37	0.40	0.30	0.18	1.96	0.82	1.21
Pm/Pp-max	22	0.79	0.23	0.30	0.86	1.57	0.53	1.90

Fuente: Elaboración propia.

Interpolando la capacidad de adherencia recomendada por la Norma E0.50 promedio y máxima, con los factores de seguridad calculados estadísticamente por el PTI, se obtiene un FS de 1.55. Lo cual podemos concluir que el FS que recomienda usar la NTP 0.50 para la estabilidad local del anclaje es más conservadora (FS = 2.00), sin embargo, podemos optimizar el diseño usando un FS de 1.55.

Anexo 4: Tabla de ensayos de corte directo y gran escala sobre el conglomerado o grava de Lima.

N ^o	Año	Ubicación	Fricción °	Cohesión Kpa	Densidad KN/m3	Autor
1	2015	Sector Santa Anita (20 m) Pico	43	47	-	(Sánchez et al.,2016)
2	2015	Sector Santa Anita (20 m) Residual	39.5	40	-	(Sánchez et al.,2016)
3	2014	Sector Santa Anita (10,5 m) Pico	42	64	-	(Sánchez et al.,2016)
4	2014	Sector Santa Anita (10,5 m) Residual	37.5	36	-	(Sánchez et al.,2016)
5	2014	Av.Salaverry, Hospital del Empleado	36	40	-	(Sánchez et al.,2016)
6	2009	Hotel Larcomar, Miraflores (pie de talud de acantilado)	35	10	-	Cerna, 2011
7	2009	Hotel Larcomar, Miraflores (talud a 40msnm)	40	20	-	Cerna, 2011
8	2011	Sótano Edificio Capital -San Isidro	40	40	21	Cerna, 2011
9	2009	Costa Verde(GP) Hotel Larcomar	40	15	19	Alva,2009
10	2006	Centro Empresarial San Isidro (Cruce de la Av.República de Panamá -M.Seminario-S.Cristobal -S.I)	43.5	27	-	Alva,2008
11	2005	Intersección Av.Izaguirre y Panamericana Norte	40	20	-	(Sánchez et al.,2016)
12	1997	Malecón de la Marina, Miraflores	39.9	55		Cañari, 2001
13	1996	Costa Verde(GP)	40	40	22	Matinez 1996
14	1996	Costa Verde(GP)	25	40	22	Matinez 1996
15	1996	Campus de UNMSM (Intersección Av.Venezuela y Av.Universitaria)	34	15	-	Shuan, 1997
16	1988	Costa Verde(GP)	42	80	22	Carrillo 1988
17	1988	Costa Verde(GP)	36	40	18	Carrillo 1988
18	1984	Costa Verde (Acantilados Punta-Chorrillos)	39	60	22	García, 1984
19	1982	Intersección Av.Emancipación y Jr.Camana	40	40	-	(Sánchez y Rodriguez.,2012)
20	1982	Intersección Av.Nicolás Pierola (Beneficiencia)	37	60	-	(Sánchez et al.,2016)
21	1982	Intersección Av.Abancay y Av.Nicolás Pierola (Ministerio de Educación)	36	40	-	(Sánchez et al.,2016)
22	1972	Hospital del Empleado (Av.Arenales con Av.Domingo Cueto)	25	47.5	-	(Sánchez y Rodriguez.,2012)

N ^o	Año	Ubicación	Fricción	Cohesión	Densidad	Autor
			°	Kpa	KN/m ³	
23	1972	Banco de Vivienda (Av.Emancipación con Av.Canadá)	40	42.5	-	Humala,1972
24	1972	Terreno de la Beneficiencia Pública (Av.Abancay cuadra 14)	60	37	-	Humala,1972
25	2001	Malecon de la Marina en los Acatilados de la Costa Verde, Miraflores	40	55	-	Hidroenergía Consultores en Ingeniería.
26		Costa Verde	29	90		Cañari, 2001
27	2010		41.9	34	21.5	Basurto,2010
28	2010	Laboratorio Geotécnico del Cenfro Peruano Japonés de Investigadones Sísmiras y Mitigación de Desastres (CISMID)	43.5	63	22	Basurto,2010
29	2010		50	27	19.7	Basurto,2010
30	2010		42	30	23	Basurto,2010
31	2010		43	13	19.8	Basurto,2010
32	2016		Investigaciones recientes en el suelo granular grueso de lima	25	44	18
33	2016	42		84	22	Carrillo Gil ,2016
34	2014	Metro de Lima Linea 2	40	58	21	Consorio Metro Subterraneo de Lima ,2014
35	1972	Conglomerado de Lima	35	40	-	UNI, 1972
36	1972	Conglomerado de Lima	40	50	-	UNI, 1972

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 5: Tabla de ensayos de arrancamiento.

Autor	Nombre de la Edificación	Nombre de Ensayo	Longitud Bulbo Lb (m)	Carga de Ensayo Pe (t)	Carga Última Anclaje Pult (t)	Carga Última Adherencia tult (t/m2)
Puelles (2010)	U.de Lima	UL-04 P	4.00	150.00	140.00	111.41
Puelles (2010)	Juan de Arona	JA-02P	2.00	120.00	92.00	146.42
Puelles (2010)	Andres Reyes	AR-03P1	3.00	150.00	120.00	127.32
		AR-03P2	3.00	150.00	120.00	127.32
		AR-03P3	3.00	150.00	125.00	132.63
		AR-03P4	3.00	150.00	120.00	127.32
Puelles (2010)	ISIL- Miraflores	IS-01P	1.00	60.00	56.00	178.25
		IS-02P	2.00	120.00	88.00	140.06
		IS-03P	3.00	150.00	120.00	127.32
		IS-04P	4.00	150.00	140.00	111.41
		IS-06P	6.00	210.00	175.00	92.84
		IS-08P	8.00	210.00	203.00	80.77
Puelles (2010)	Platino III	PL-04P	4.00	210.00	147.00	116.98
		PL-05P	5.00	210.00	161.00	102.50
		PL-06P	6.00	210.00	182.00	96.55
		PL-07P	7.00	210.00	196.00	89.13
Sosa y Vilchez (2017)	Centro Comercial Plaza Surco	ENSY.1	7.00	150.00	145.00	60.10
		ENSY.2	6.00	140.00	135.00	65.10
		ENSY.3	5.00	125.00	121.00	70.10
		ENSY.4	4.00	107.00	104.00	45.10
		ENSY.5	3.00	97.00	97.00	93.30
		ENSY.6	2.00	69.00	69.00	100.20

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 6: Diseño de anclajes para un talud hipotético, por la FHWA y NTP E0.50.

Para el diseño, se consideró una altura de excavación de 15.00m y los siguientes parámetros.

N° Estrato	γ (Kn/m3)	ϕ (°)	C (Kpa)
1	19.0	38.0	20.0
2	20.0	38.0	25.0
3	21.0	40.0	30.0
4	22.0	45.0	35.0
5	22.0	45.0	40.0

Según la metodología FHWA, se tiene el cálculo de:

1. Parámetros de empuje:

Coefficiente de Empuje Ka (Rankine)

$$\phi_{mob} = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \phi}{FS}\right) \quad K_{Amob} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi_{mob}}{2}\right)$$

N° Estrato	K_o	ϕ_{mob}	K_{Amob}	K_{usar}
1	0.384	25.33	0.40	0.40
2	0.384	25.33	0.40	0.40
3	0.357	26.67	0.38	0.38
4	0.293	30.00	0.33	0.33
5	0.293	30.00	0.33	0.33

2. La carga total debido a la presión de tierras por estrato:

Empuje Total Efectivo T_L

$$T_L = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2$$

N° Estrato	H (m)	Presión ($\gamma \cdot H$)	TL (kN/m)
1	2	38.00	15.23
2	2	40.00	16.03
3	7	147.00	195.74
4	2	44.00	14.67
5	2	44.00	14.67
$T_{L\text{ TOTAL}}$			256.33

3. Determinación de los espacios verticales entre los anclajes:

$$MN_{pos1} = MN_{neg1}$$

$$\frac{1}{10} PH_{(2,3,4)}^2 = \frac{13}{54} PH_1^2$$

Dónde:

$$0.1 PH_{(2,3,4)}^2 = 0.241 PH^2$$

$$H_{(2,3,4)} = 1.55 H_1$$

Sabemos que:

$$H = 7.21H_1 = 15.00$$

$$H_1 = 2.00m$$

Reemplazando se tiene:

$$H_{(2,3,4)} = 3.50m$$

4. Presión o Cargas de Empuje:

$$P = \frac{T_L}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}}$$

$$P = 18.99 \text{ kN/m}^2$$

5. Sobrecarga por estructuras aledañas:

Carga uniformemente distribuida en la superficie

$$\text{Por Piso} = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$\# \text{ Pisos} = 10$$

$$q_s = 100.00 \text{ kN/m}^2$$

Presión por sobrecarga

$$P_s = K \times q_s$$

$$P_s = 34.23 \text{ kN/m}^2$$

6. Fuerzas horizontales:

Método de área tributaria

$$T_{H1} = \left[\left(\frac{2}{3} \right) H_1 + \left(\frac{1}{2} \right) H_2 \right] P + \left(H_1 + \frac{H_2}{2} \right) P_s$$

$$T_{H2} = \left[\left(\frac{1}{2} \right) H_2 + \left(\frac{1}{2} \right) H_n \right] P + \left(\frac{H_2}{2} + \frac{H_n}{2} \right) P_s$$

$$T_{Hn} = \left[\left(\frac{1}{2} \right) H_n + \left(\frac{23}{48} \right) H_{n+1} \right] P + \left(\frac{H_n}{2} + \frac{H_{n+1}}{2} \right) P_s$$

$$R_B = \left[\left(\frac{3}{16} \right) H_{n+1} \right] P + \left(\frac{H_{n+1}}{2} \right) P_s$$

ANCLAJE	CARGA (kN/m)
TH1(1.2)	186.92
TH2(2.3)	257.26
TH3(3.4)	257.26
TH4(4.5)	230.65
Rb	51.69

7. Cargas de diseño:

Nota: La separación horizontal depende del criterio del proyectista por recomendación de norma FHWA se estima un valor de 4.5m, para evitar falla estructural de la pantalla de concreto. Para la presente investigación se usó un ángulo de inclinación vertical de 15°

$$T_D = \frac{T_{h1} \cdot S_h}{\cos\Psi}$$

<i>Carga Axial de Tensado</i>	<i>kN</i>	<i>Ton</i>
TD1	870.81	88.00
TD2	1198.50	120.00
TD3	1198.50	120.00
TD4	1074.53	108.00

8. Longitud libre:

El cálculo de la longitud libre se hará según el método de Rankine, el cual propone un plano de falla recto con un ángulo de $45^\circ + \Phi_{mob}/2$. Es importante resaltar que este plano de falla es referencial, se sabe que el plano de falla real corresponde a un segmento circular. Aquí se utiliza con el fin de tener una dimensión estimada.

Se realizó teniendo en cuenta las restricciones de la norma E0.50, la cual indica que la longitud libre del anclaje no deberá ser menor a 4.50m.

ANCLAJE	ϕ_{mob}	L _L (m)	L _L (SEGÚN E0.50)
T1	25.33	10.28	10.30
T2	25.33	8.32	8.40
T3	26.67	6.29	6.30
T4	30.00	4.29	4.50

Según la Norma Técnica Peruana de Suelos y Cimentaciones, se tiene el cálculo de:

1. Cálculo del número de cables.

La carga de trabajo del acero o cable, según la Norma E0.50 se basa en la siguiente fórmula, en la cual el A_s a considerar es de 139.90mm^2 , esfuerzo de fluencia de 16800kg/cm^2 y un coeficiente de seguridad de 1.50, ya que analizaremos anclajes provisionales.

$$P_{WCABLE} = \frac{0.9 \times f_y \times A_s}{n}$$

$$P_{WCABLE} = 138.29 \text{ kN}$$

Obteniendo así el número de cables, dividiendo la carga axial de tensado entre la carga de trabajo de un cable.

ANCLAJES	CARGA (kN)	#DE CABLES
T1	870.81	7
T2	1198.50	9
T3	1198.50	9
T4	1074.53	8

2. Cálculo de las longitudes del bulbo de cada anclaje.

$$L_b = \frac{P_w}{\pi \times D \times \tau_w}$$

Considerando el diámetro de perforación de 114.00mm y una capacidad de adherencia de 53.23 Ton/m²

Reemplazando valores se tiene:

ANCLAJE	P _w kN	Lbulbo m
T1	870.81	4.70
T2	1198.50	6.50
T3	1198.50	6.50
T4	1074.53	5.80

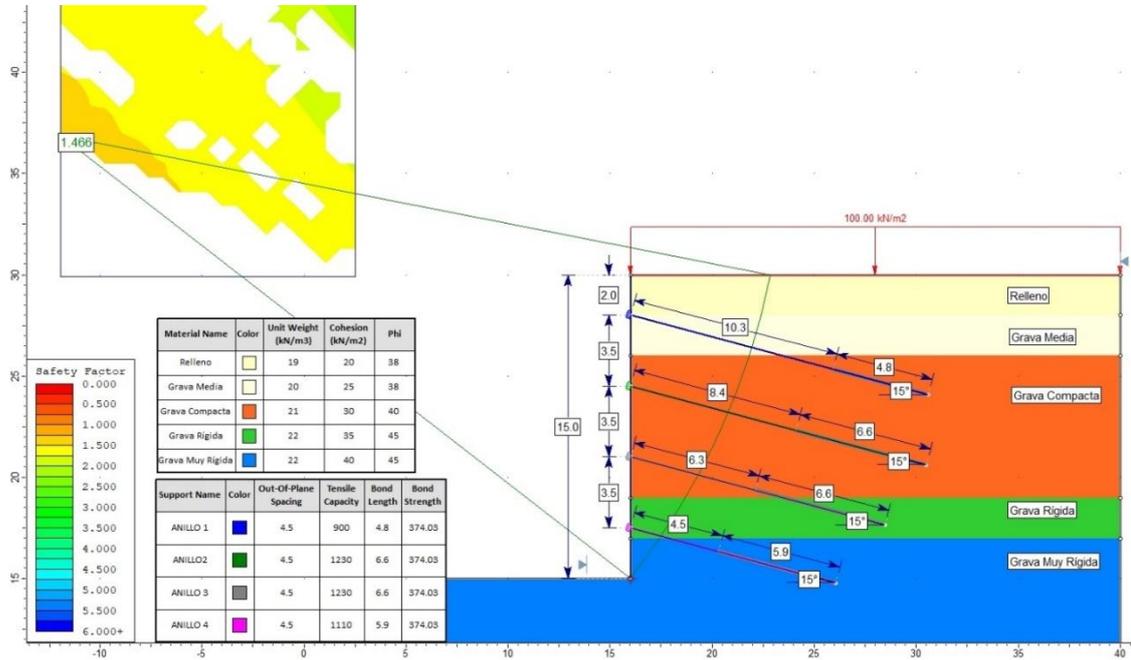
Anexo 7: Parámetros propuestos para el distrito de San Miguel.

Prof (m)	γ (Kn/m ³)	ϕ (°)	C (Kpa)
0.00-1.20	18	30	15
1.50-2.20	19	38	20
2.20-4.40	20	38	25
4.40-5.70	21	40	30
5.70-6.60	21	40	30
6.60-8.80	21	40	30
8.80-11.0	22	40	30
11.0-12.2	22	45	35
12.2-13.2	22	45	35
13.2-14.0	22	45	40
14.0-15.0	22	45	40

Fuente: Elaboración propia a partir de Bautista (2020).

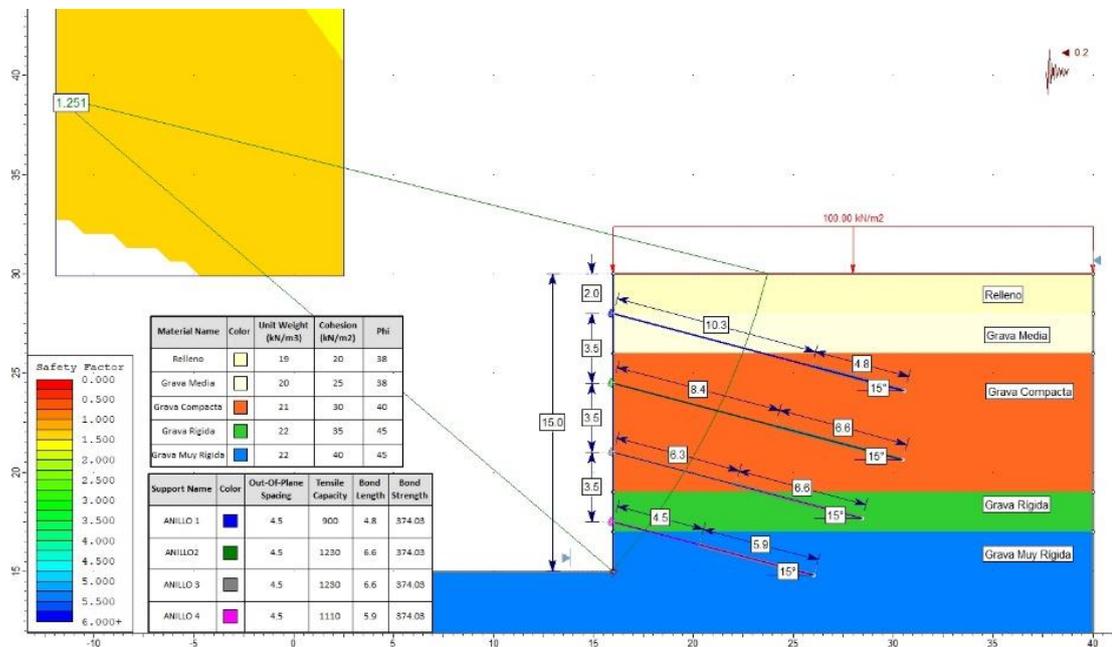
Anexo 8: Resultados obtenidos mediante el programa Slide v6.0 – Método FOSM.

Condición estática – Morgenstern-Price – Con parámetros iniciales



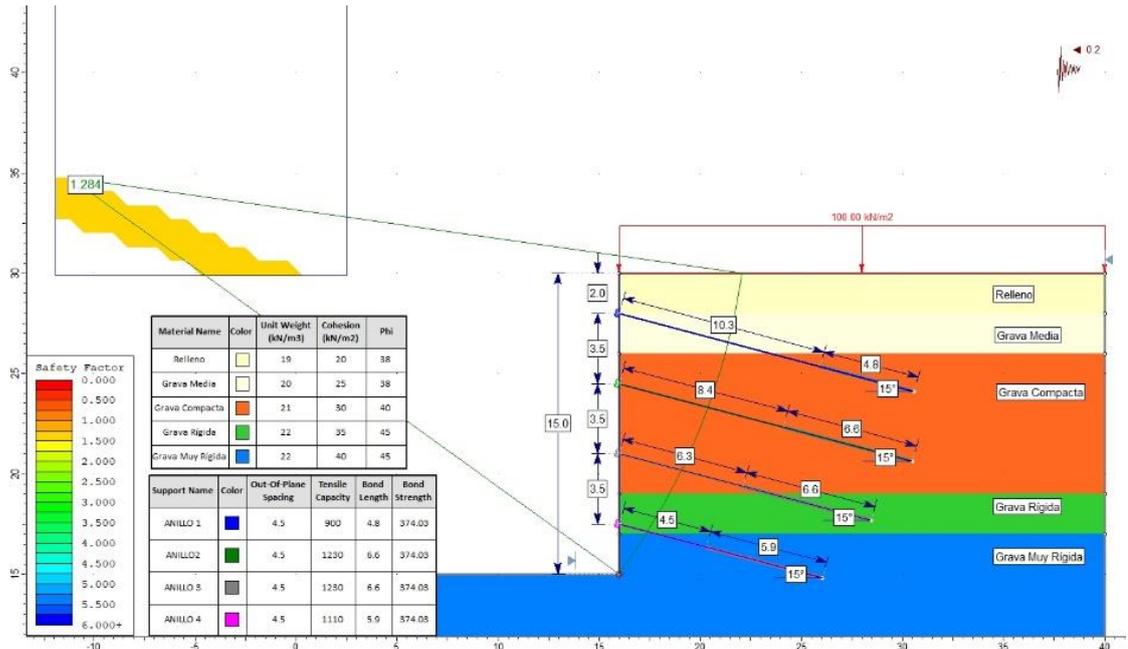
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestático – Janbu – Con parámetros iniciales



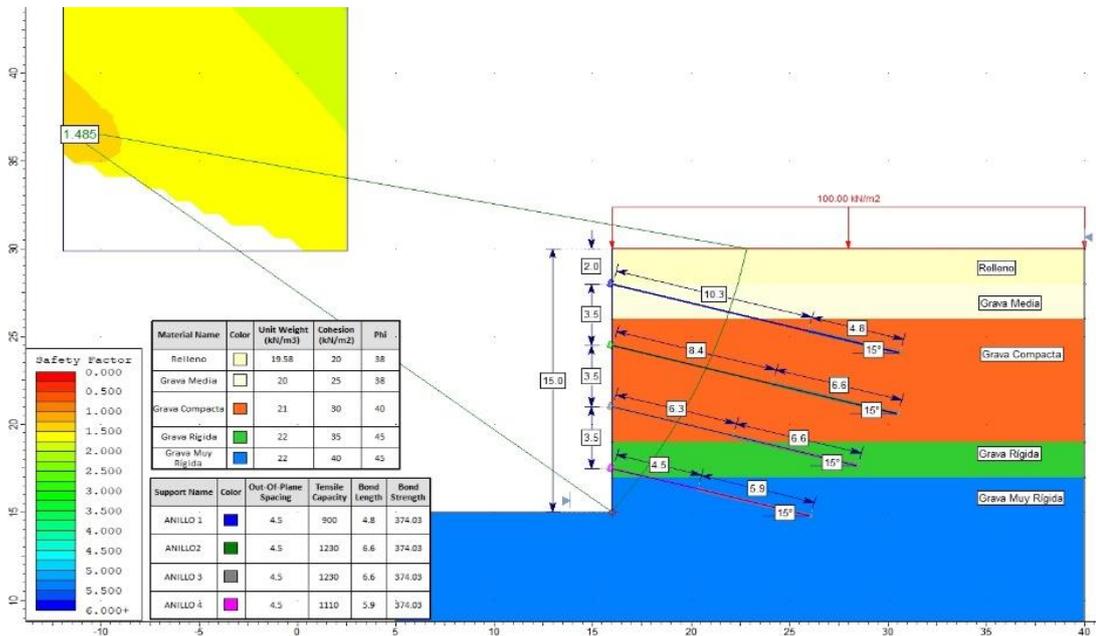
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestático – Morgenstern-Price – Con parámetros iniciales



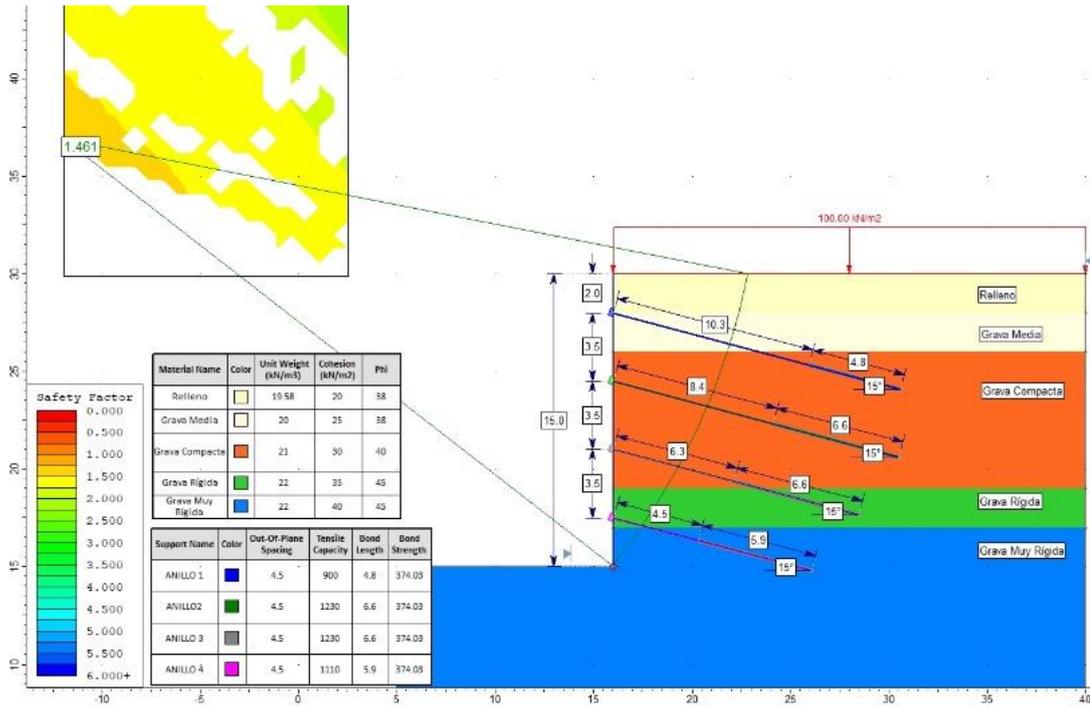
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estático – Janbu – Relleno F⁺ – Peso Específico.



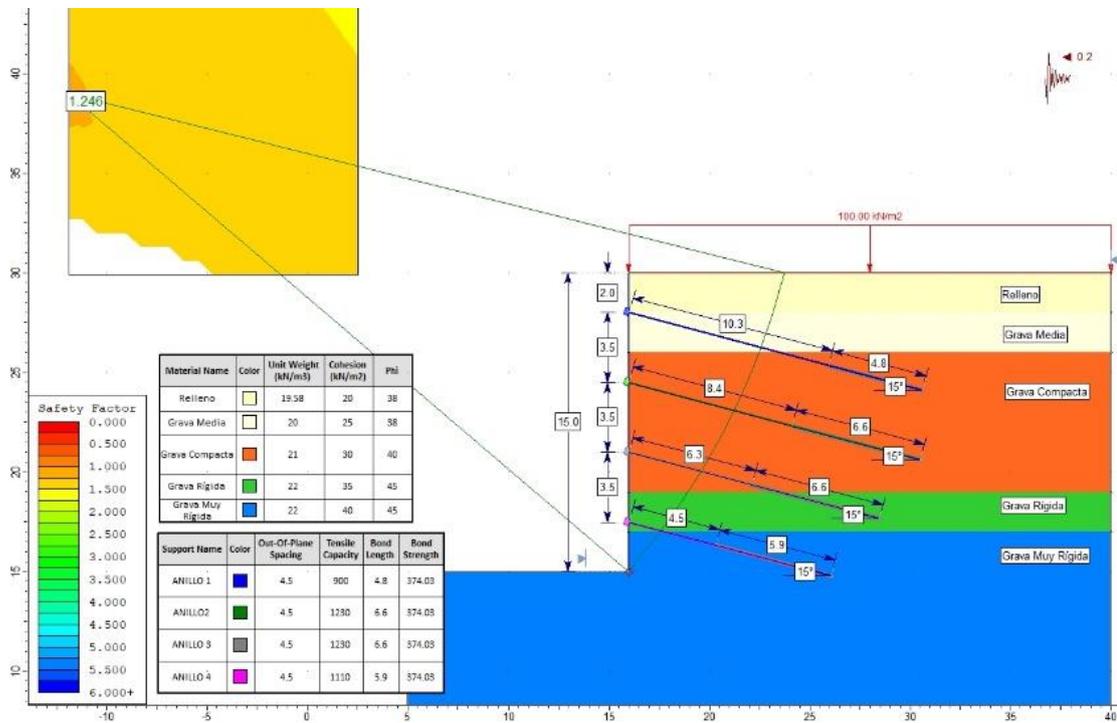
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estático – Morgenstern-Price – Relleno F+ – Peso Específico.



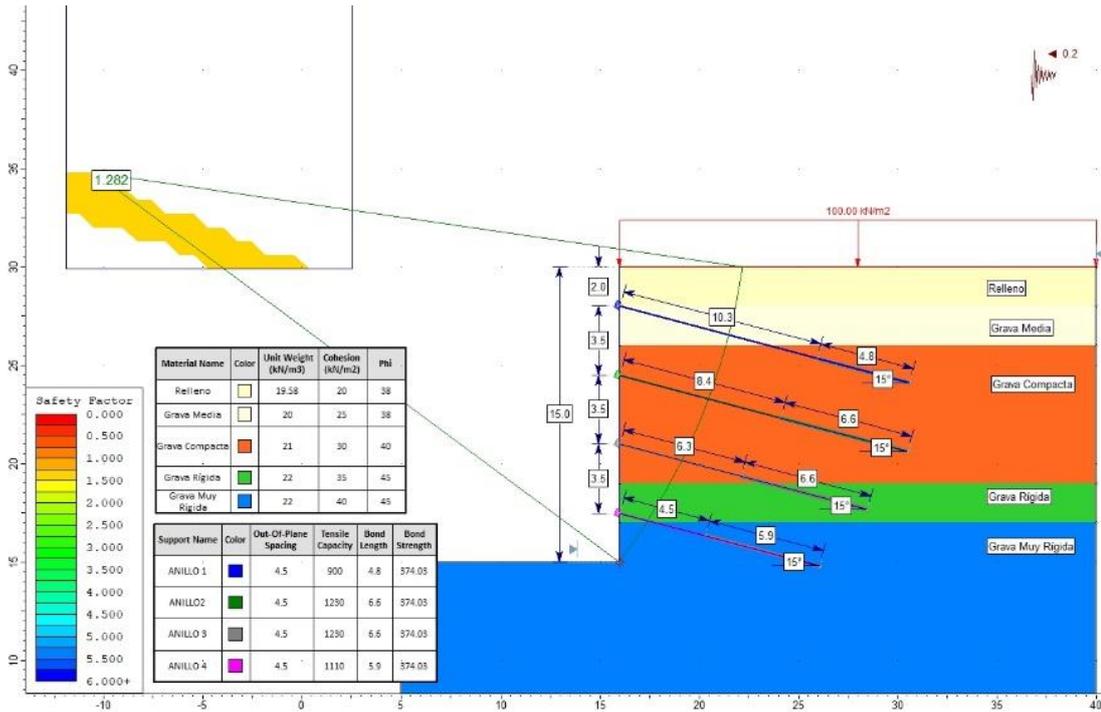
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestático – Janbu – Relleno F+ – Peso Específico.



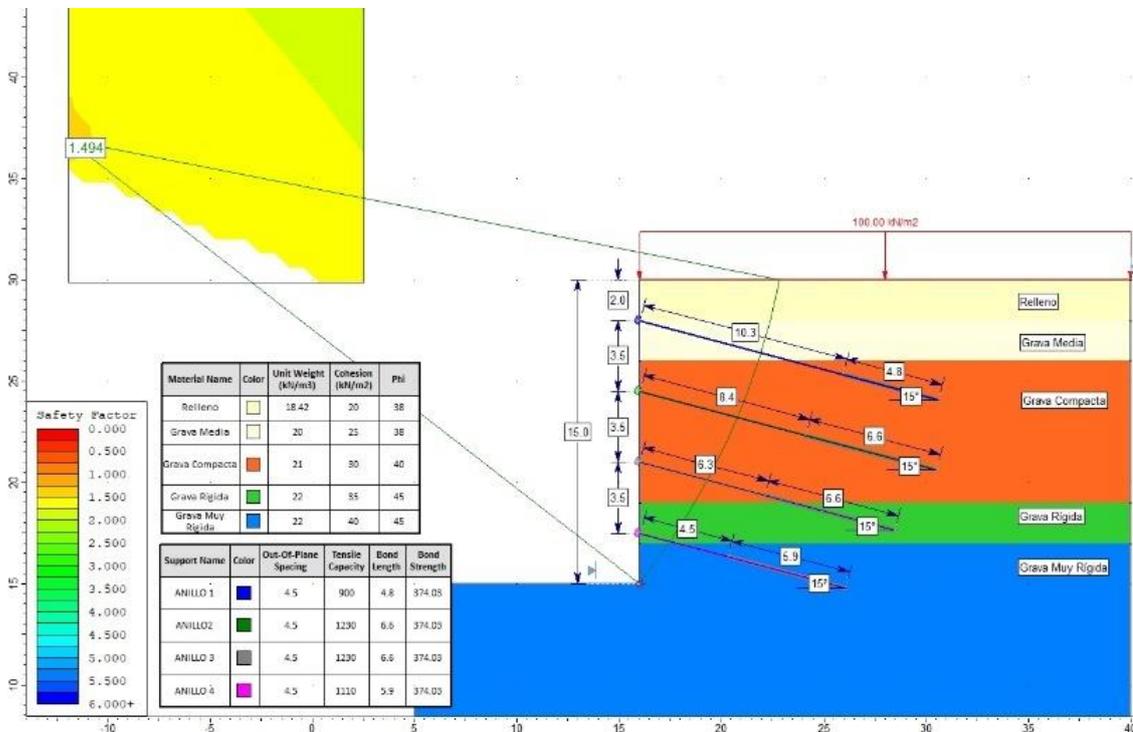
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestático – Morgenstern-Price – Relleno F⁺ – Peso Específico.



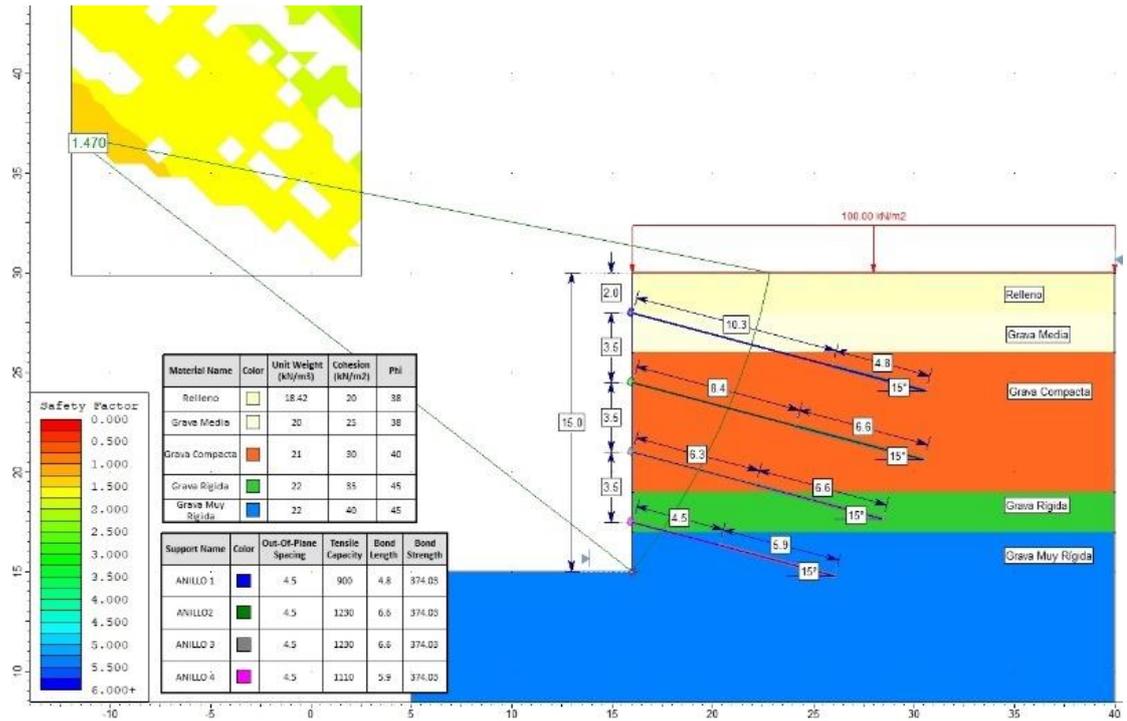
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estático – Janbu – Relleno F⁻ – Peso Específico.



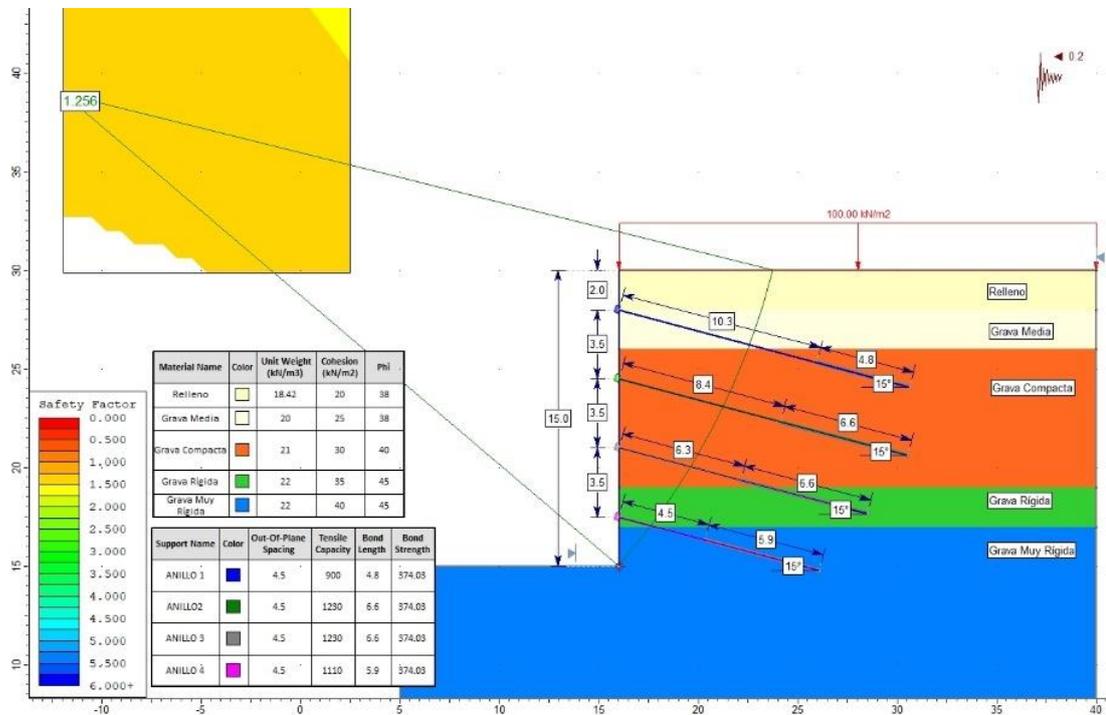
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estático – Morgenstern-Price – Relleno F – Peso Específico.



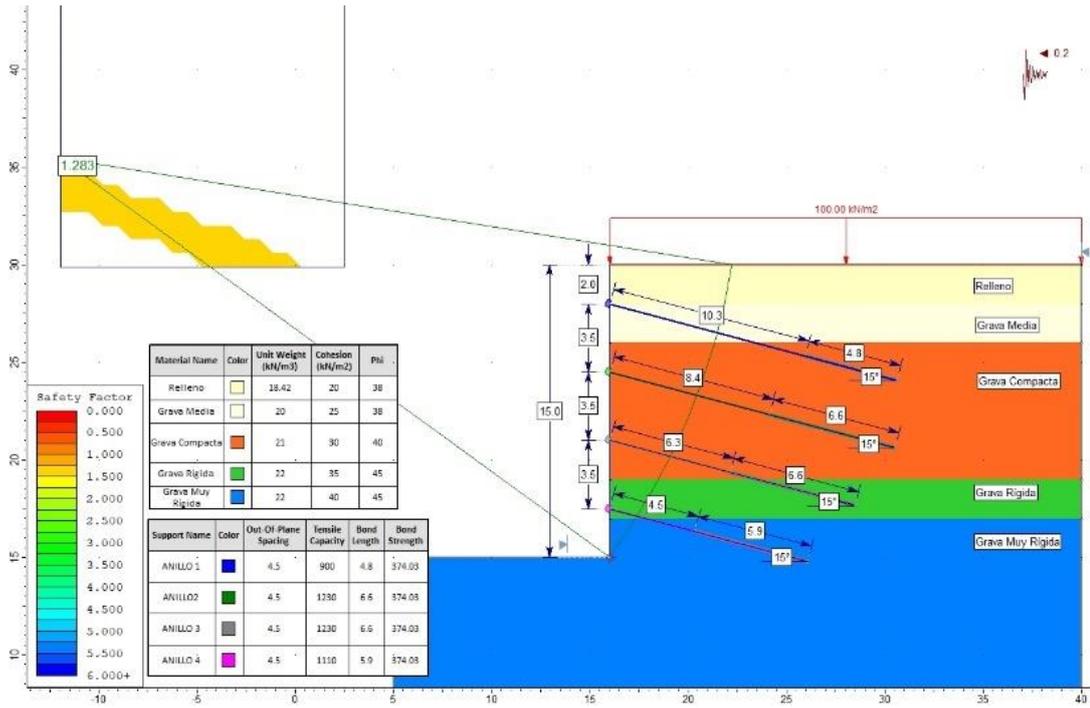
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestático – Janbu – Relleno F – Peso Específico.



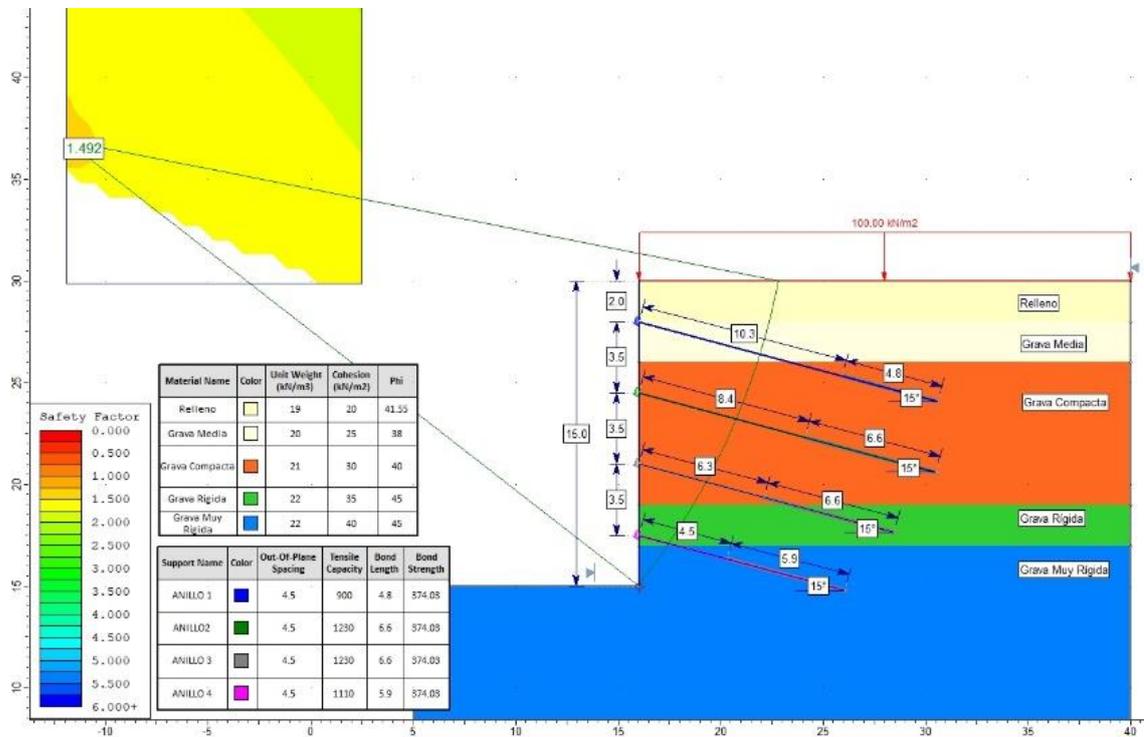
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestático – Morgenstern-Price – Relleno F⁻ – Peso Específico.



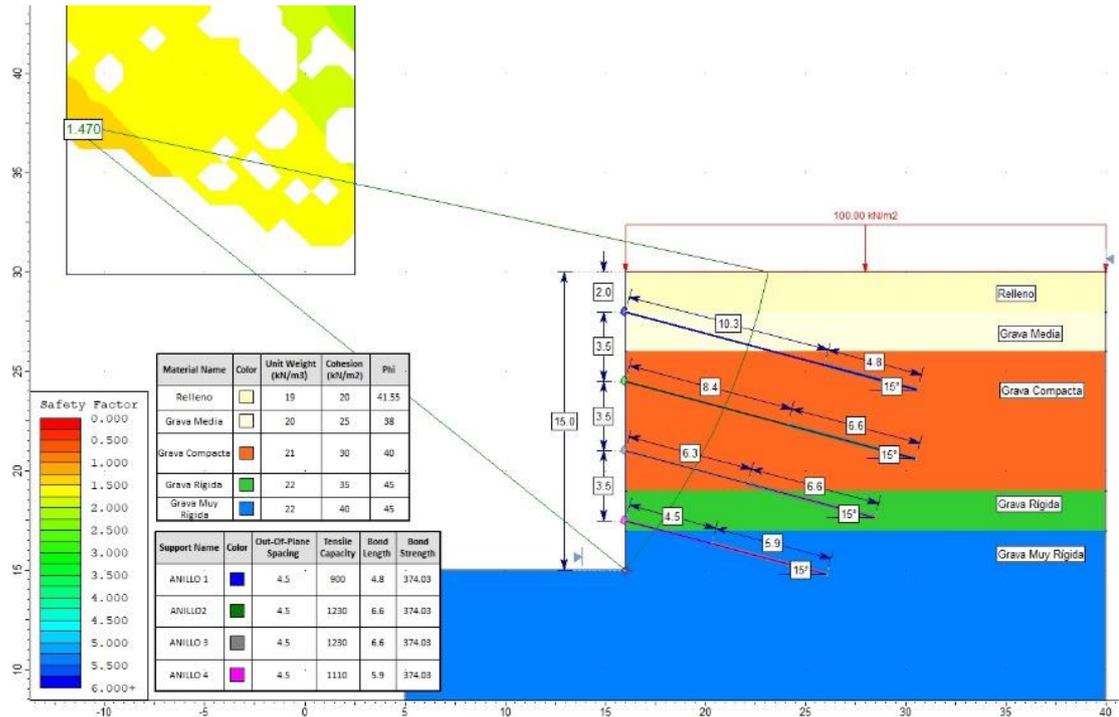
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Janbu – Relleno F⁺ – Ángulo de Fricción.



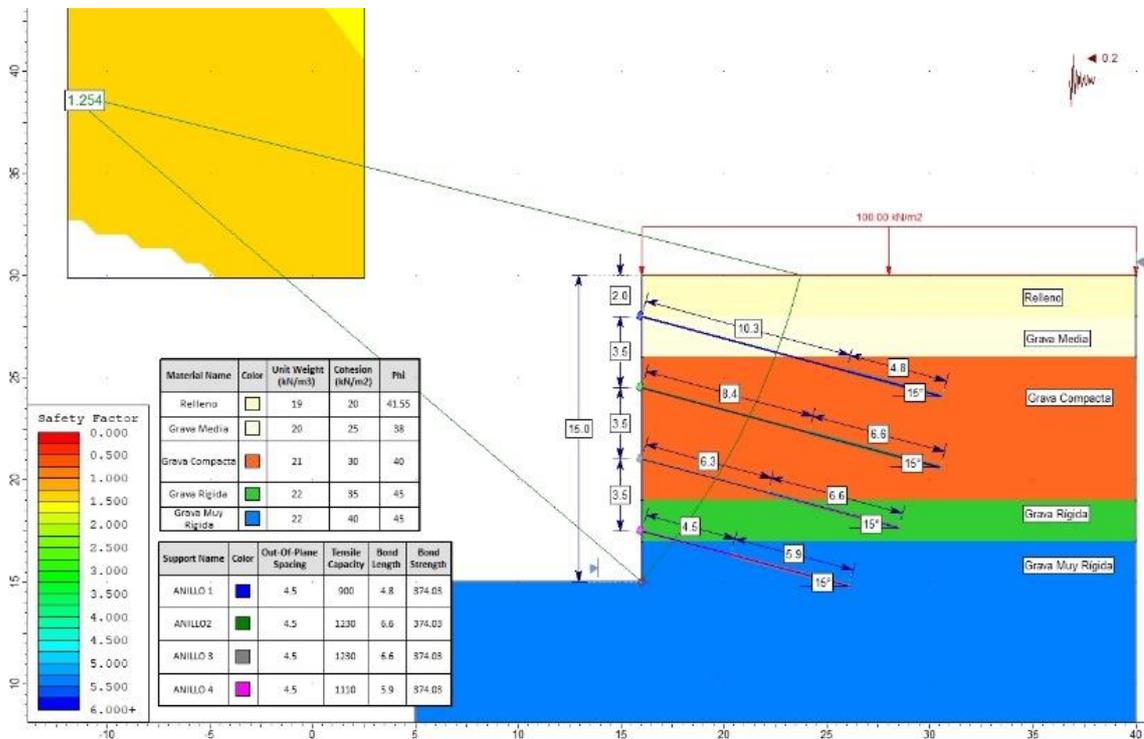
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Morgenstern-Price – Relleno F⁺ – Ángulo de Fricción.



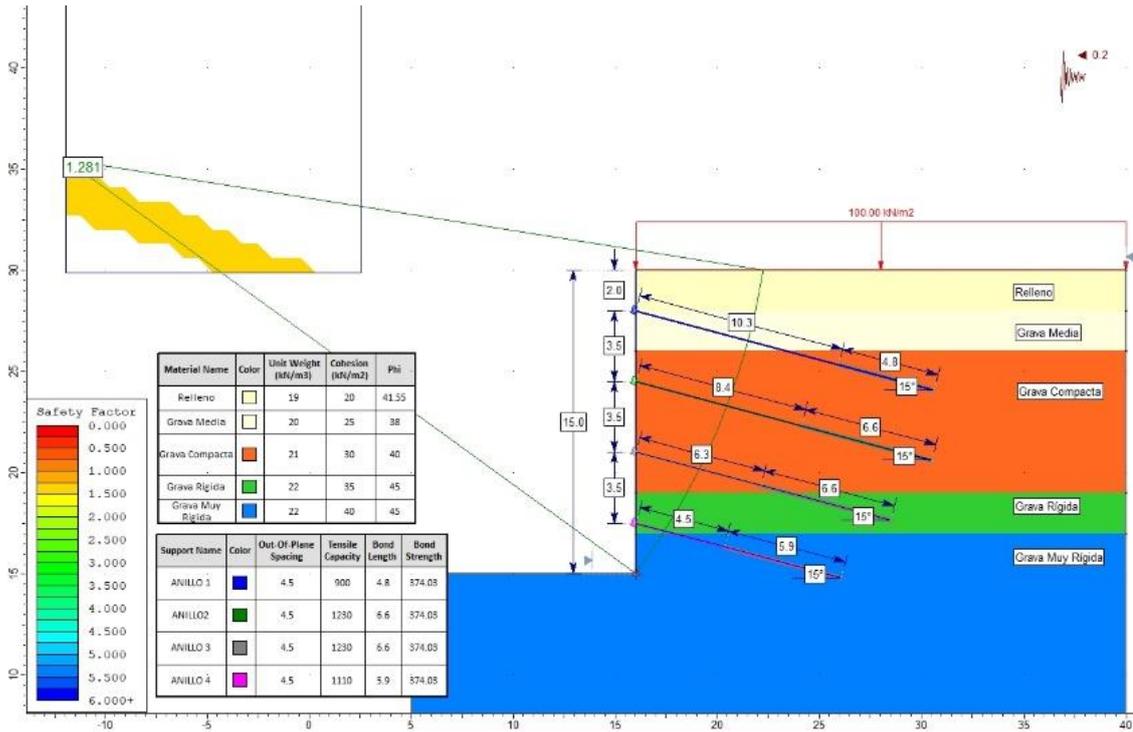
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestático – Janbu – Relleno F⁺ – Ángulo de Fricción.



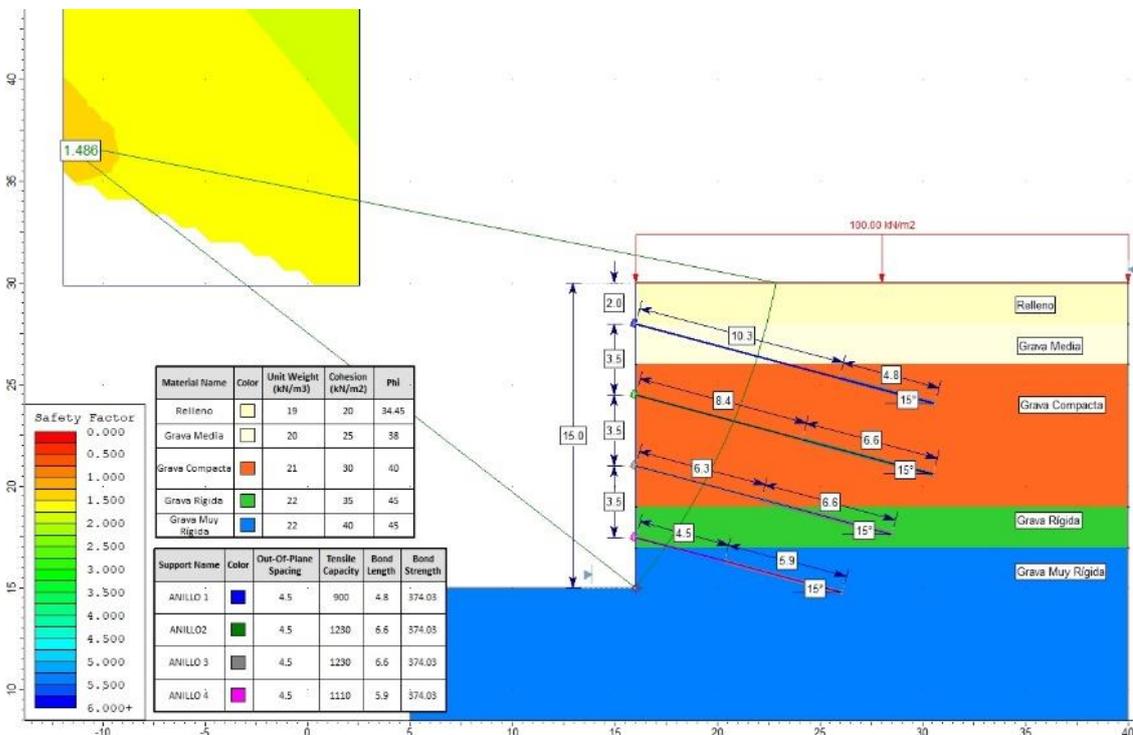
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price – Relleno F⁺ – Ángulo de Fricción.



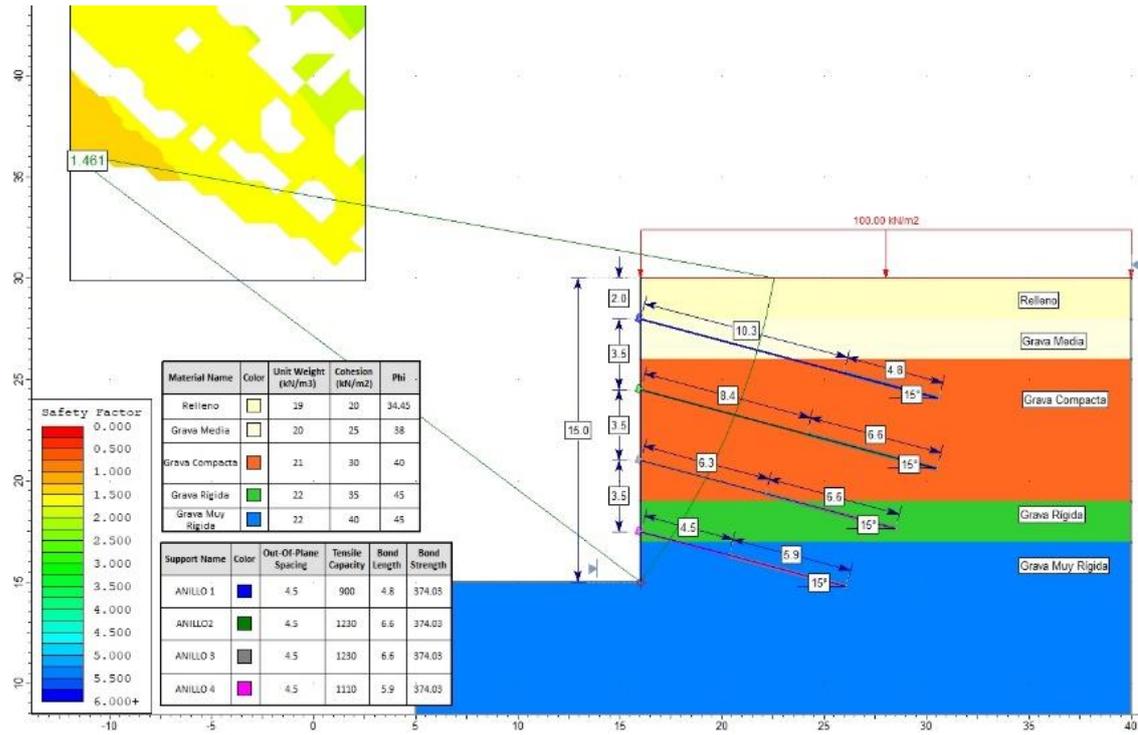
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Janbu – Relleno F⁻ – Ángulo de Fricción.



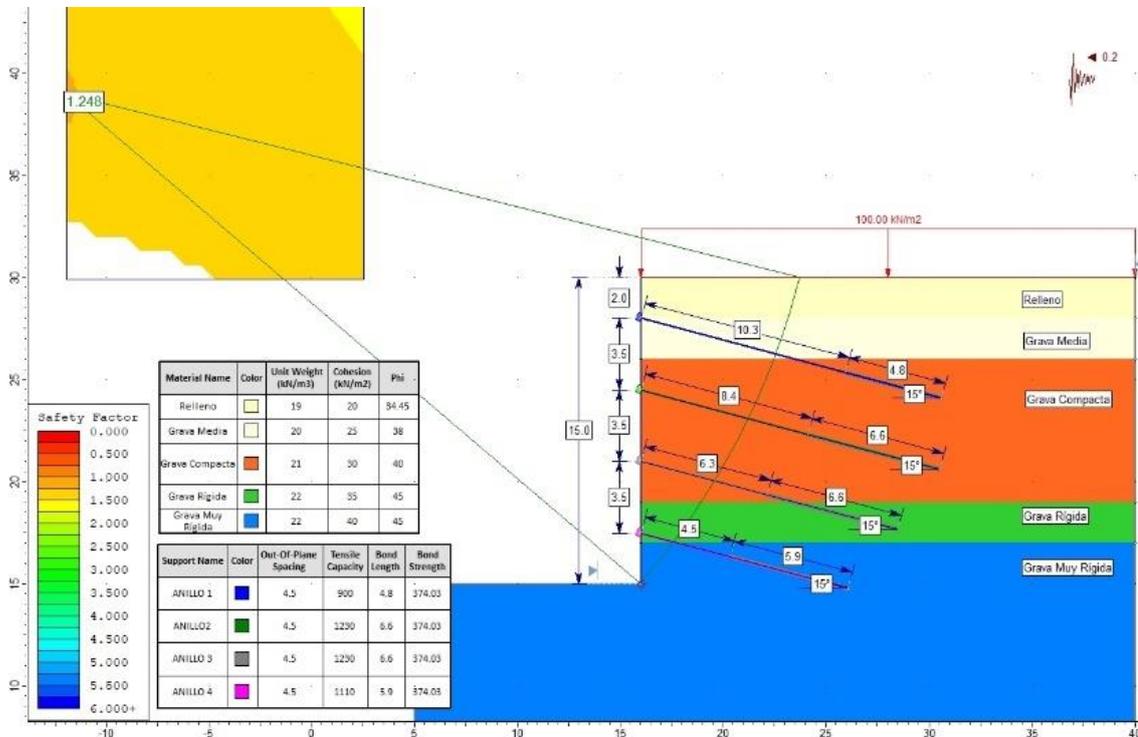
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Morgenstern-Price – Relleno F – Ángulo de Fricción.



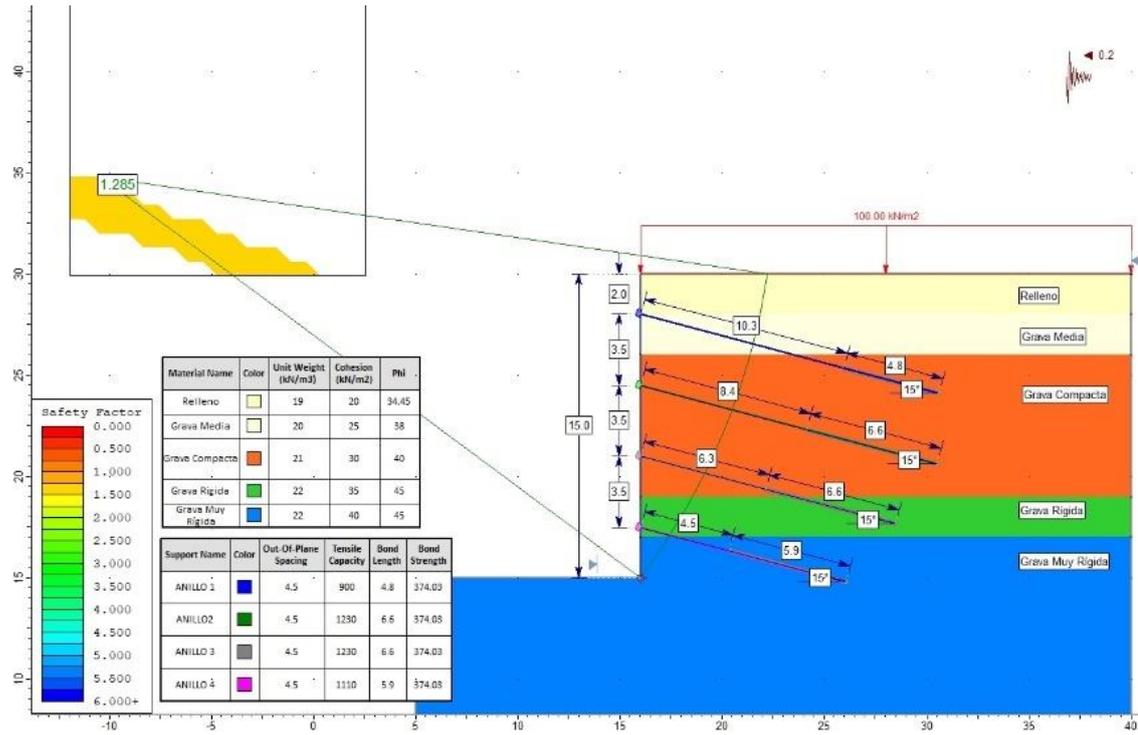
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestático – Janbu – Relleno F – Ángulo de Fricción.



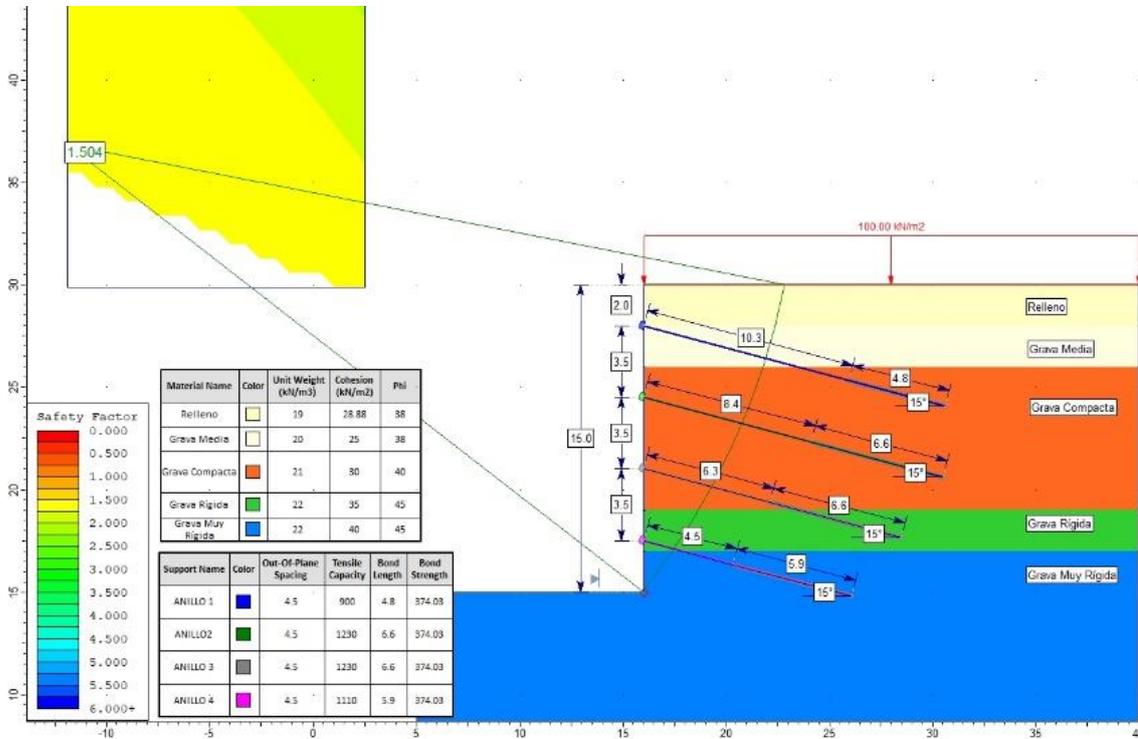
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price – Relleno F^r – Ángulo de Fricción.



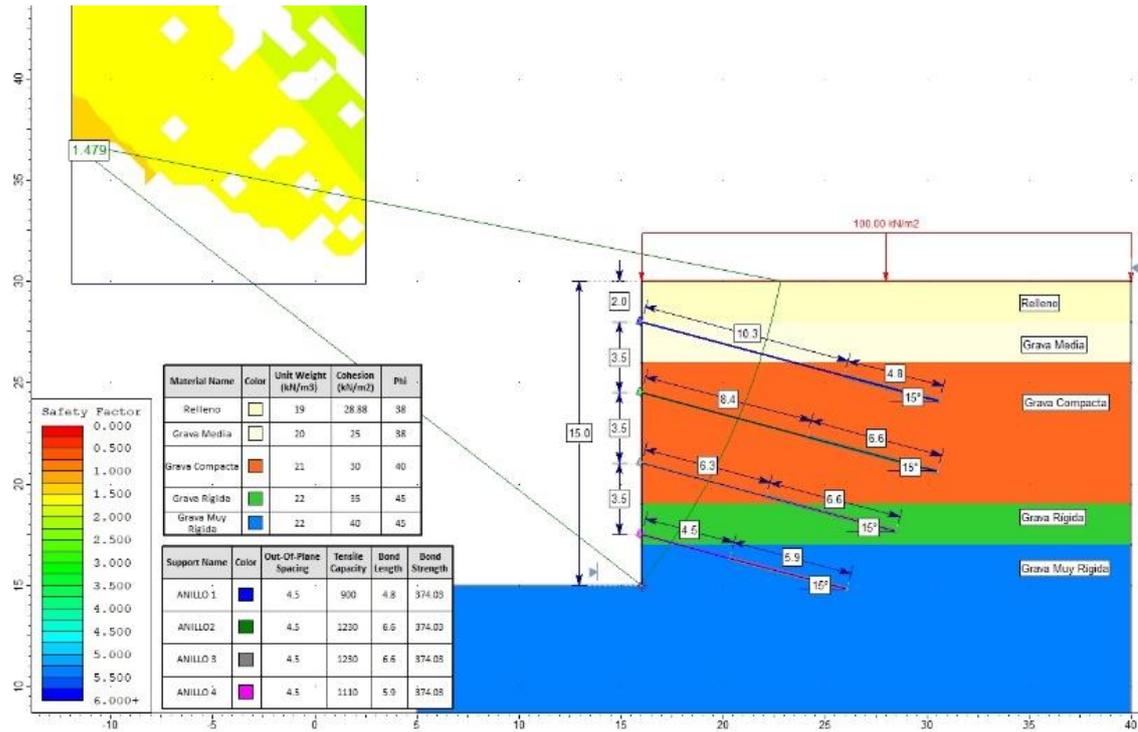
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Janbu – Relleno F^r – Cohesión.



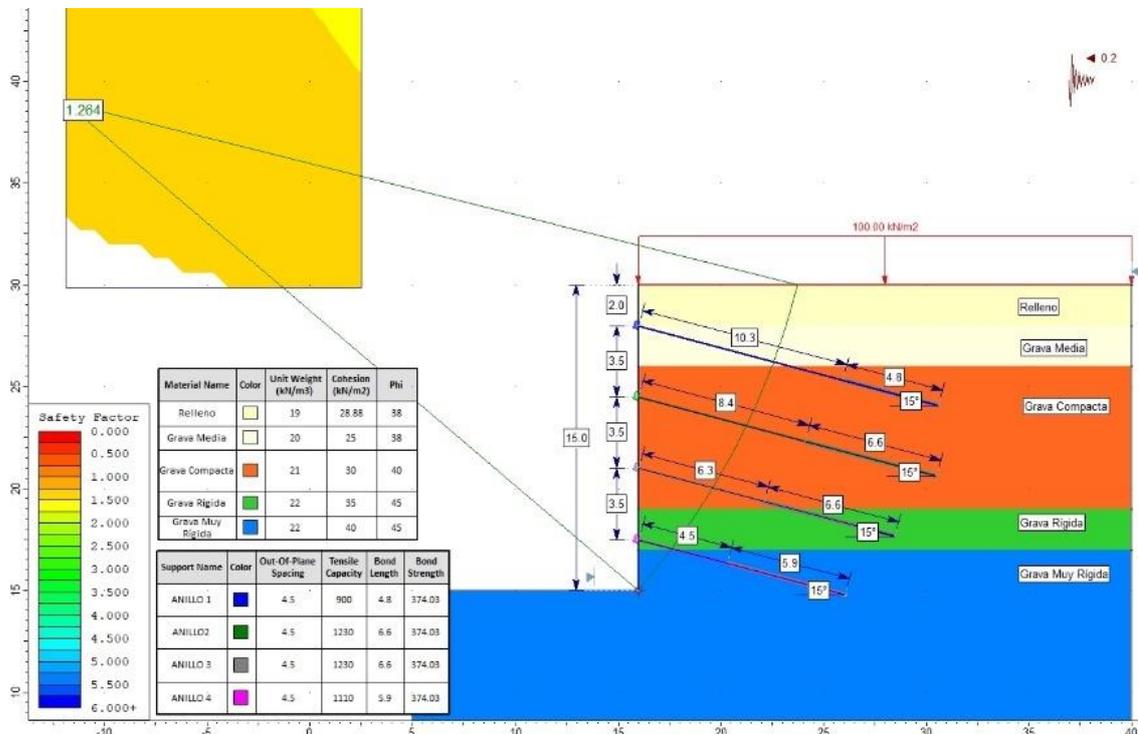
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Morgenstern-Price – Relleno F – Cohesión



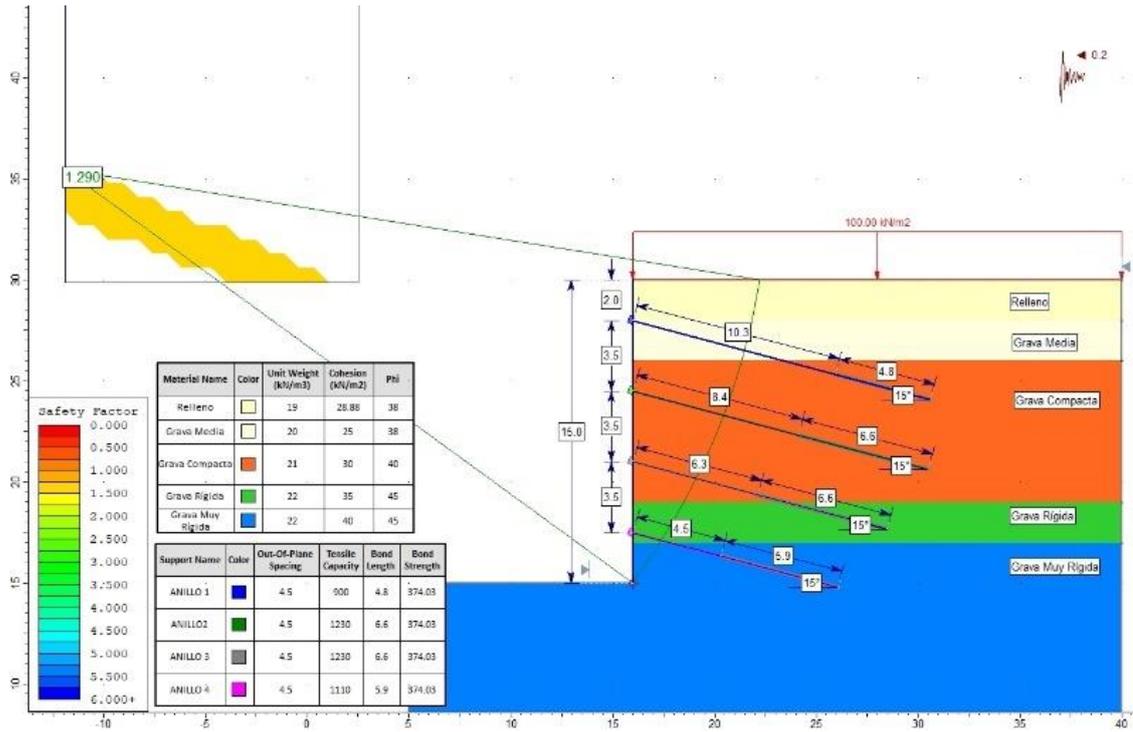
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Janbu – Relleno F – Cohesión.



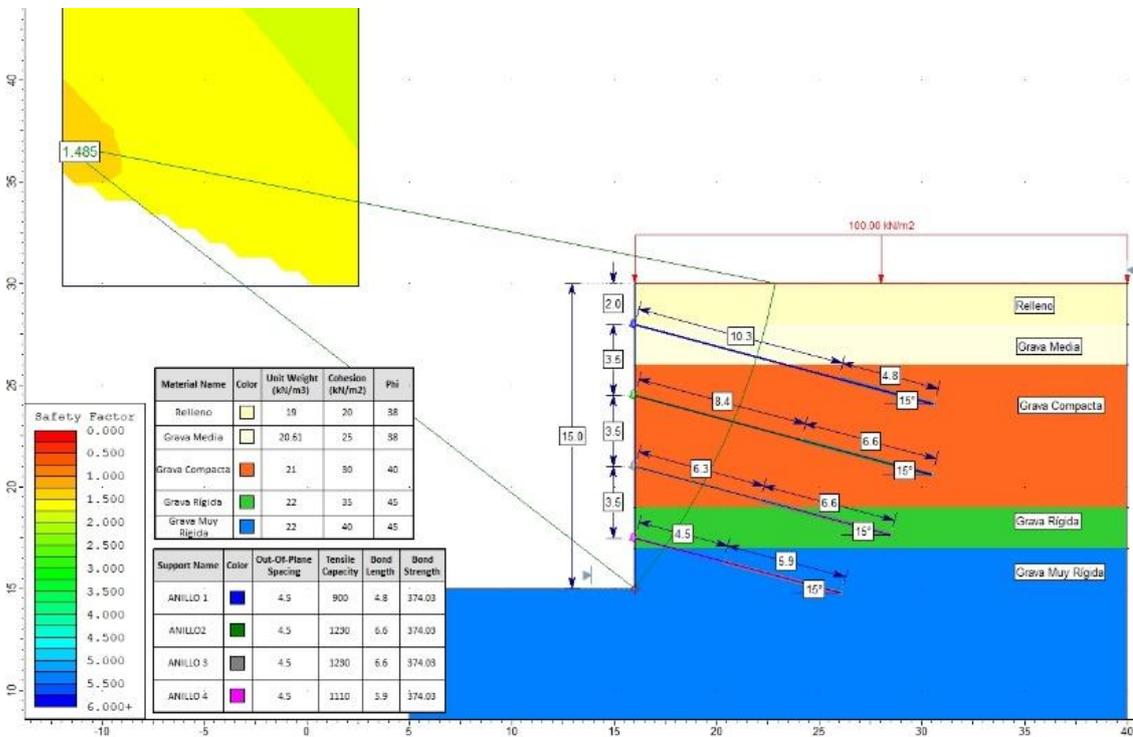
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price – Relleno F⁻ – Cohesión



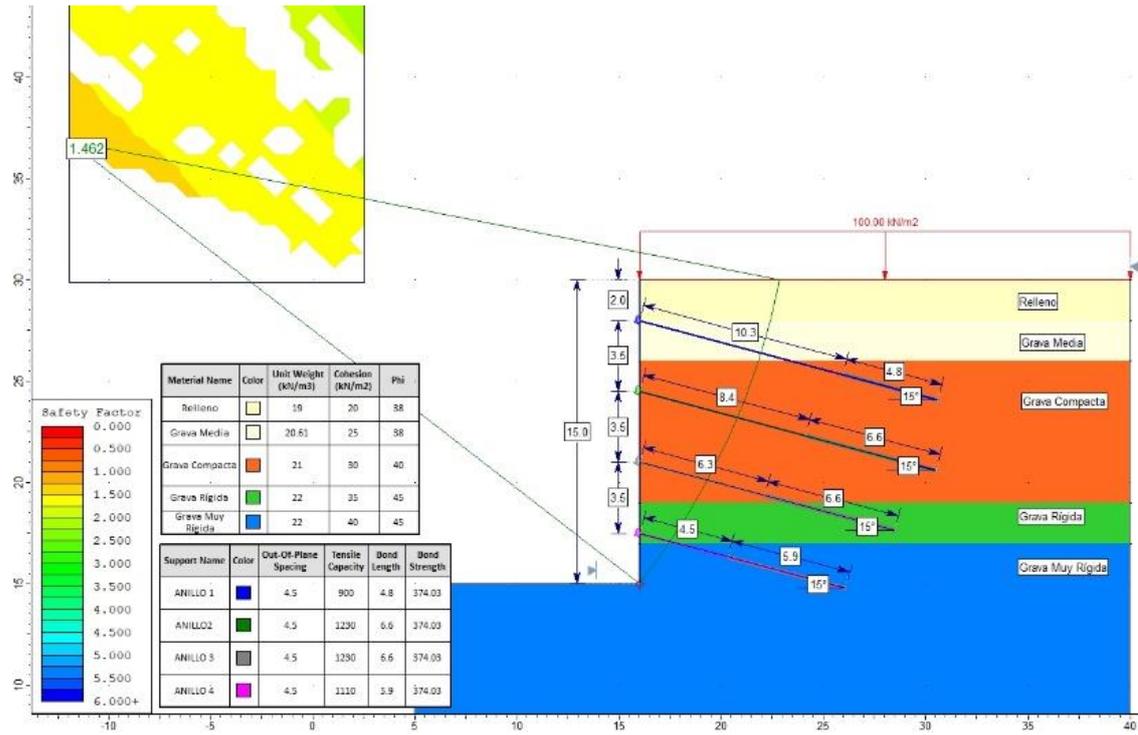
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Janbu – Grava Media F⁺ – Densidad



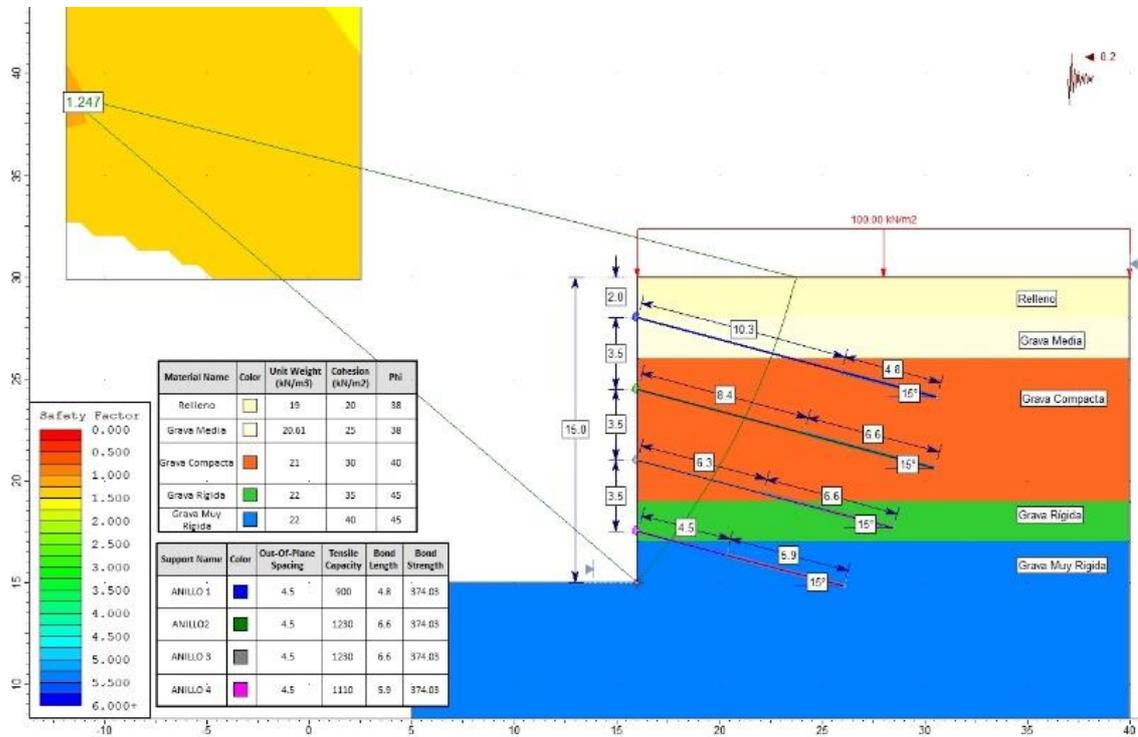
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Morgenstern-Price – Grava Media F⁺ – Densidad



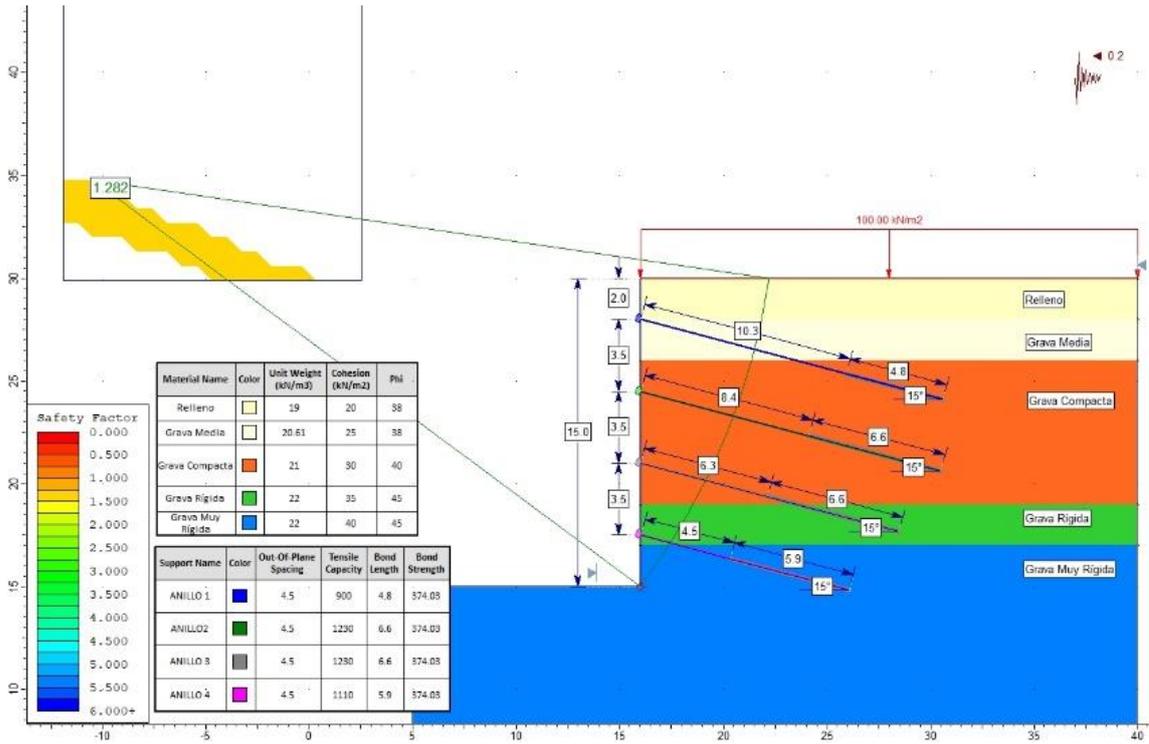
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Janbu – Grava Media F⁺ – Densidad



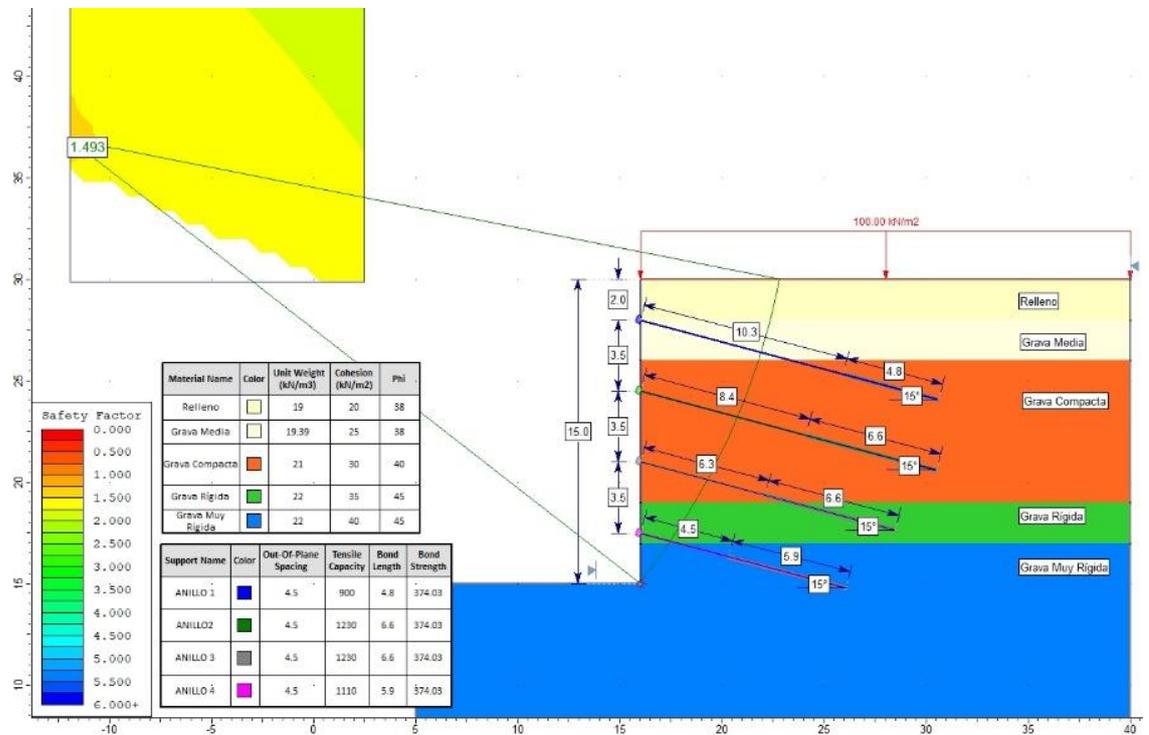
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price – Grava Media F⁺ – Densidad



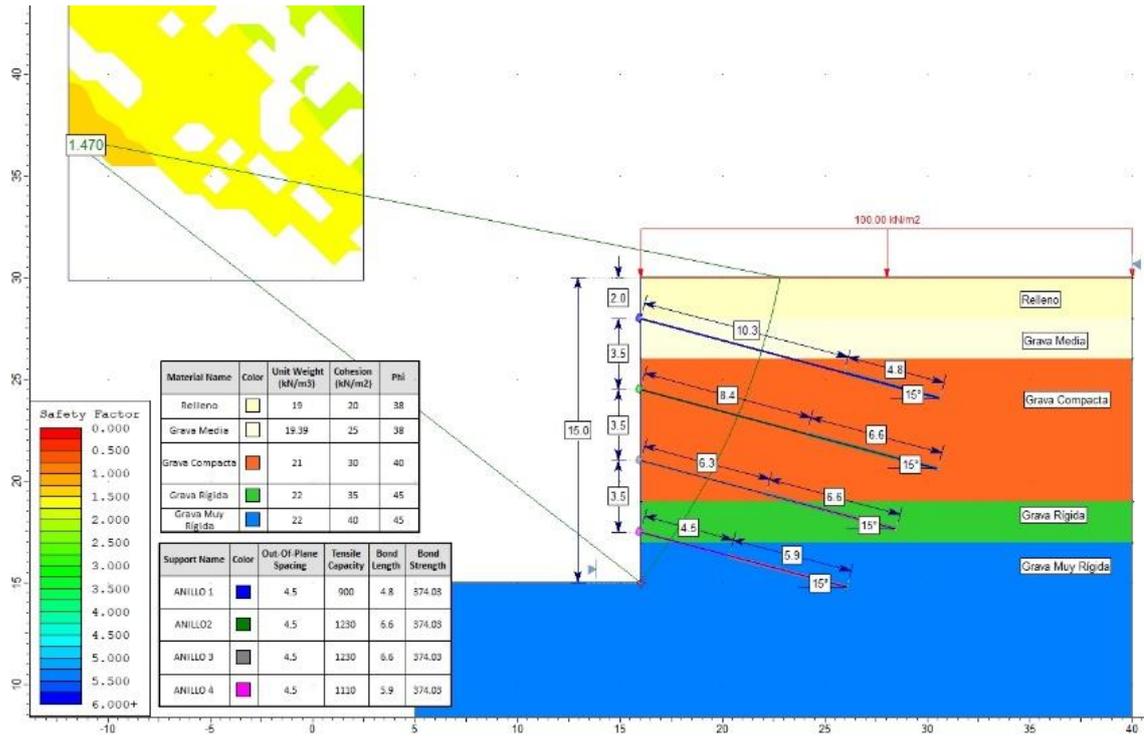
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Janbu – Grava Media F⁻ – Densidad



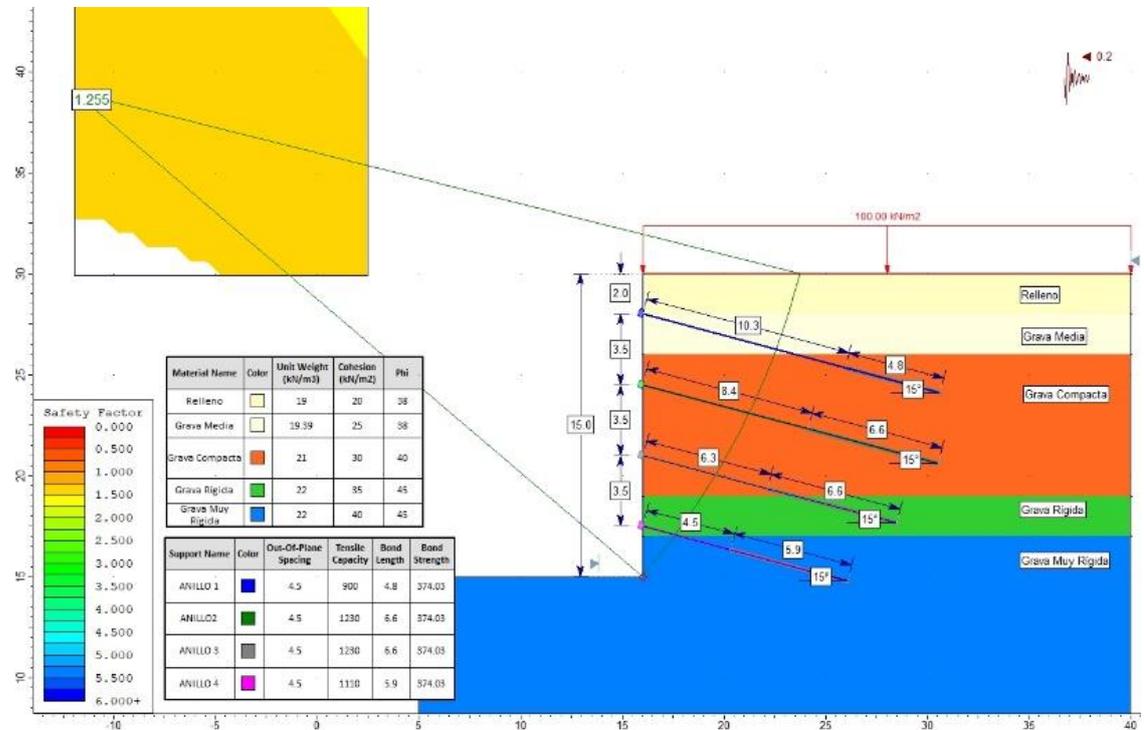
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Morgenstern-Price – Grava Media F^r – Densidad



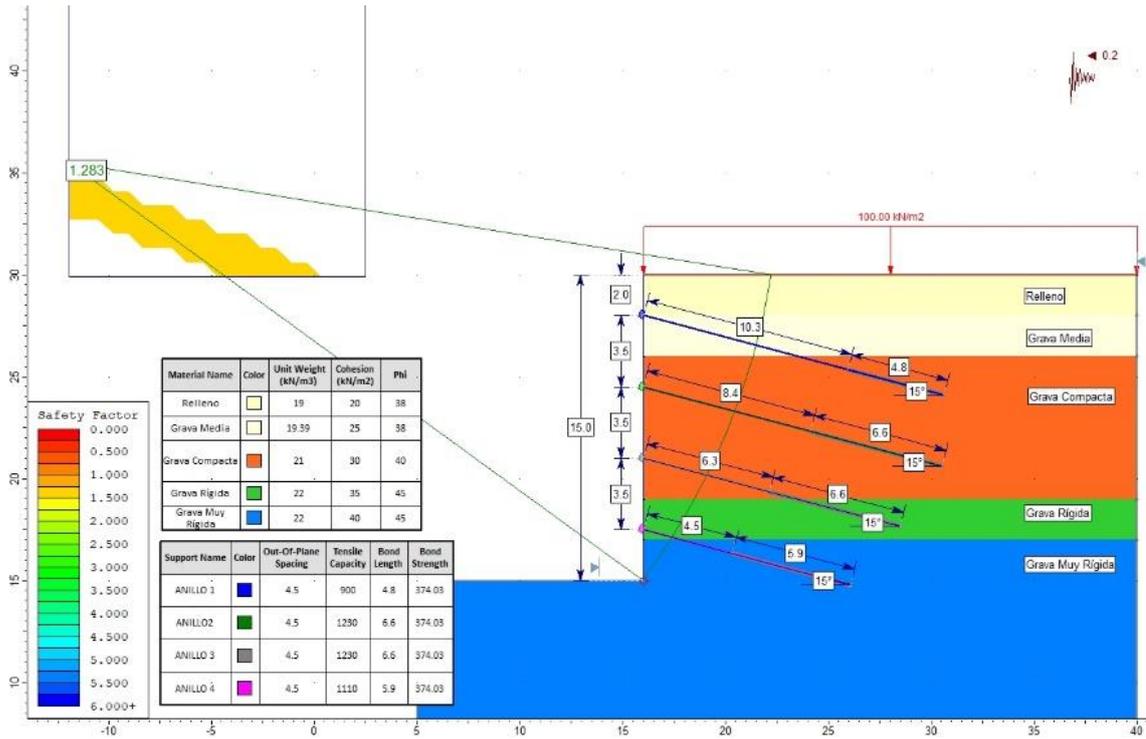
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Janbu – Grava Media F^r – Densidad



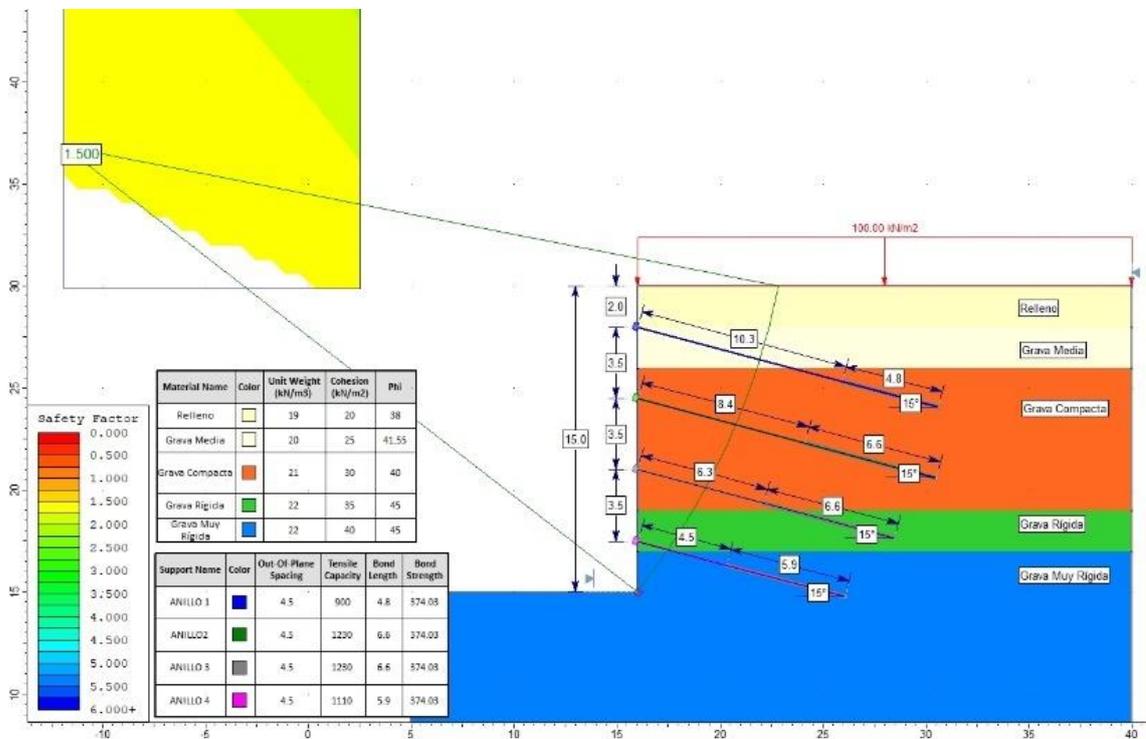
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price – Grava Media F – Densidad



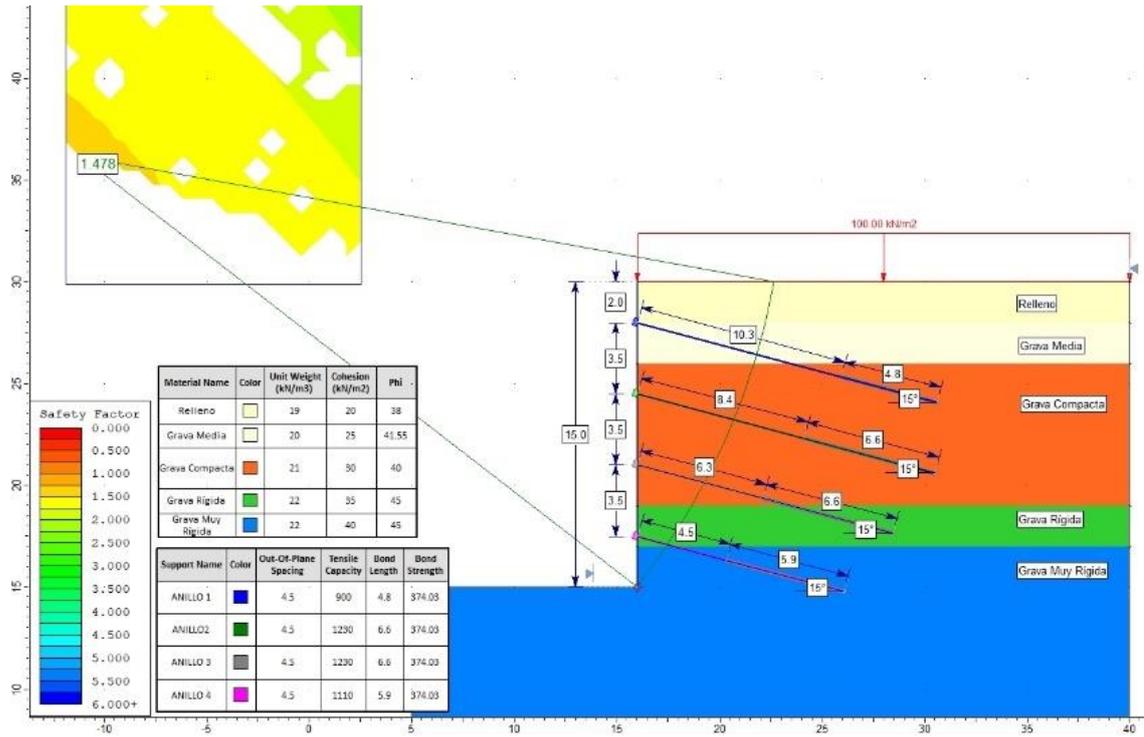
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Janbu – Grava Media F+ – Ángulo de Fricción



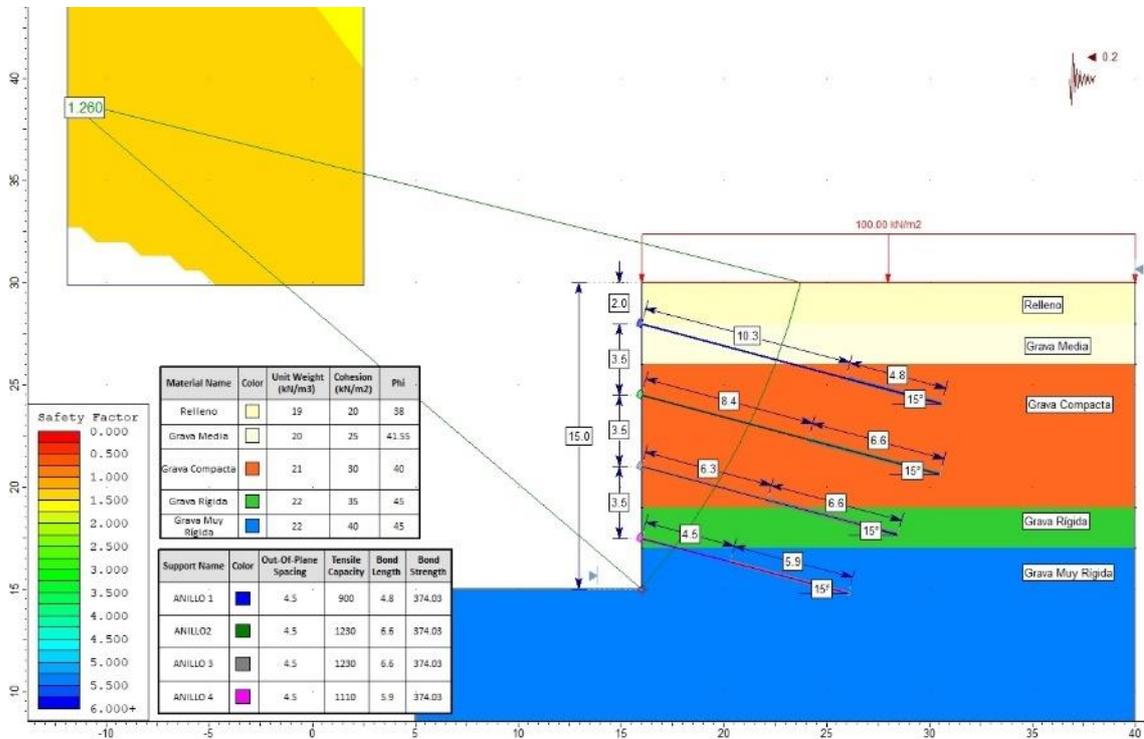
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Morgenstern-Price – Grava Media F⁺ – Ángulo de Fricción



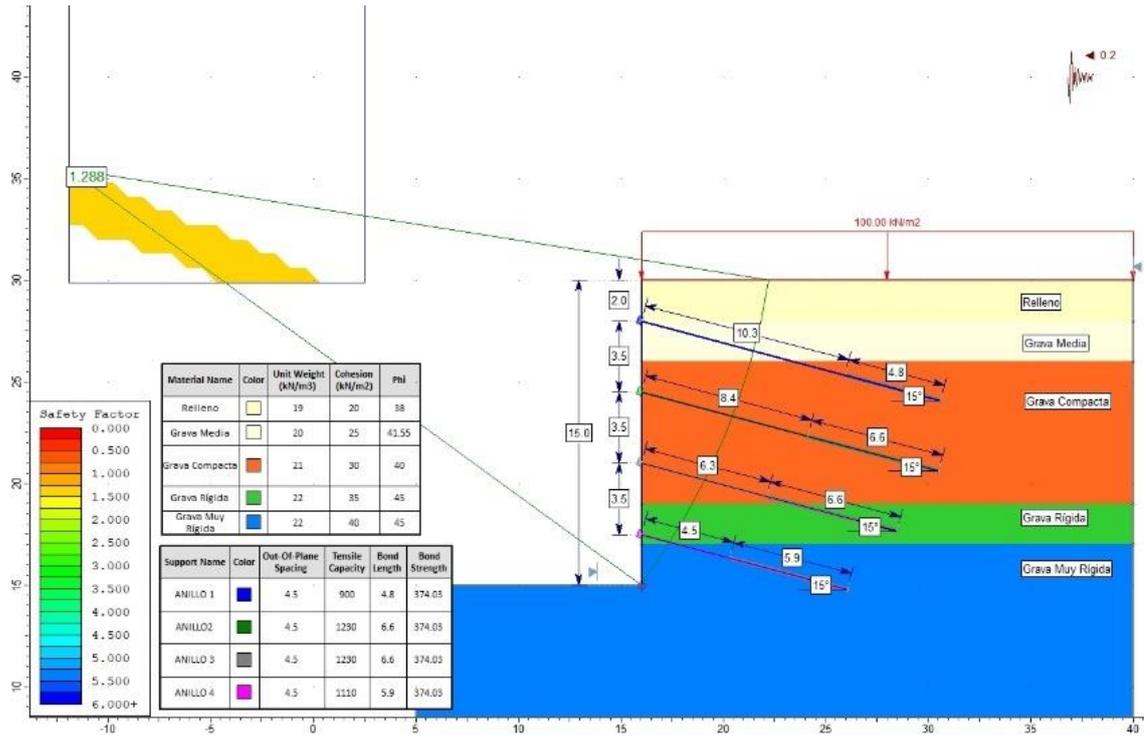
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Janbu – Grava Media F⁺ – Ángulo de Fricción



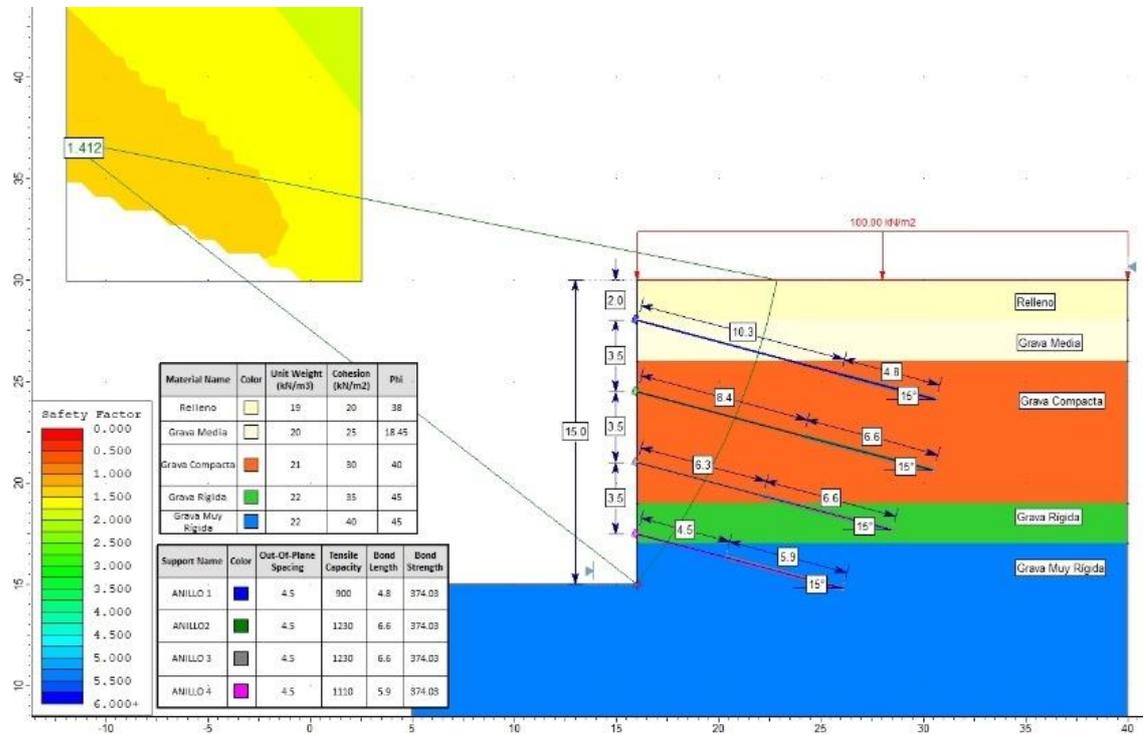
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price – Grava Media F+ – Ángulo de Fricción



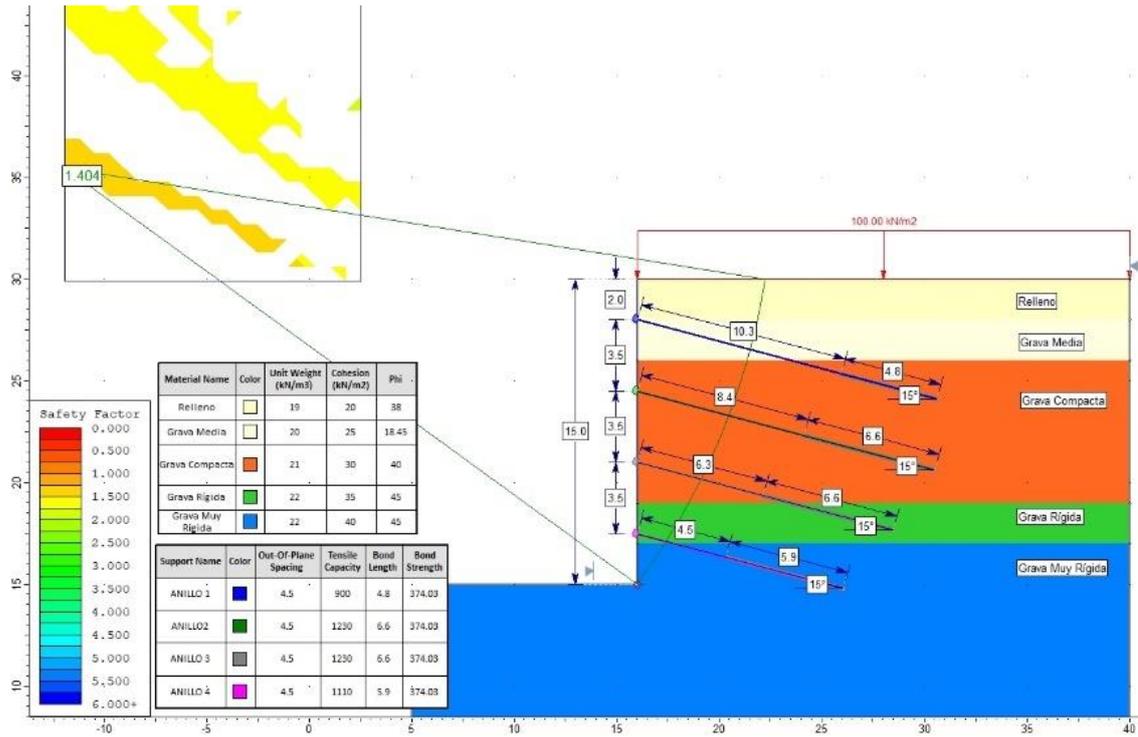
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Janbu – Grava Media F – Ángulo de Fricción



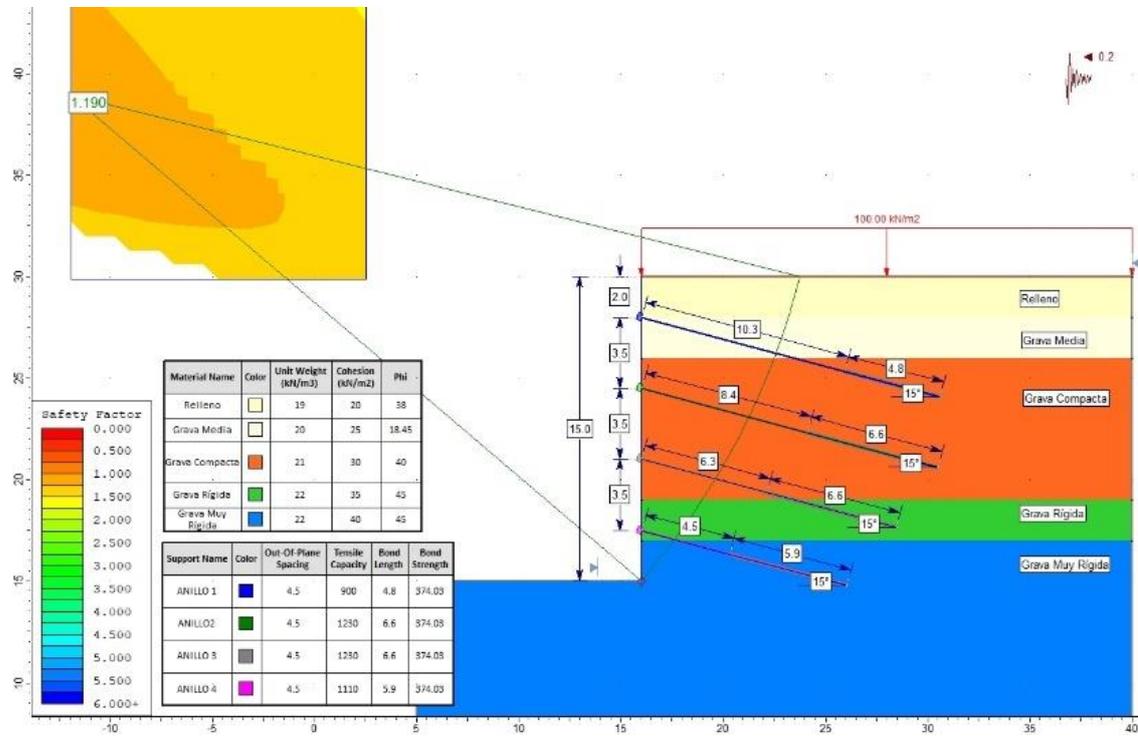
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Morgenstern-Price – Grava Media F^r – Ángulo de Fricción



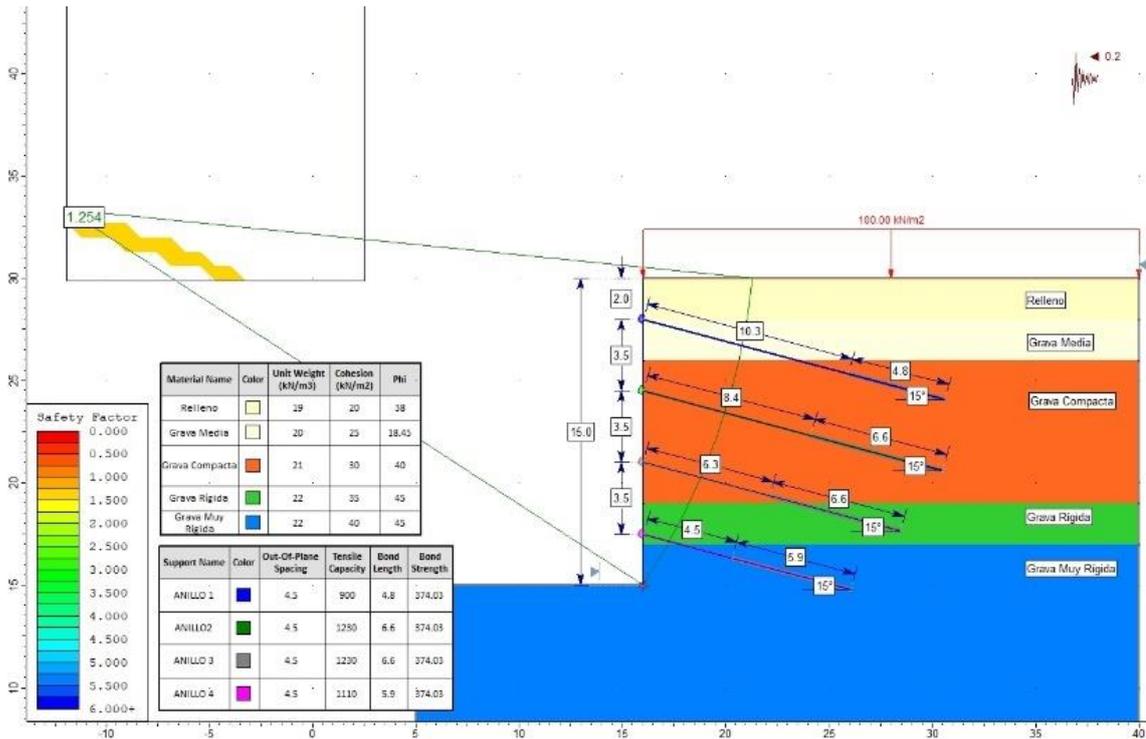
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Janbu – Grava Media F^r – Ángulo de Fricción



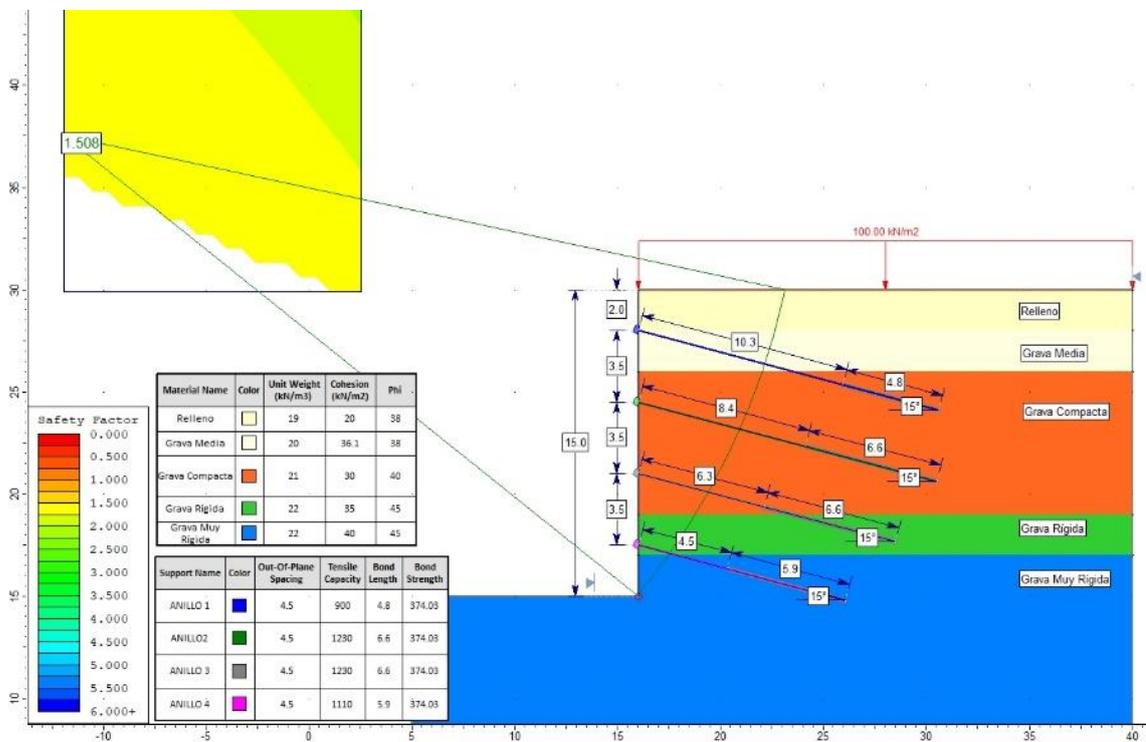
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price – Grava Media F – Ángulo de Fricción



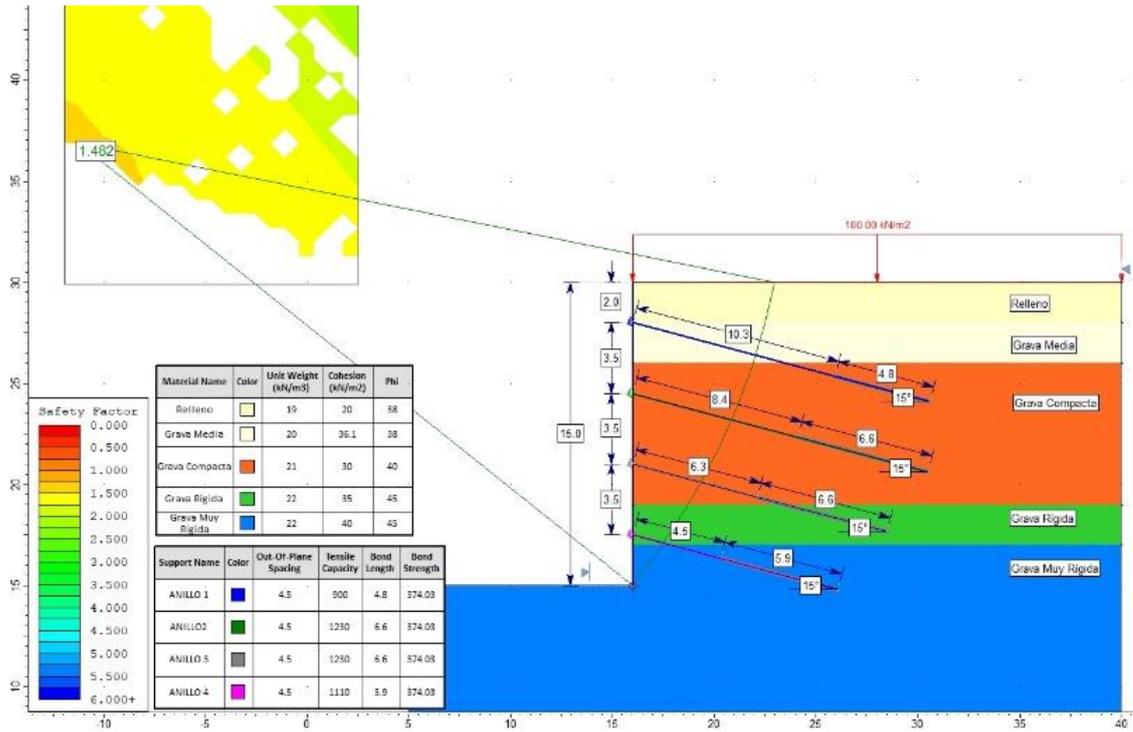
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Janbu – Grava Media F+ – Cohesión



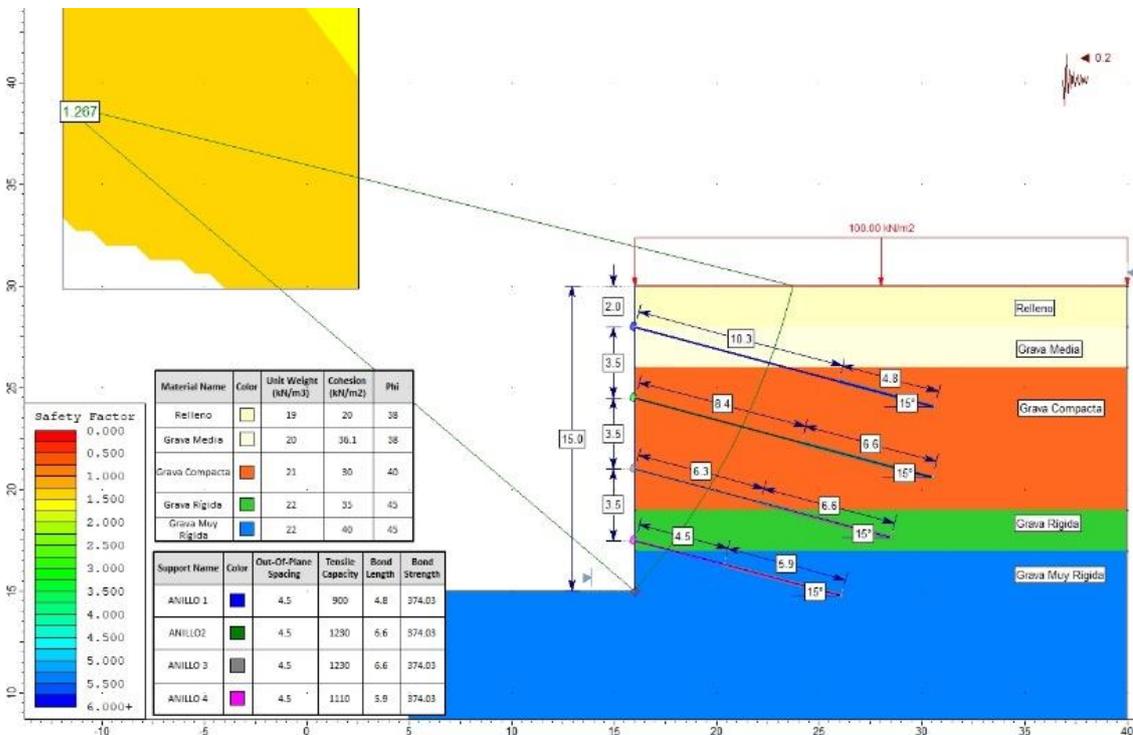
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Morgenstern-Price – Grava Media F⁺ – Cohesión



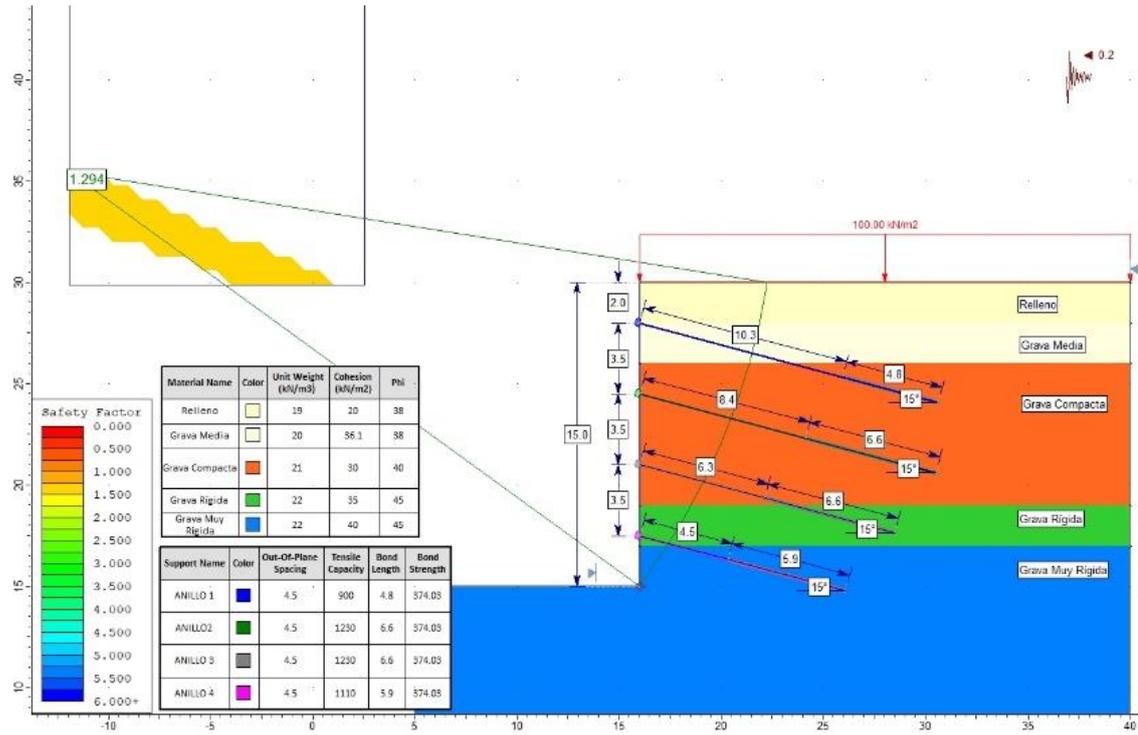
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Janbu – Grava Media F⁺ – Cohesión



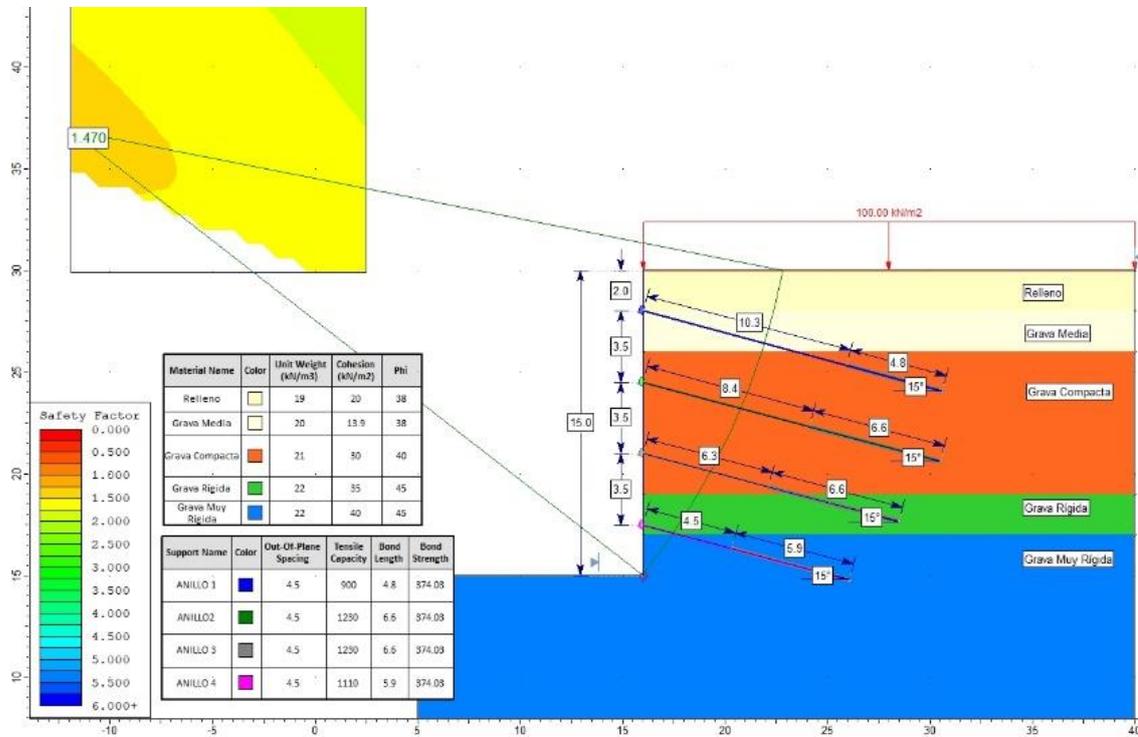
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price – Grava Media F⁺ – Cohesión



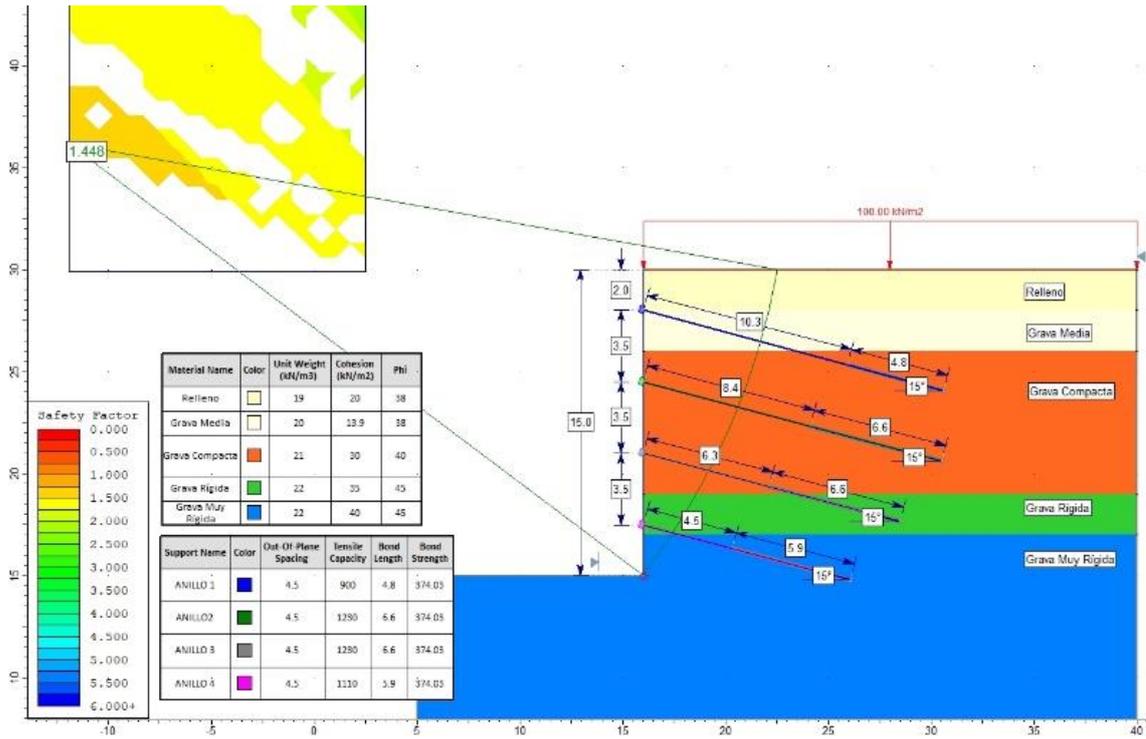
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Janbu – Grava Media F⁻ – Cohesión



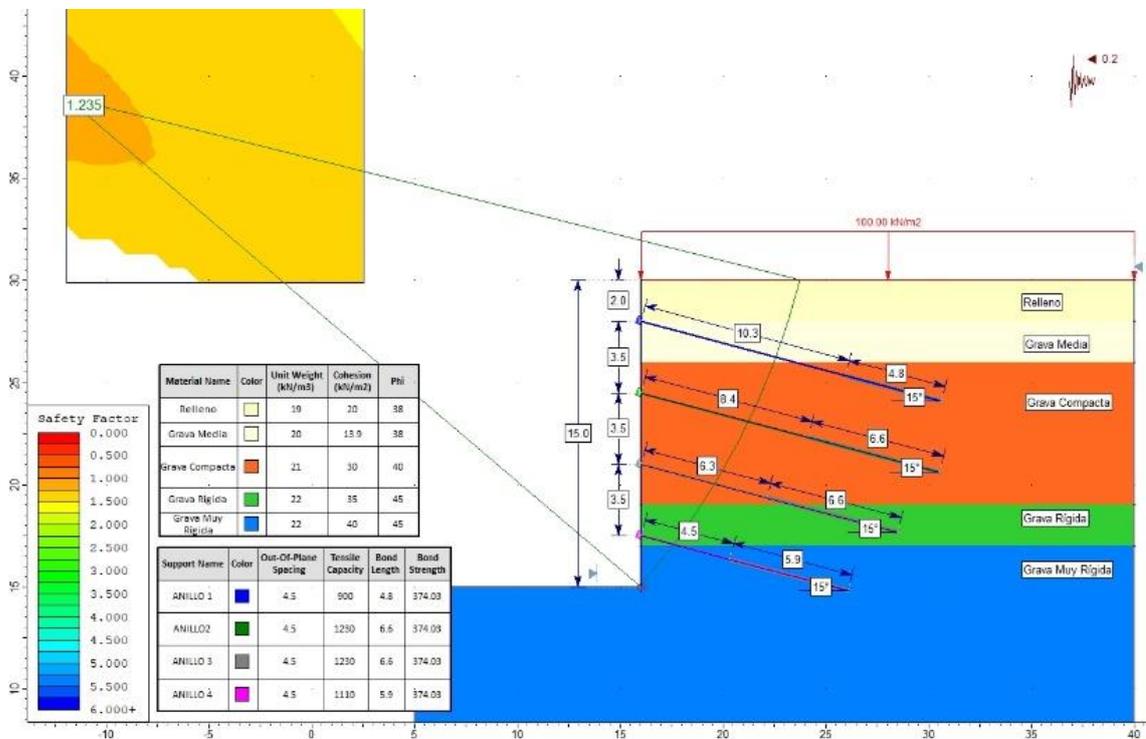
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Morgenstern-Price – Grava Media F^r – Cohesión



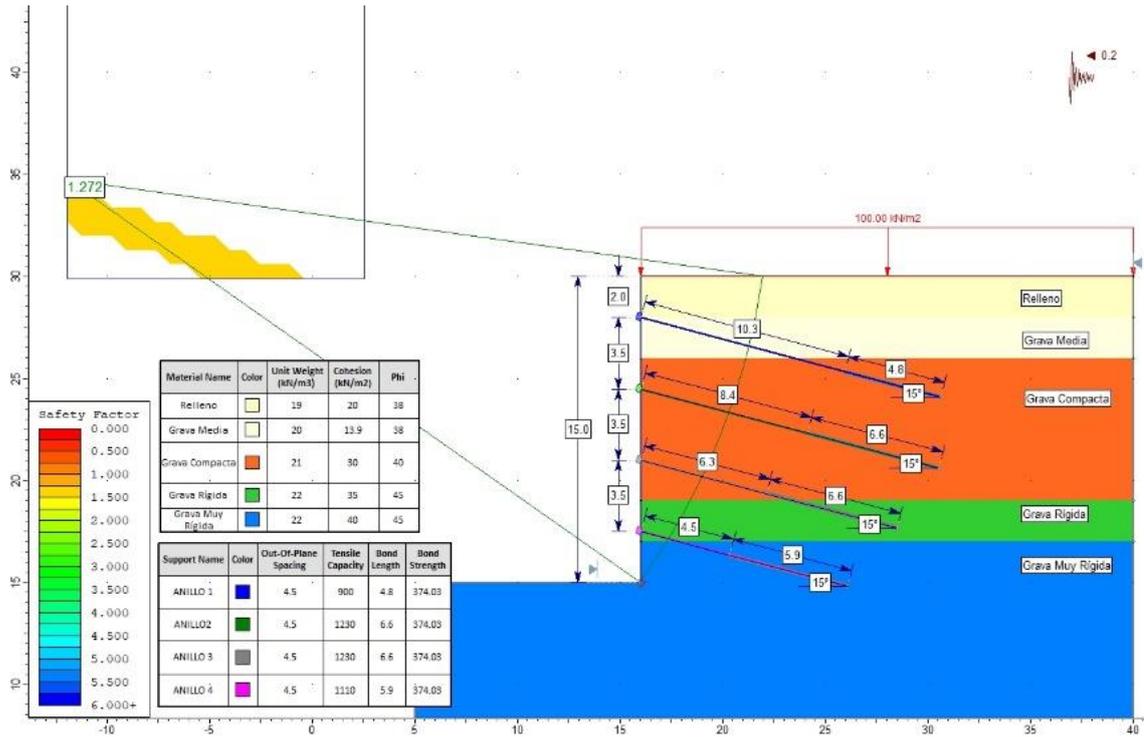
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Janbu – Grava Media F^r – Cohesión



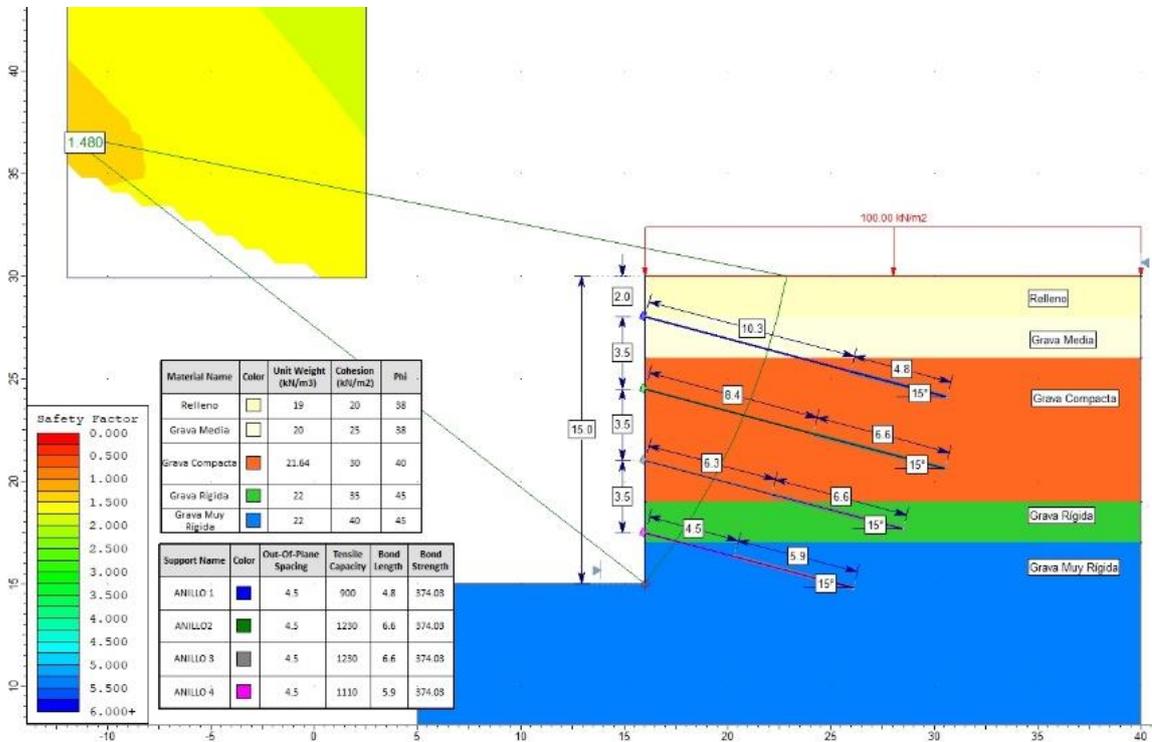
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price – Grava Media F – Cohesión



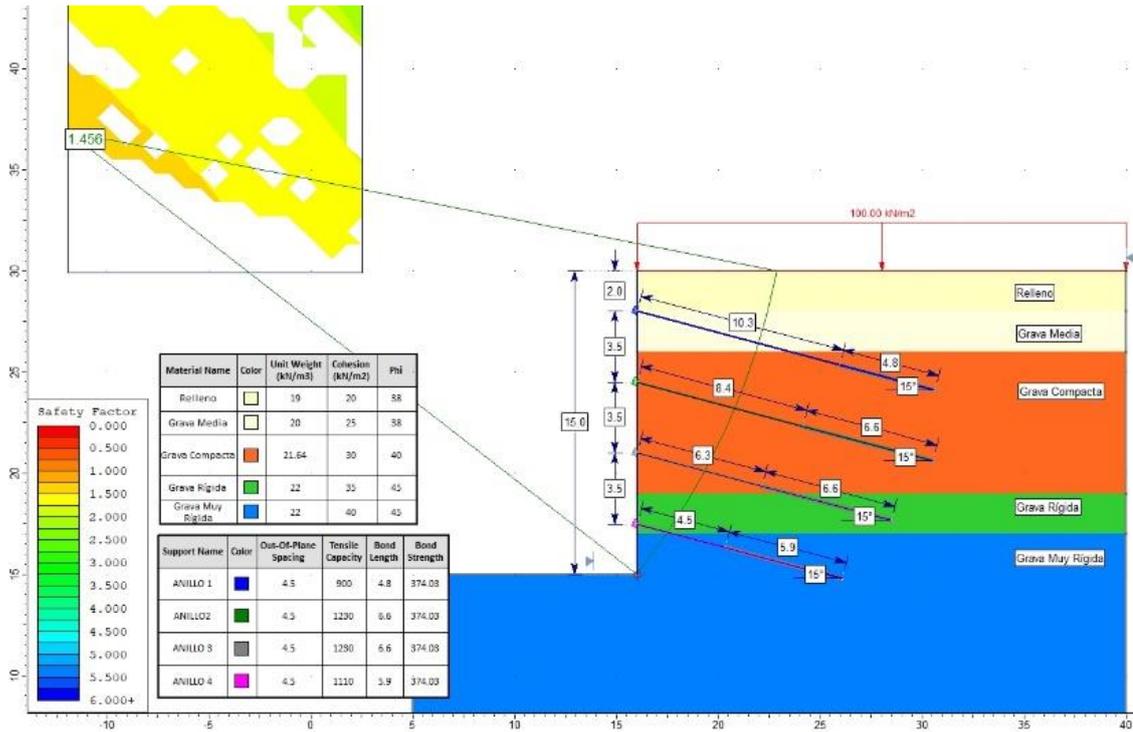
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Janbu – Grava Compacta F⁺ – Densidad



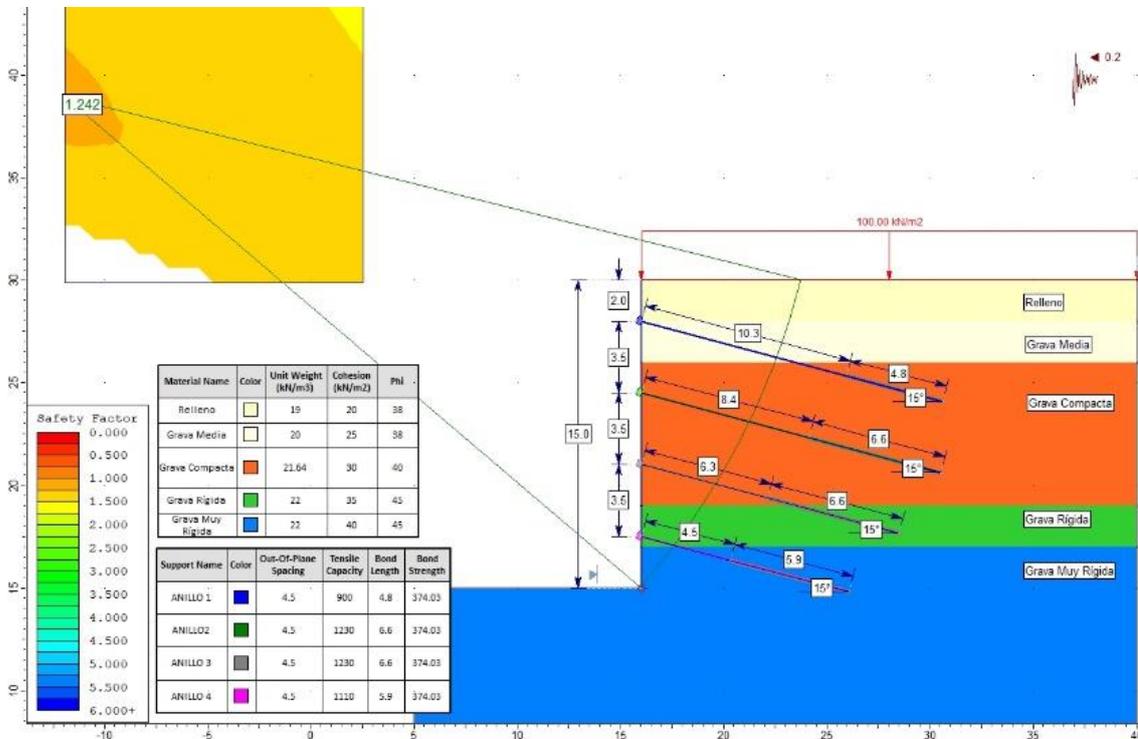
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Morgenstern-Price – Grava Compacta F⁺ – Densidad



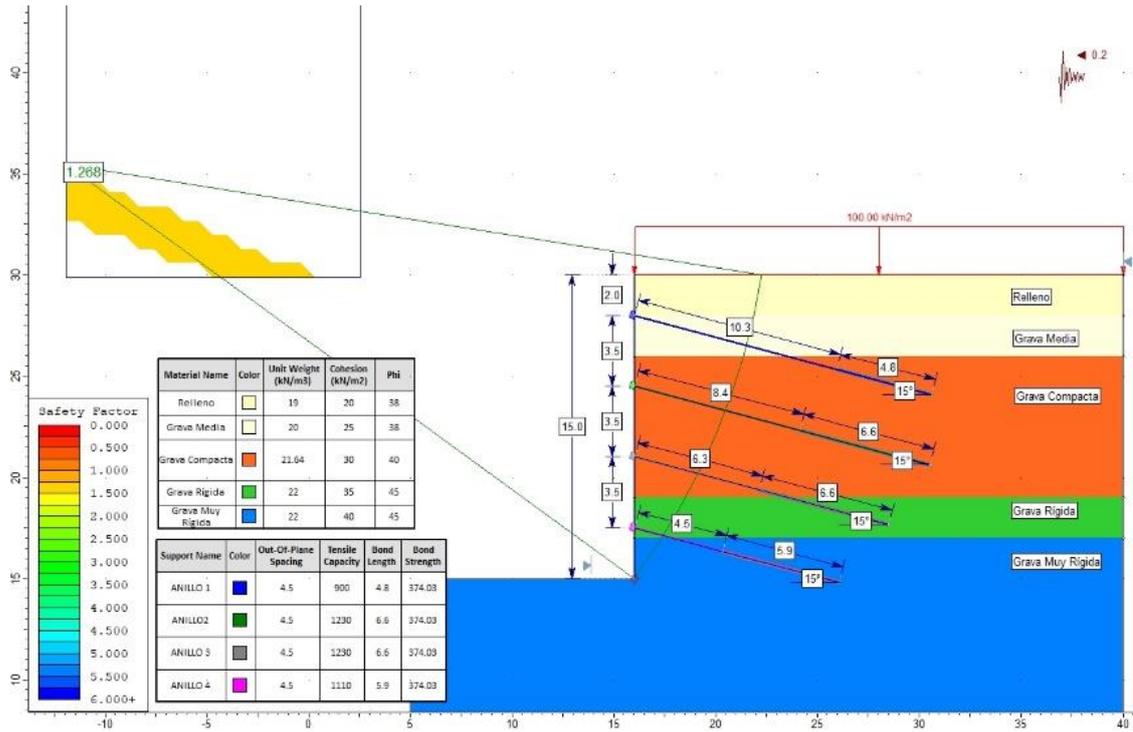
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Janbu – Grava Compacta F⁺ – Densidad



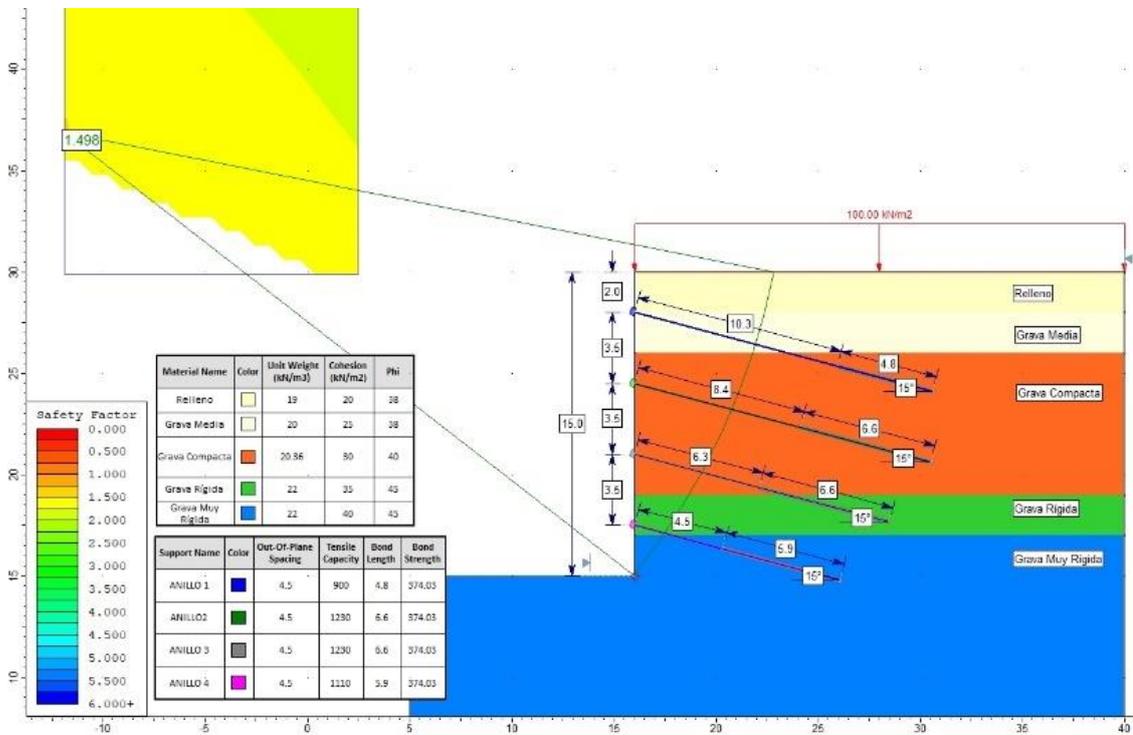
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price – Grava Compacta F⁺ – Densidad



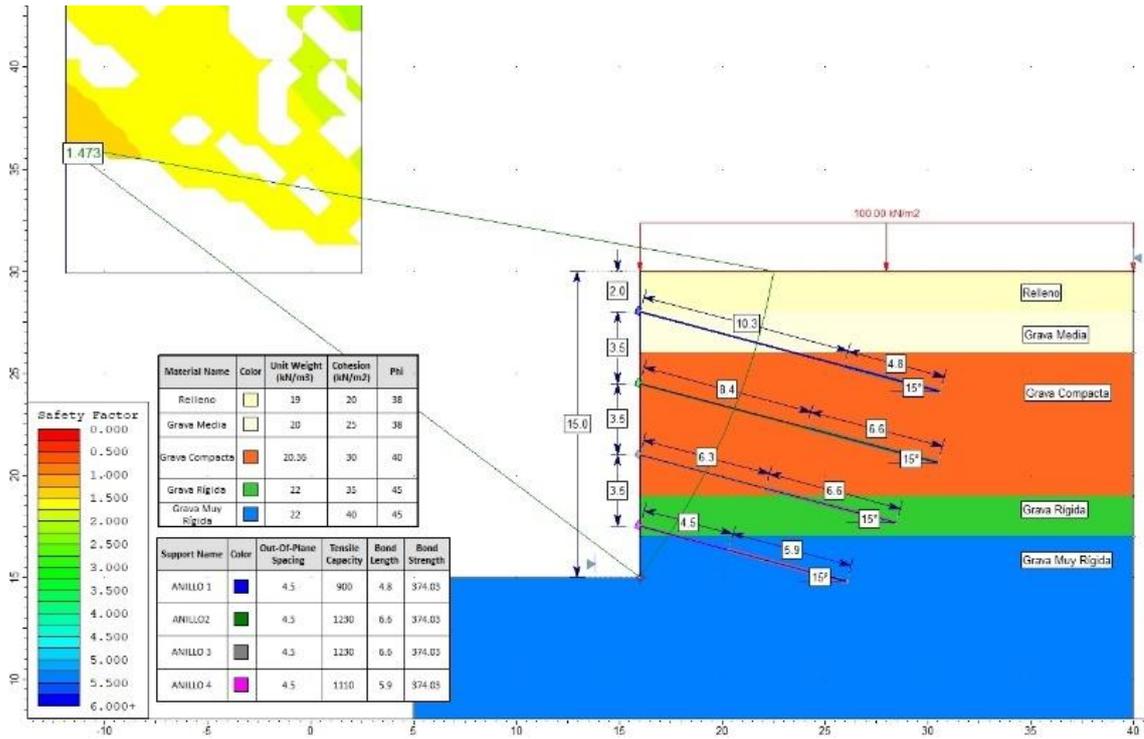
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Janbu – Grava Compacta F⁻ – Densidad



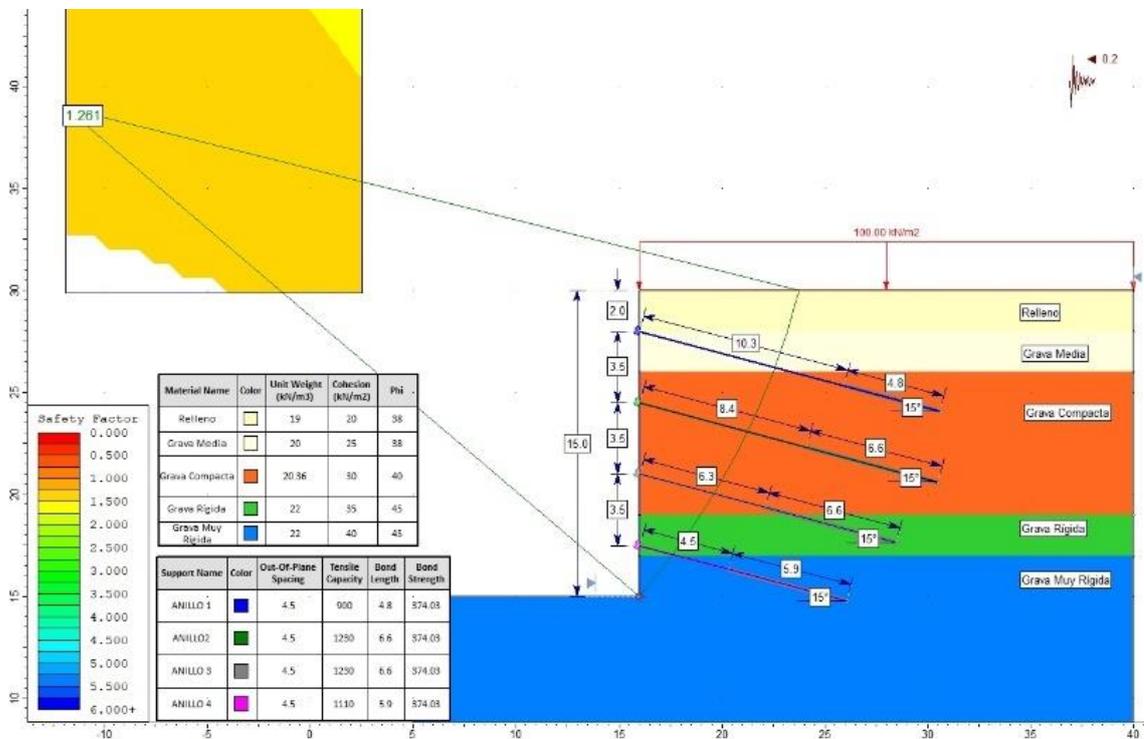
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Morgenstern-Price – Grava Compacta F – Densidad



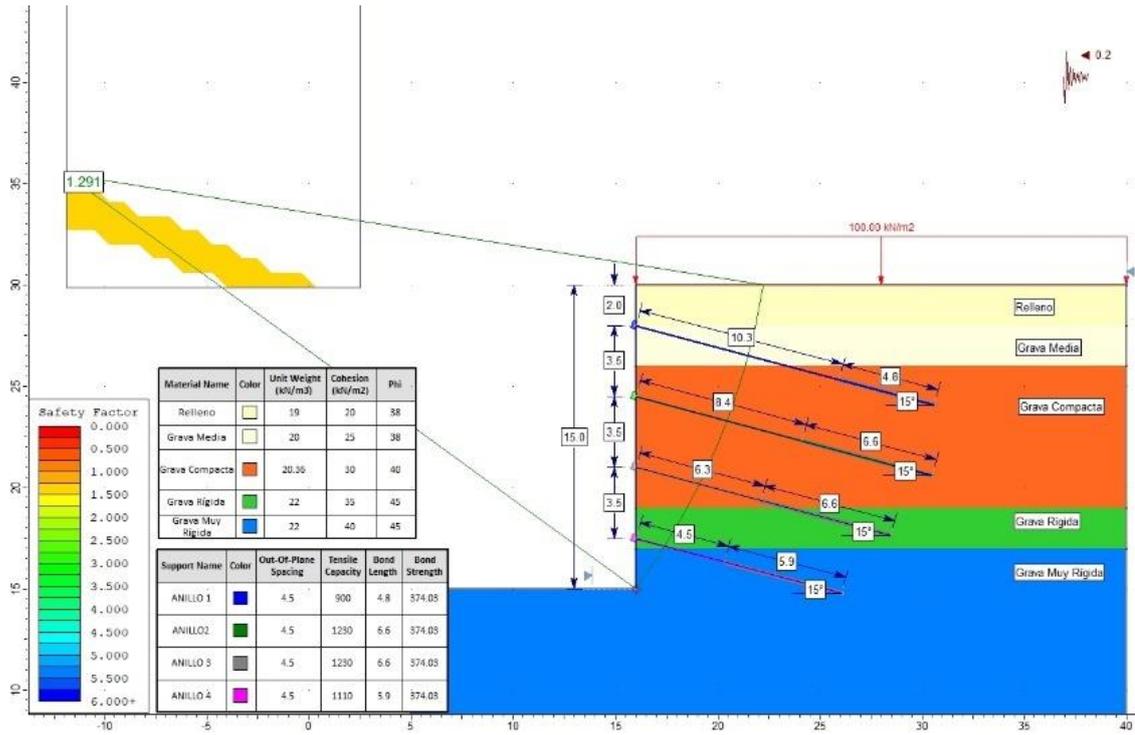
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Janbu – Grava Compacta F – Densidad



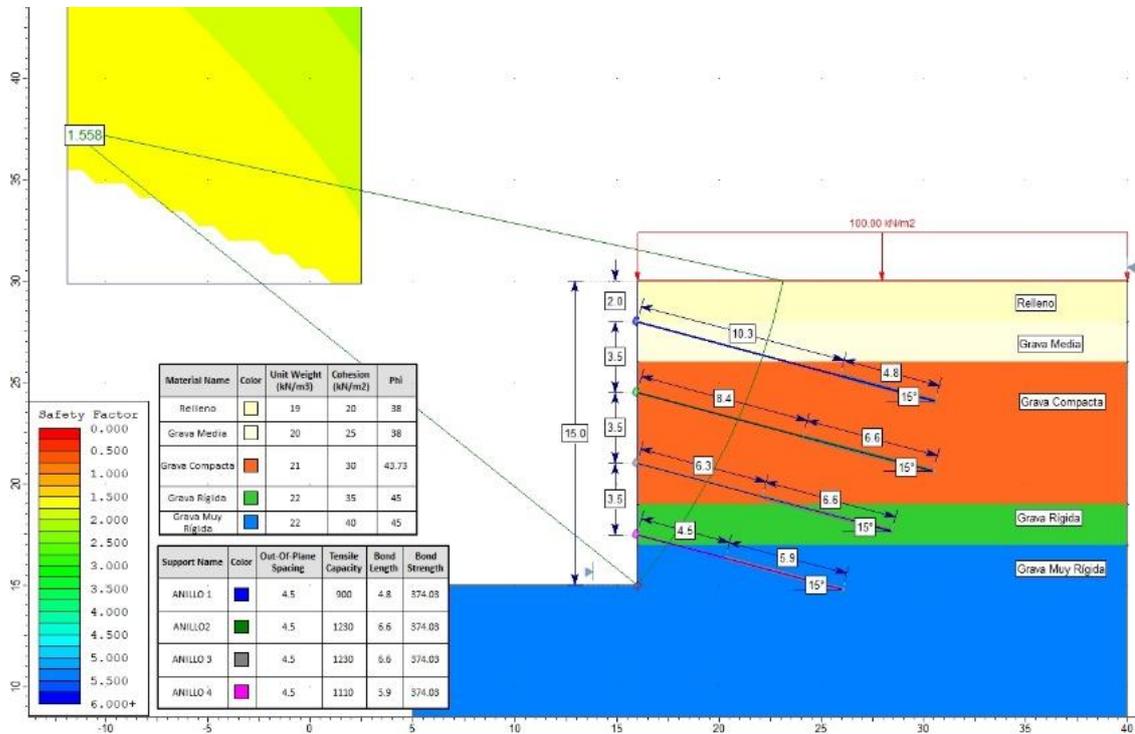
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price – Grava Compacta F⁻ – Densidad



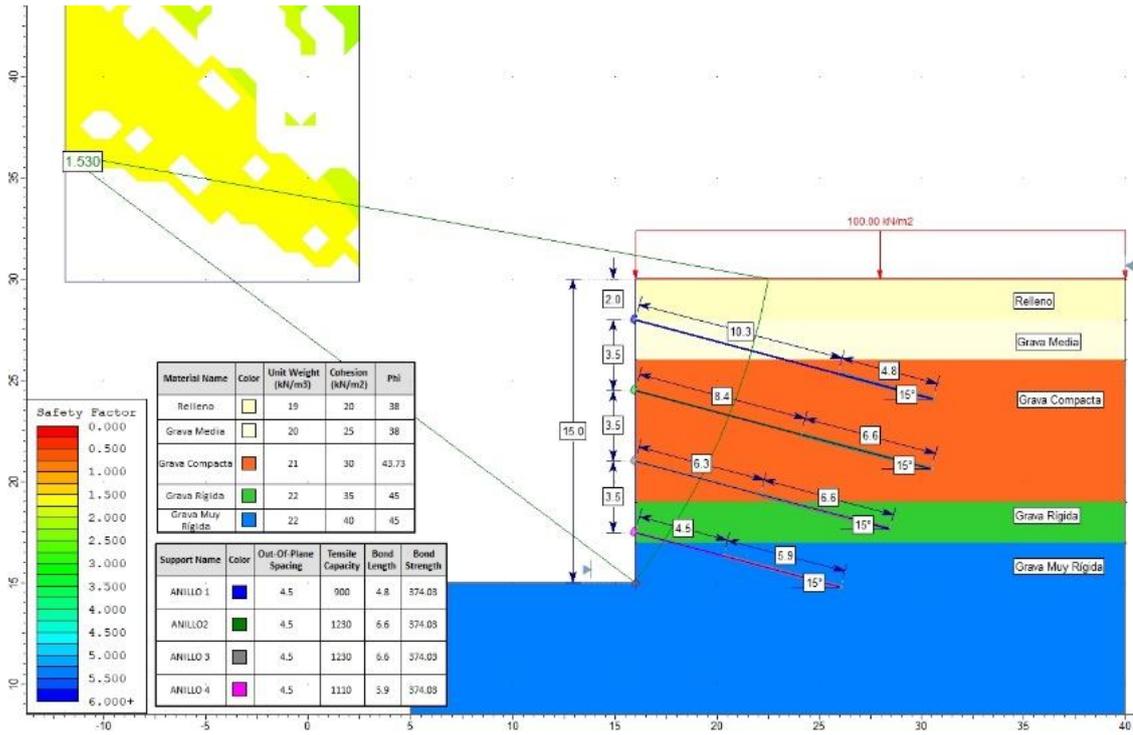
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Janbu – Grava Compacta F⁺ – Ángulo de Fricción



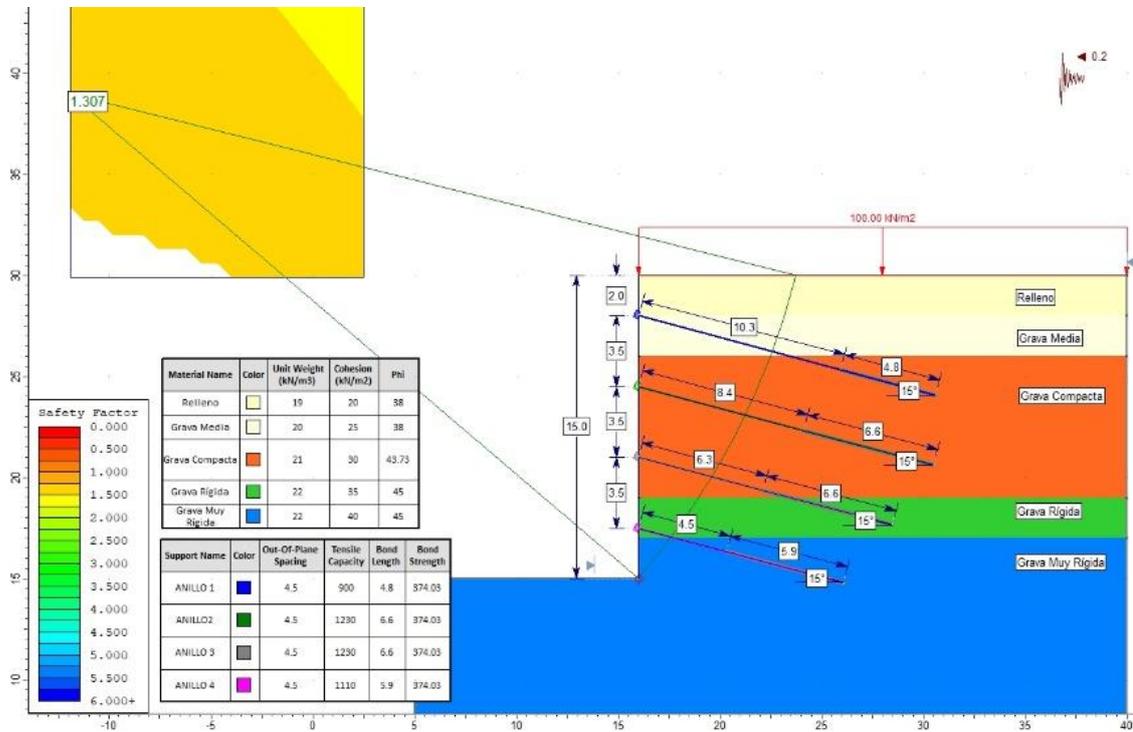
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Morgenstern-Price – Grava Compacta F+ – Ángulo de Fricción



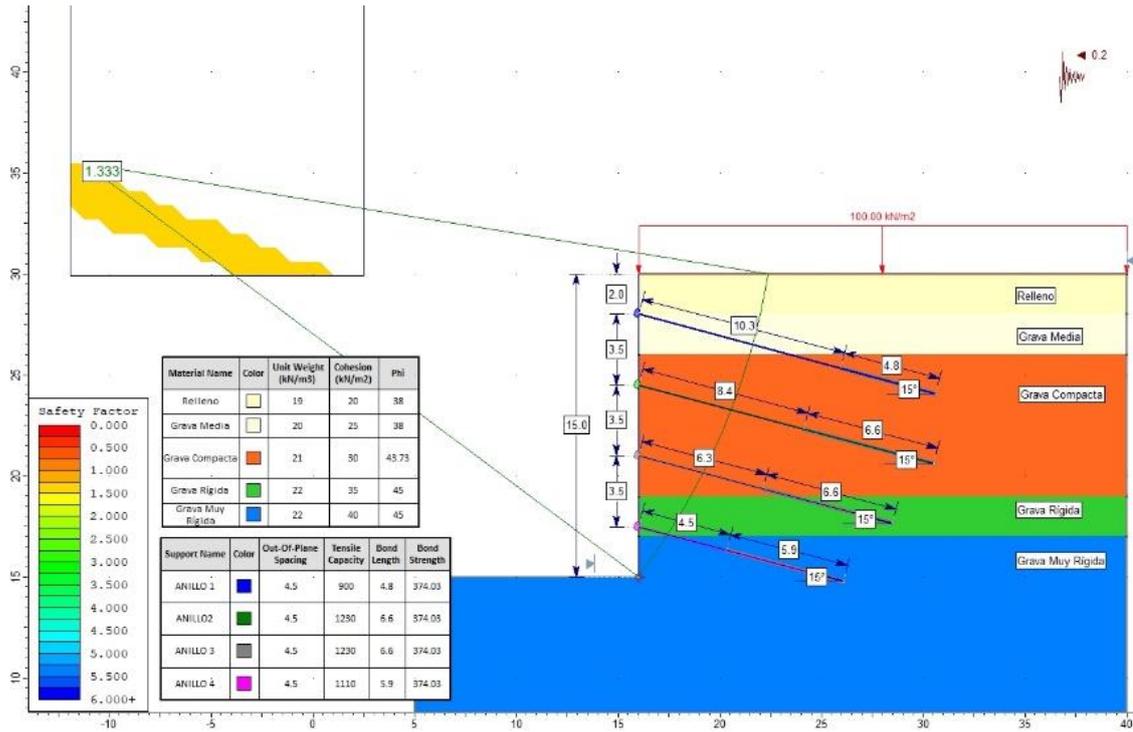
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Janbu – Grava Compacta F+ – Ángulo de Fricción



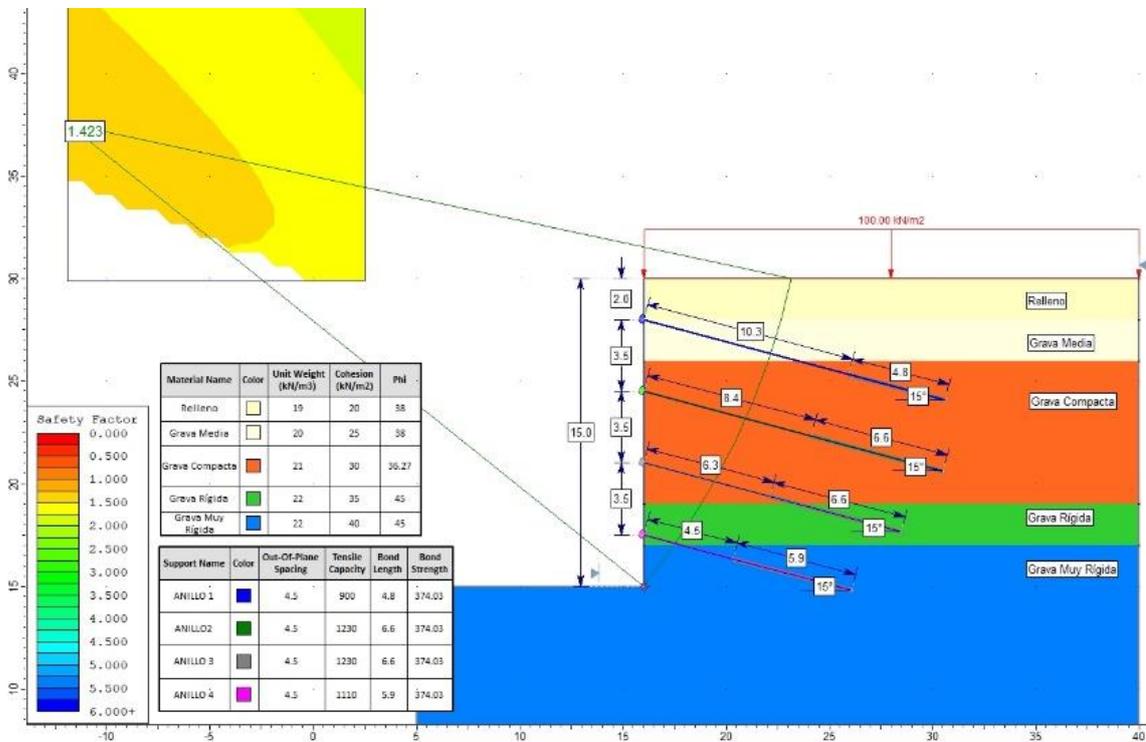
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price – Grava Compacta F⁺ – Ángulo de Fricción



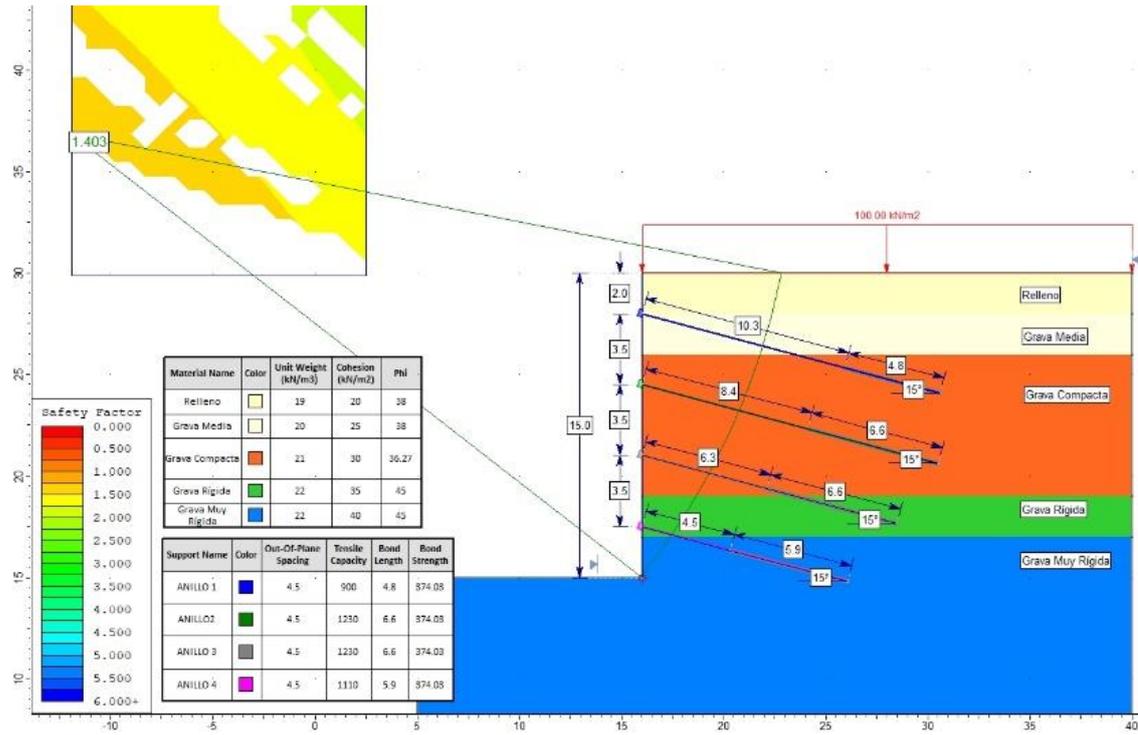
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Janbu – Grava Compacta F⁻ – Ángulo de Fricción



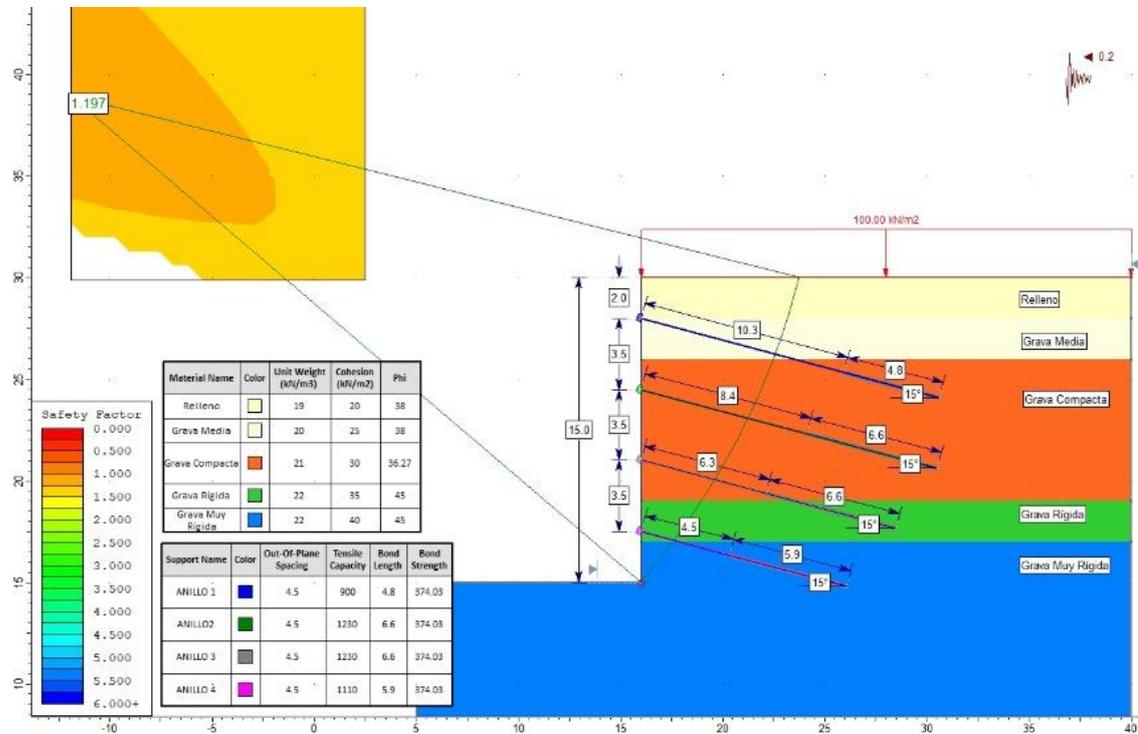
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Morgenstern-Price – Grava Compacta F – Ángulo de Fricción



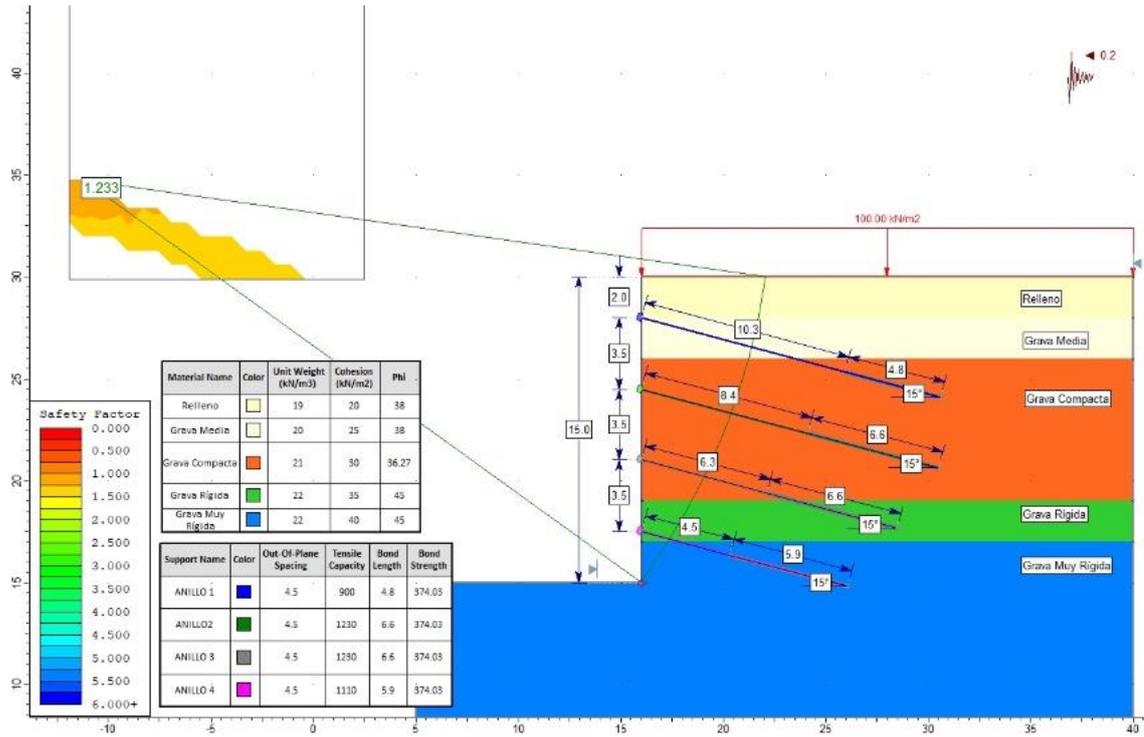
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Janbu – Grava Compacta F – Ángulo de Fricción



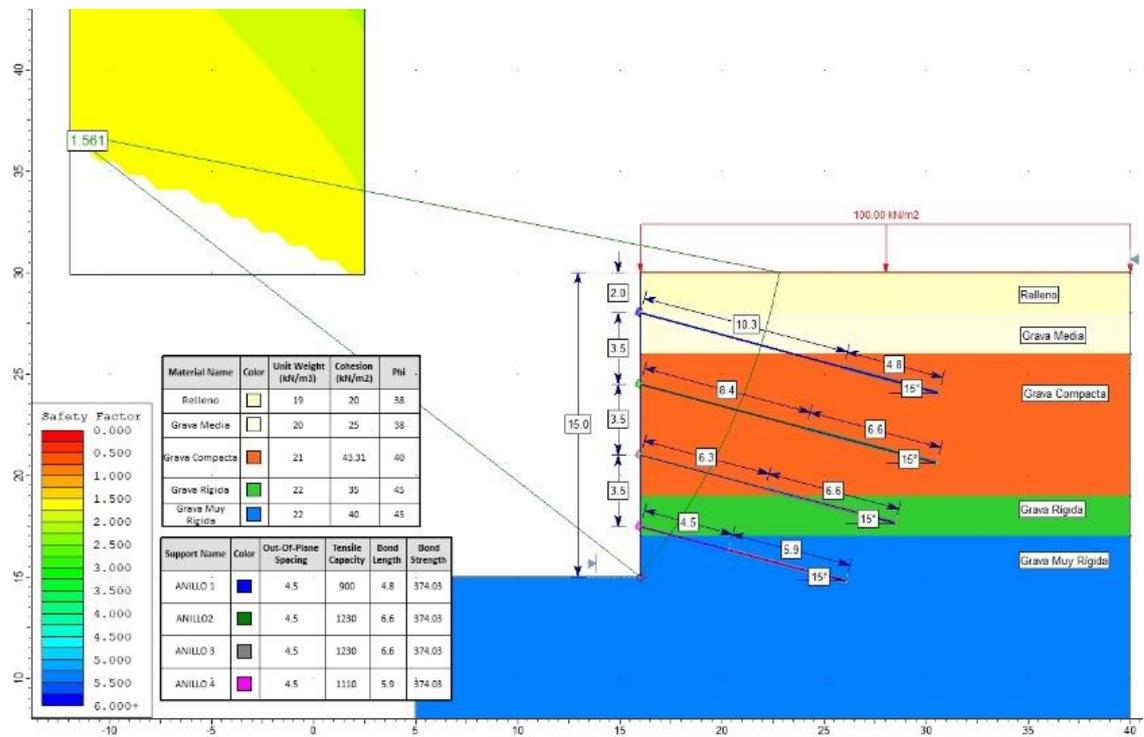
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price – Grava Compacta F^- – Ángulo de Fricción



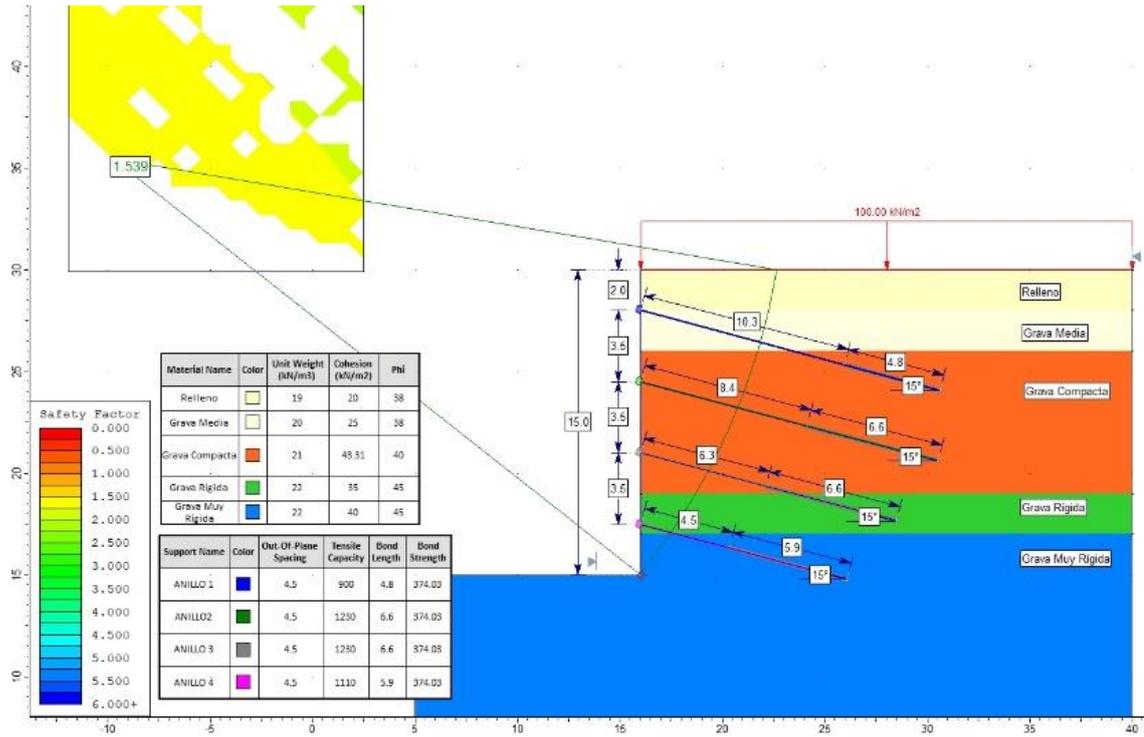
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Janbu – Grava Compacta F^+ – Cohesión



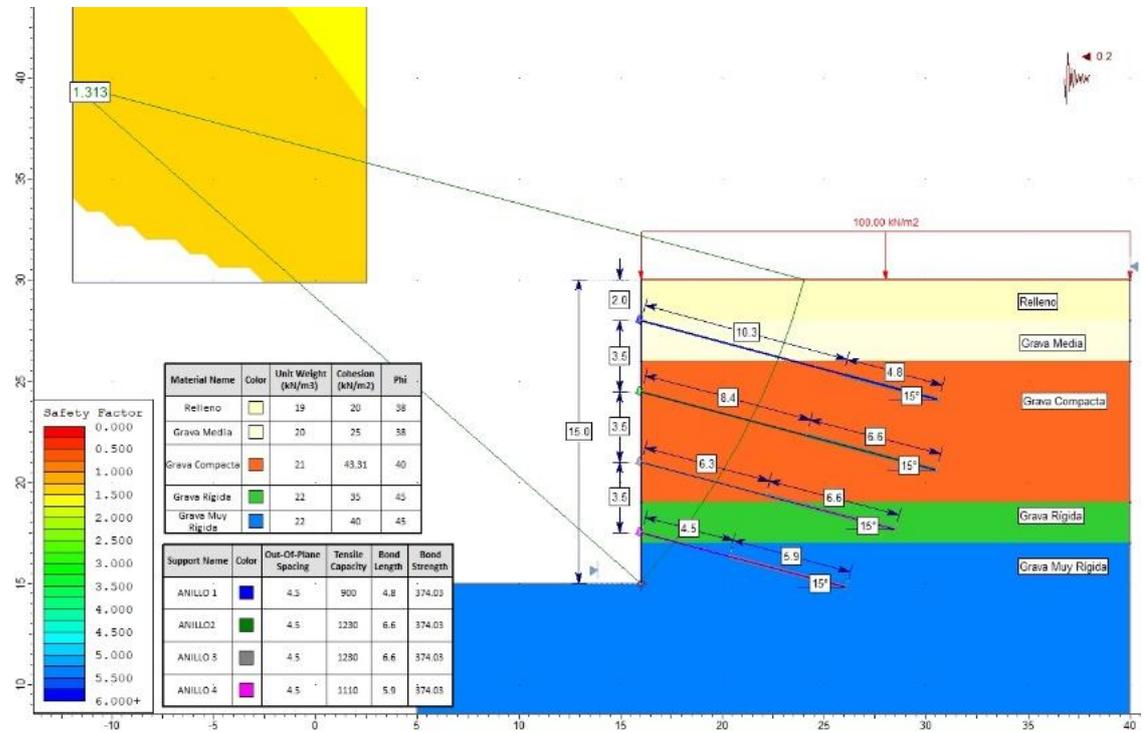
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Morgenstern-Price – Grava Compacta F⁺ – Cohesión



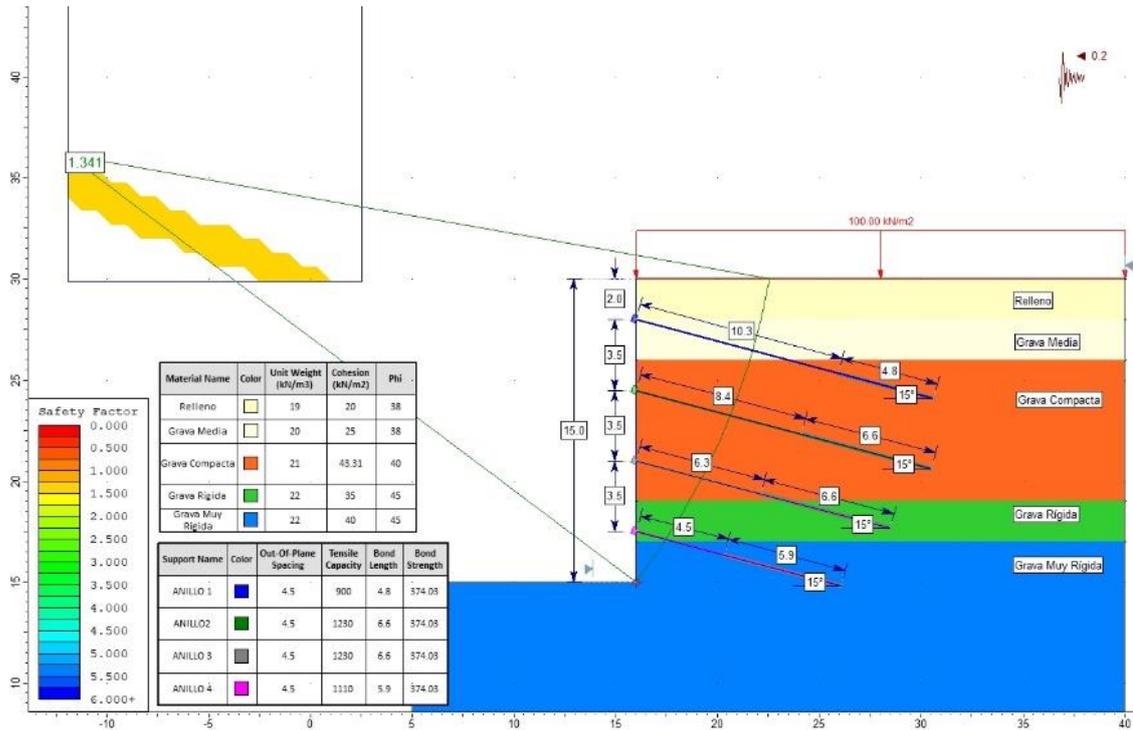
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Janbu – Grava Compacta F⁺ – Cohesión



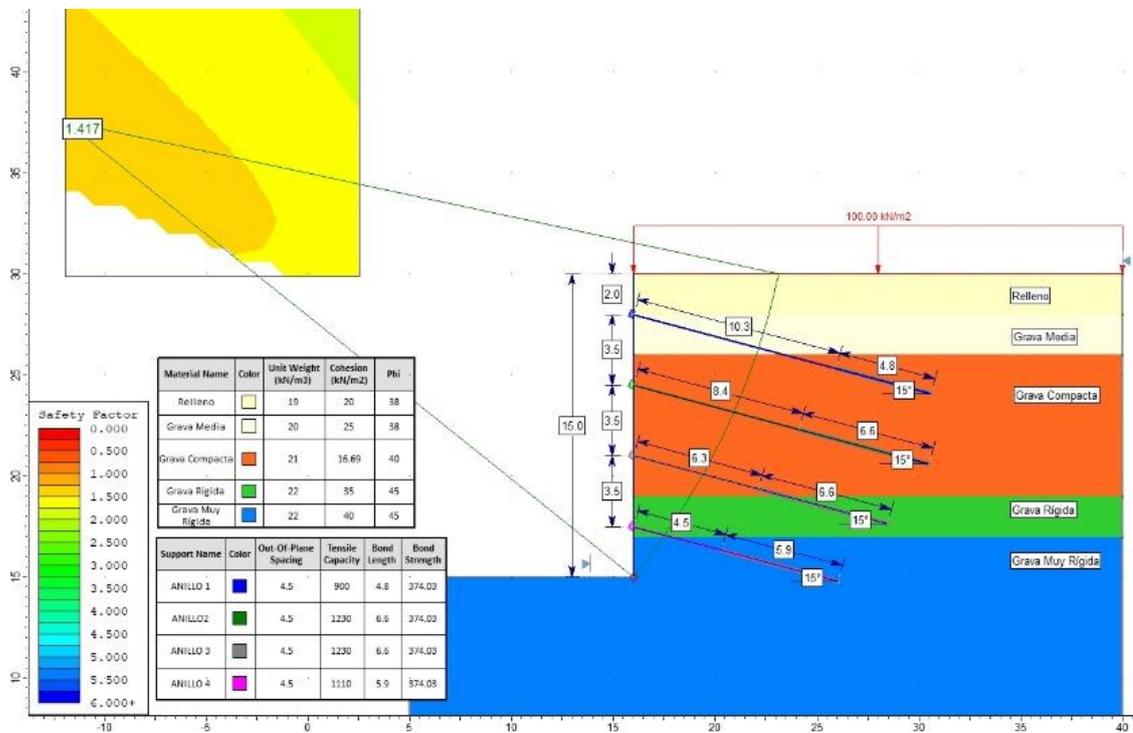
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price – Grava Compacta F^+ – Cohesión



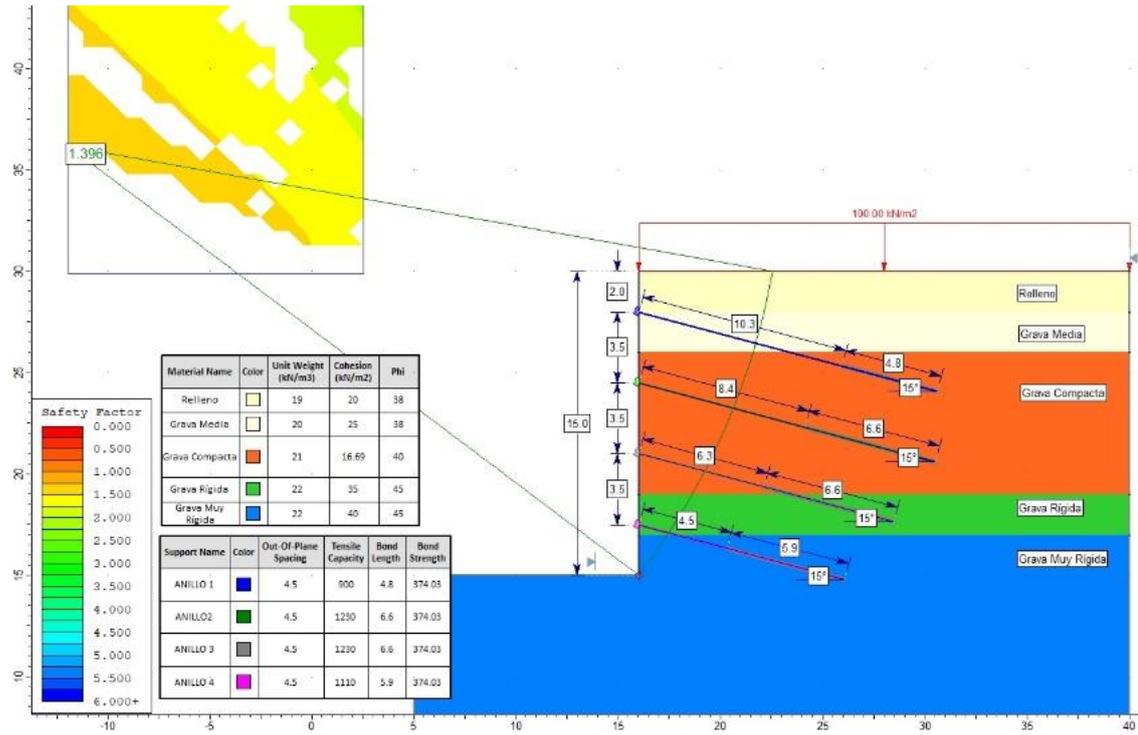
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Janbu – Grava Compacta F^- – Cohesión



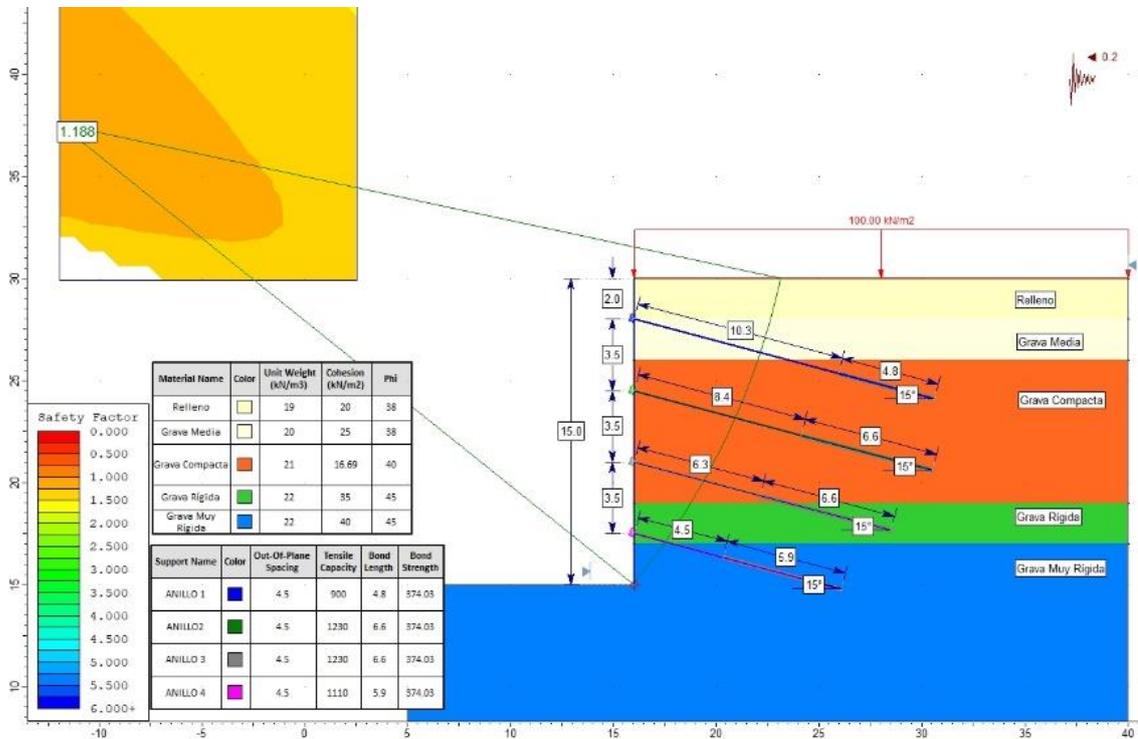
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Morgenstern-Price – Grava Compacta F – Cohesión



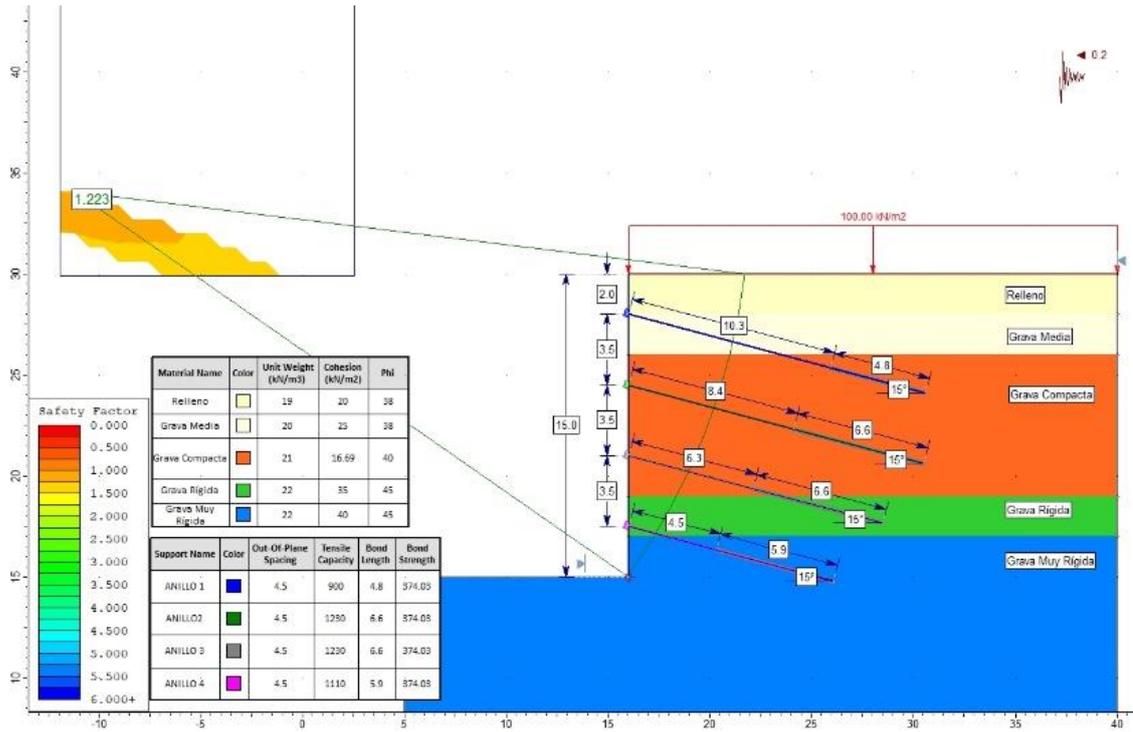
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Janbu – Grava Compacta F – Ángulo de Fricción



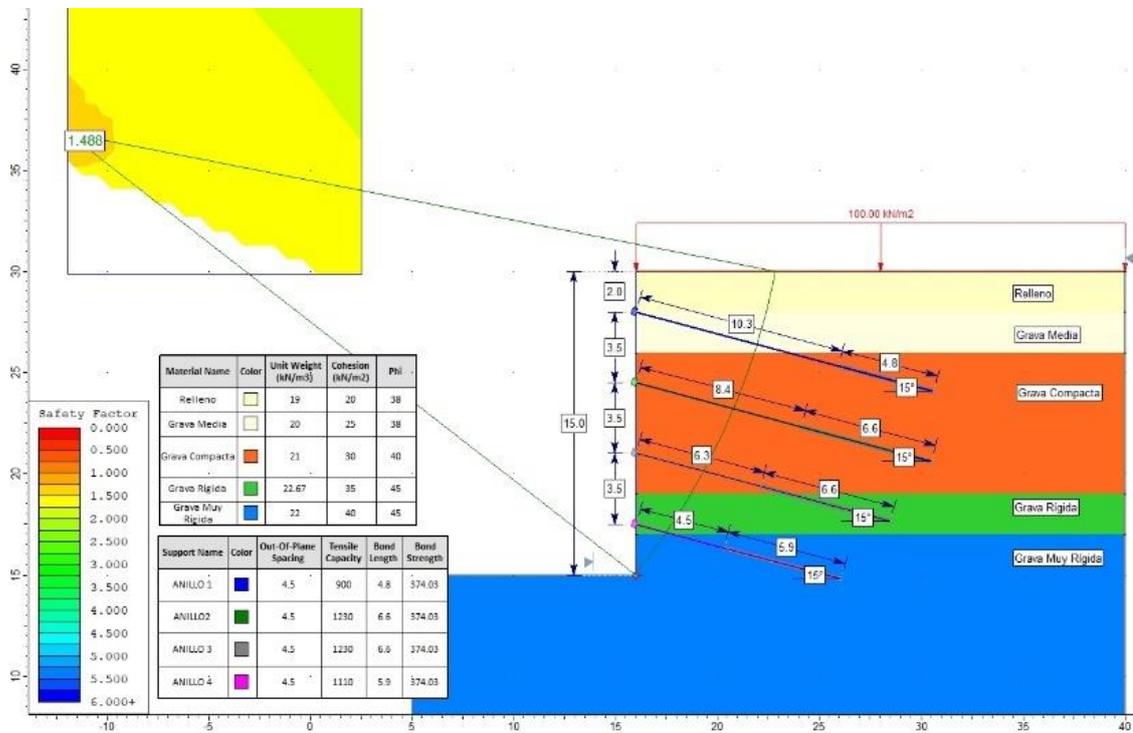
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price – Grava Compacta F⁻ – Cohesión



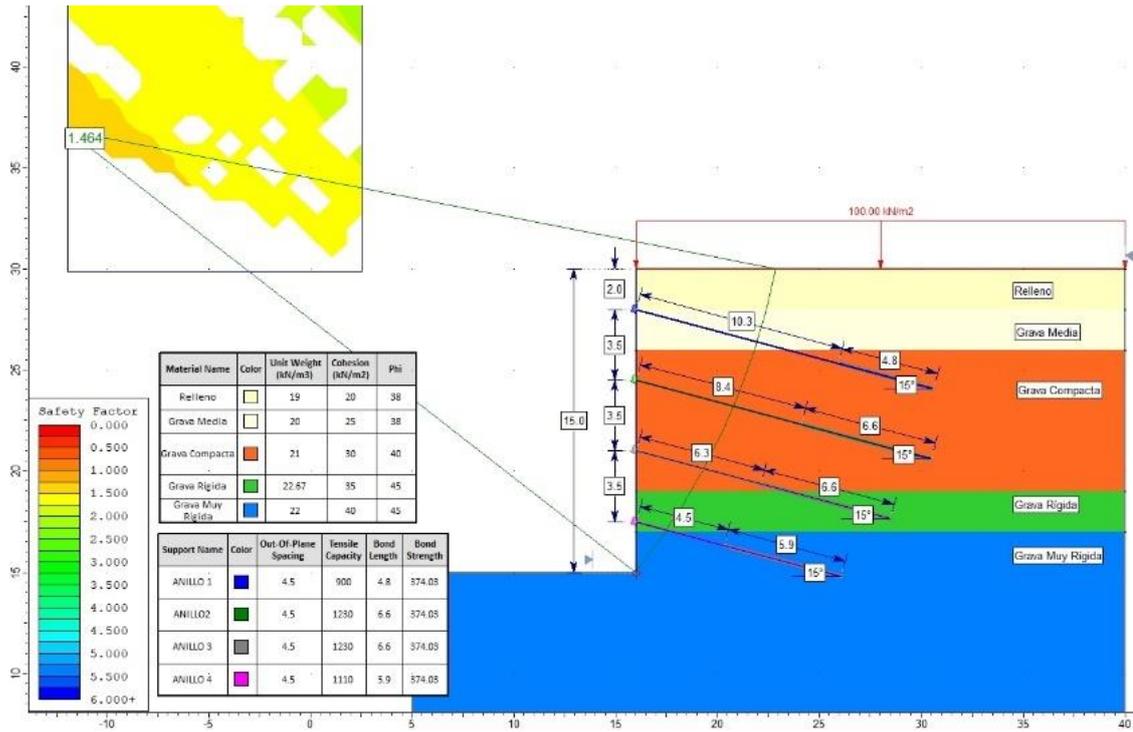
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Janbu – Grava Rígida F⁺ – Densidad



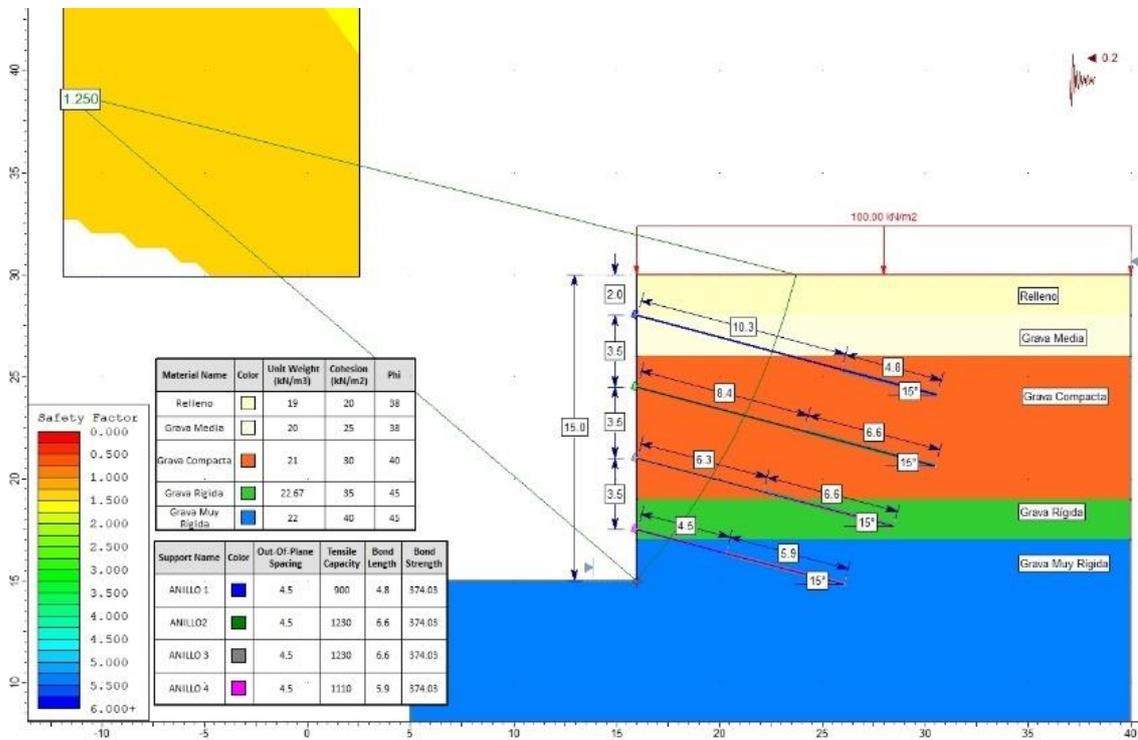
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Morgenstern-Price – Grava Rígida F⁺ – Densidad



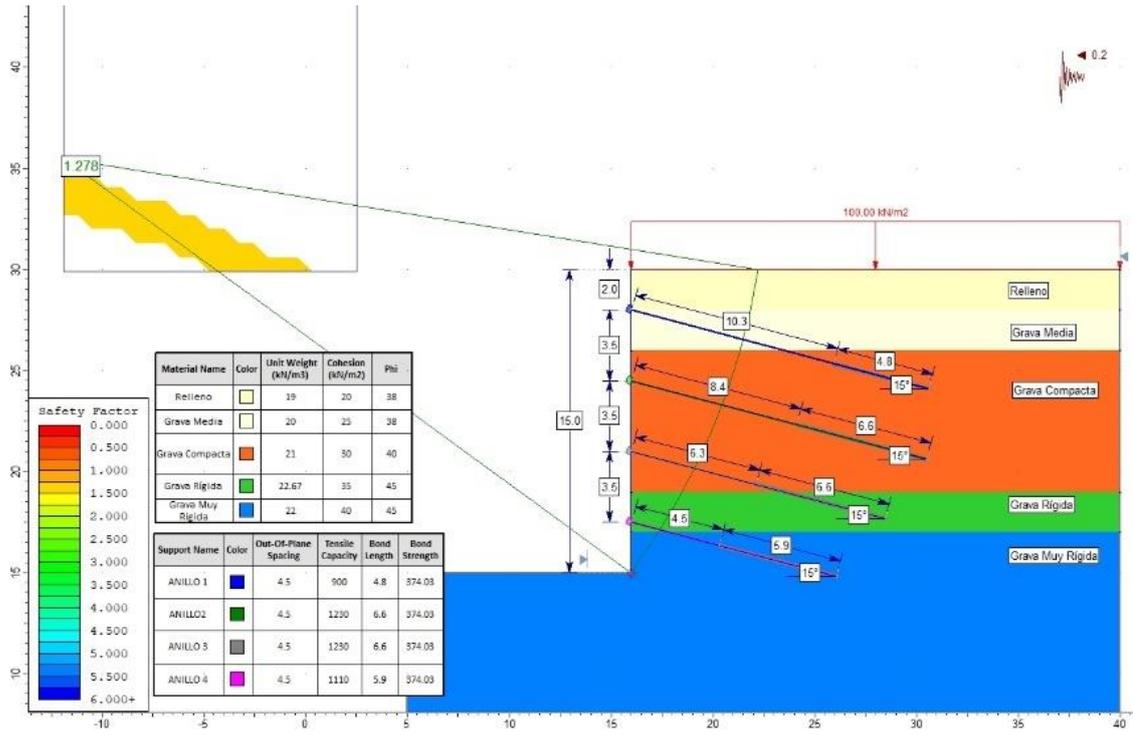
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Janbu – Grava Rígida F⁺ – Densidad



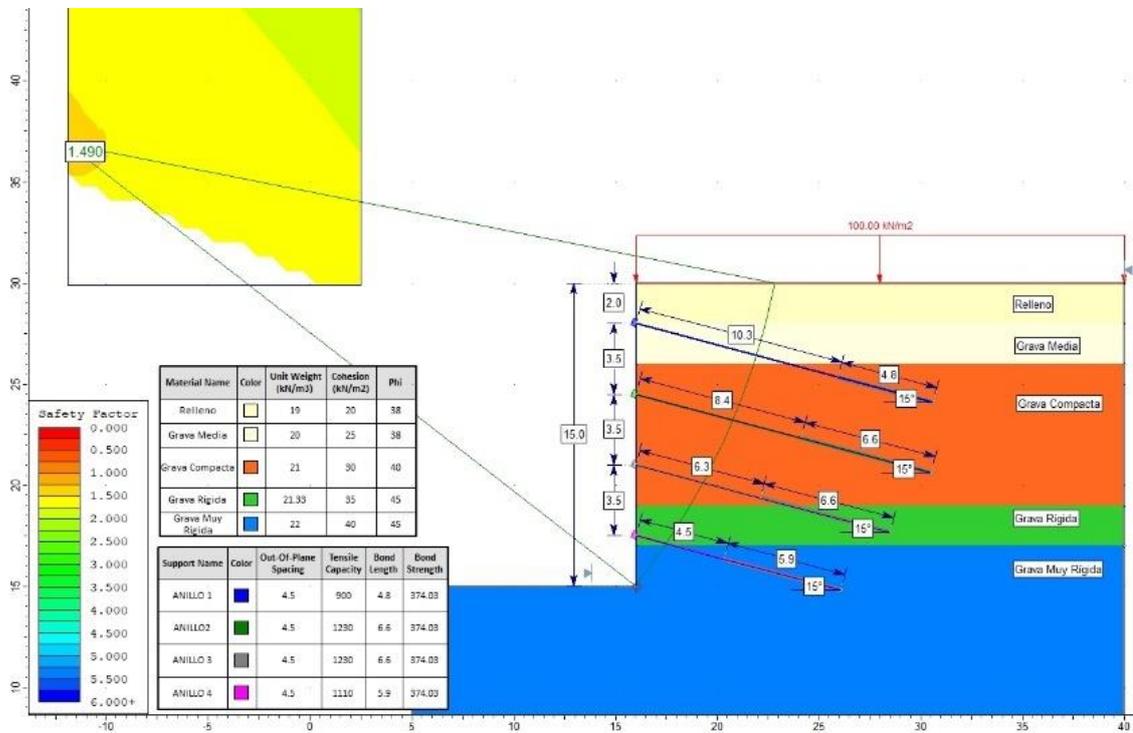
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price – Grava Rígida F⁺ – Densidad



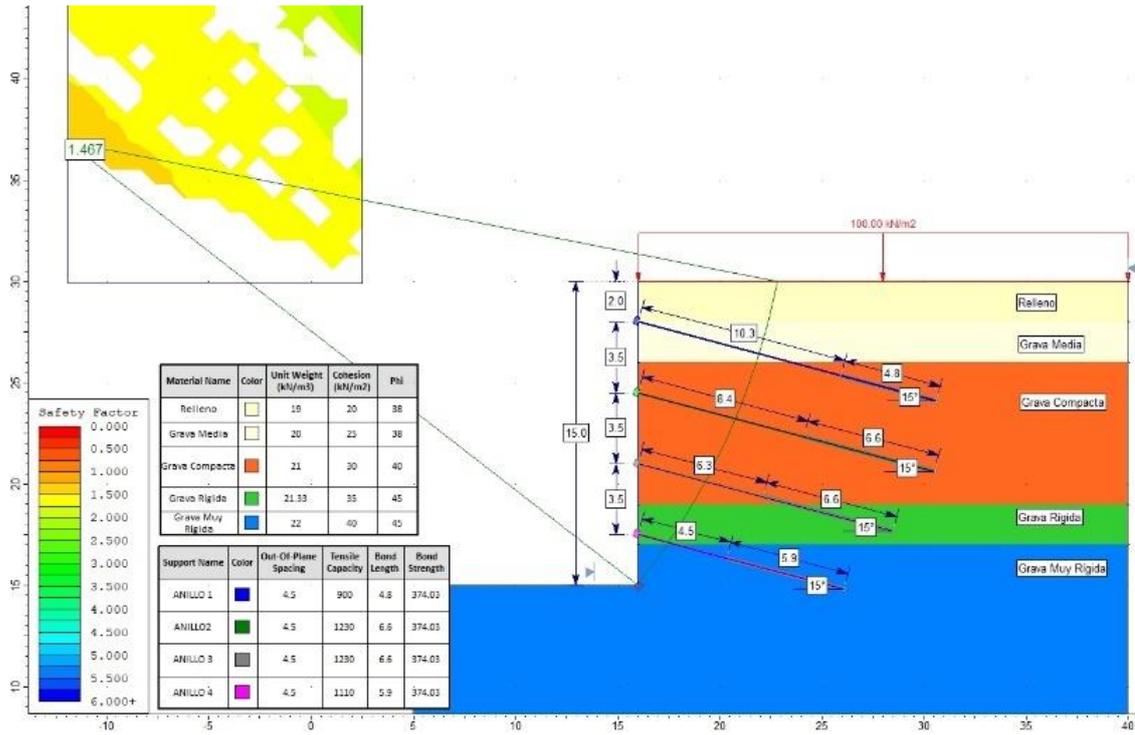
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Janbu – Grava Rígida F⁻ – Densidad



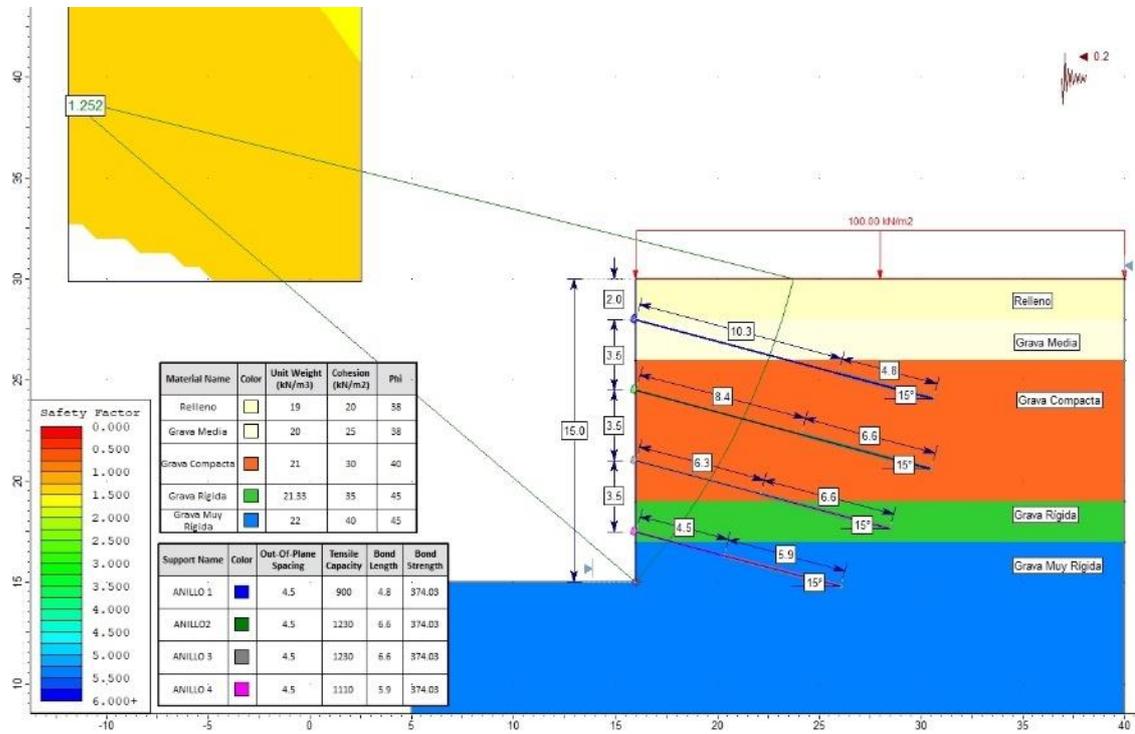
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Morgenstern-Price – Grava Rígida F^r – Densidad



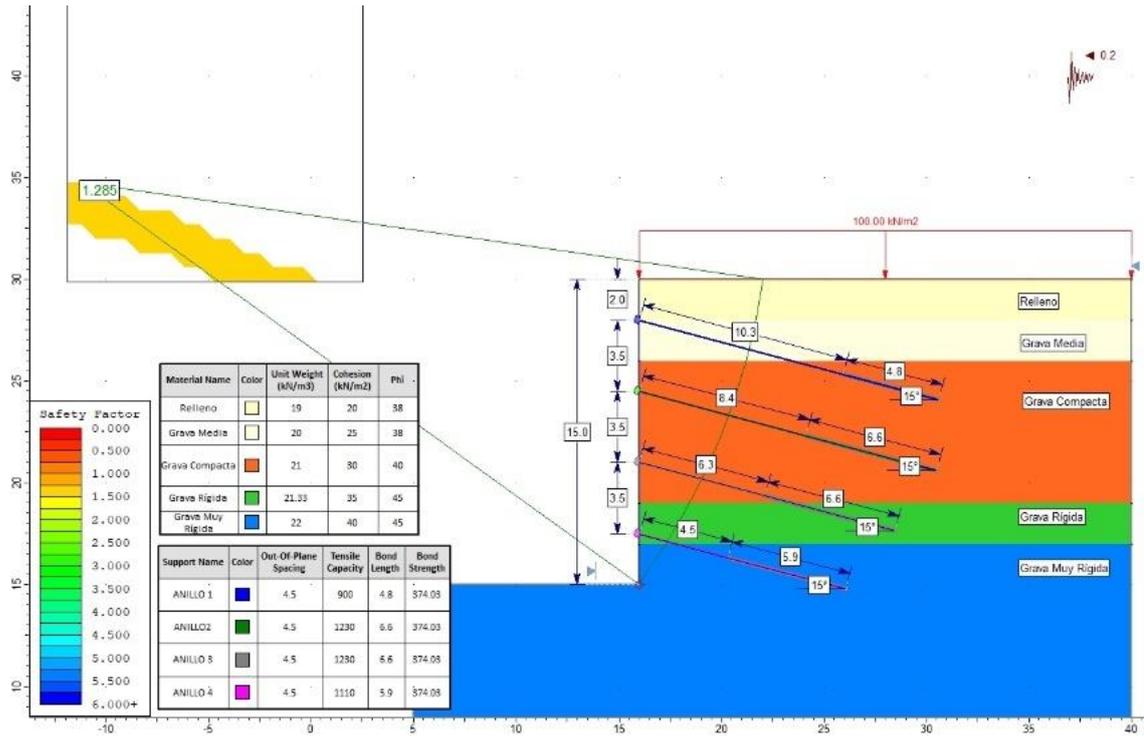
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Janbu – Grava Rígida F^r – Densidad



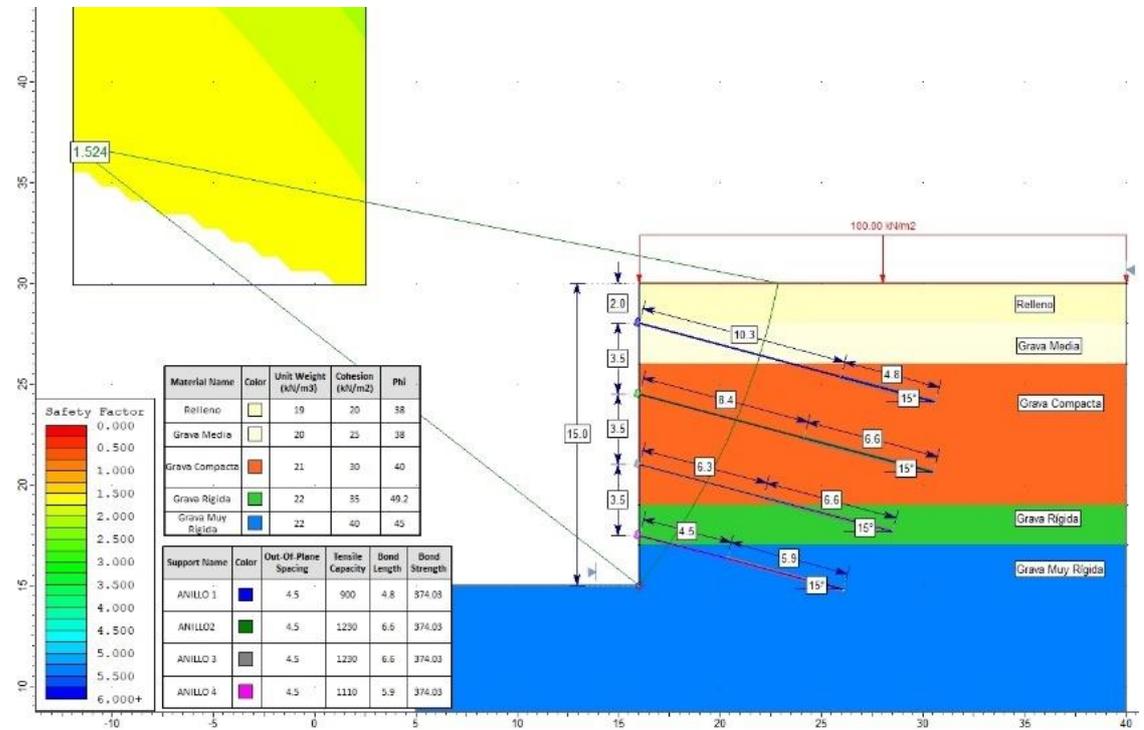
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price – Grava Rígida F⁻ – Densidad



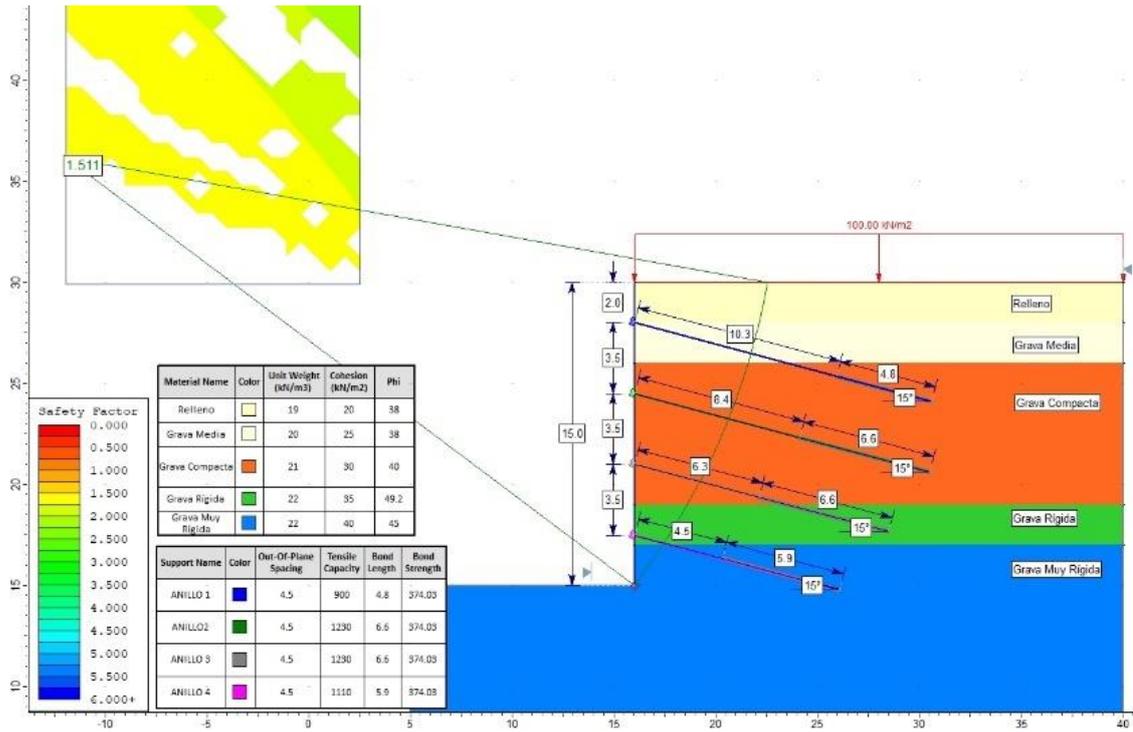
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Janbu – Grava Rígida F⁺ – Ángulo de Fricción



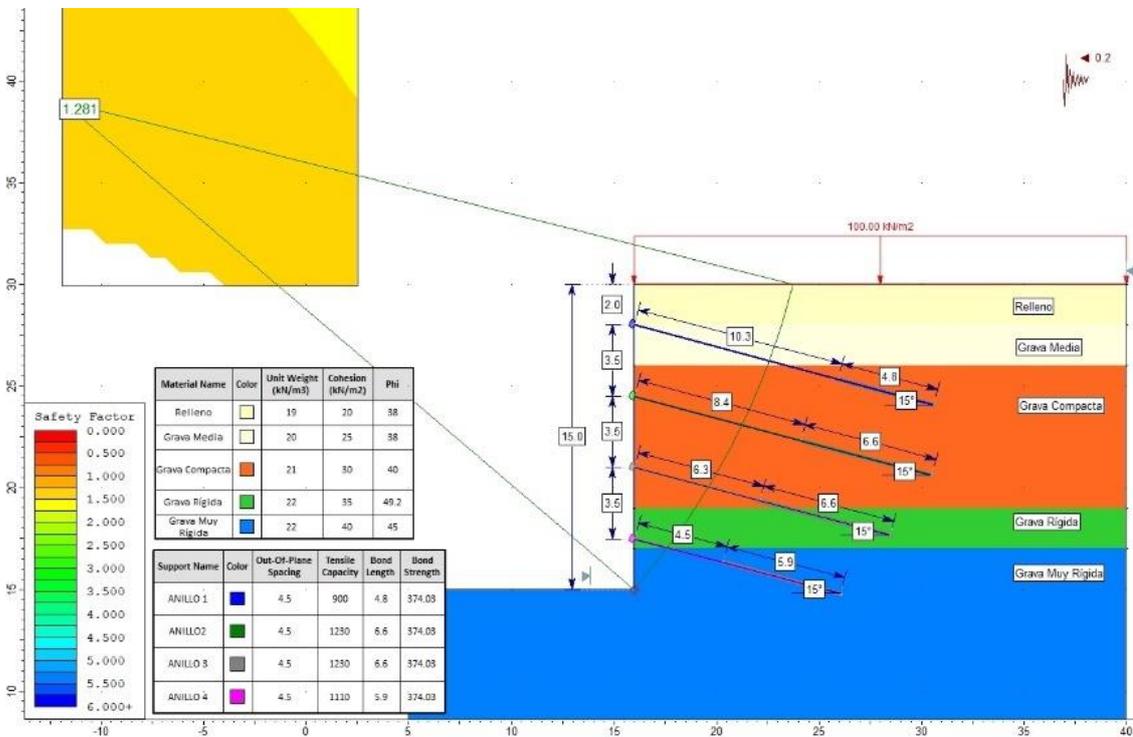
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Morgenstern-Price – Grava Rígida F^+ – Ángulo de Fricción



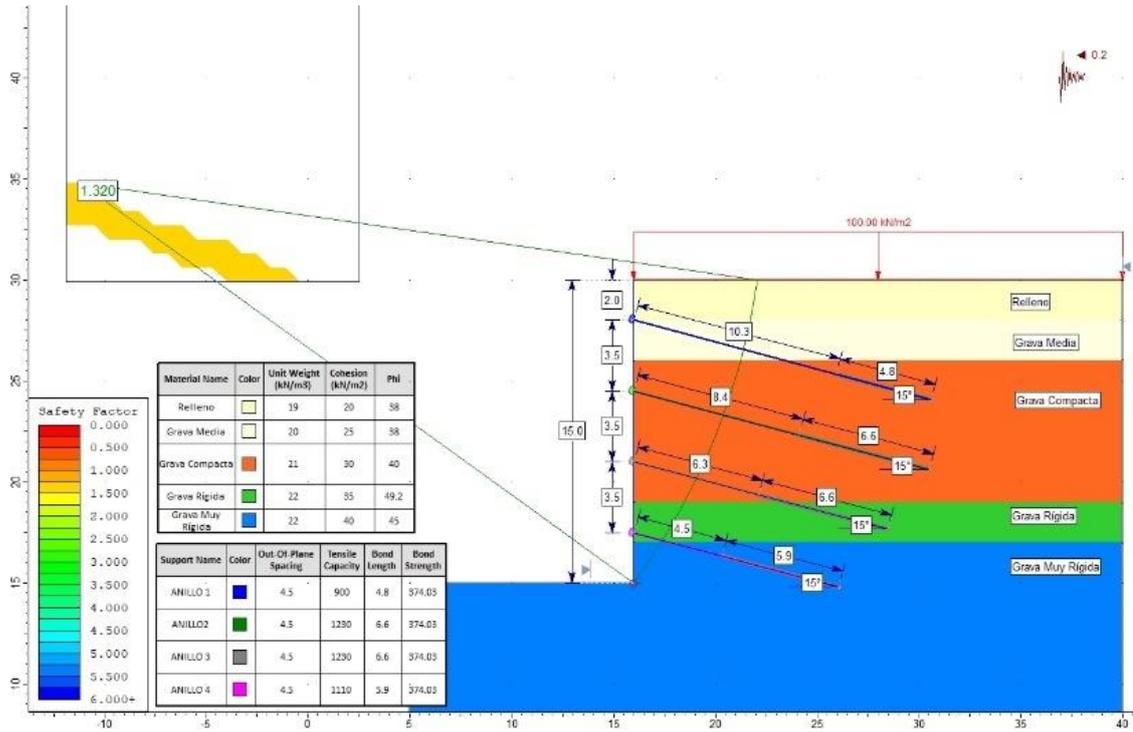
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Janbu – Grava Rígida F^+ – Ángulo de Fricción



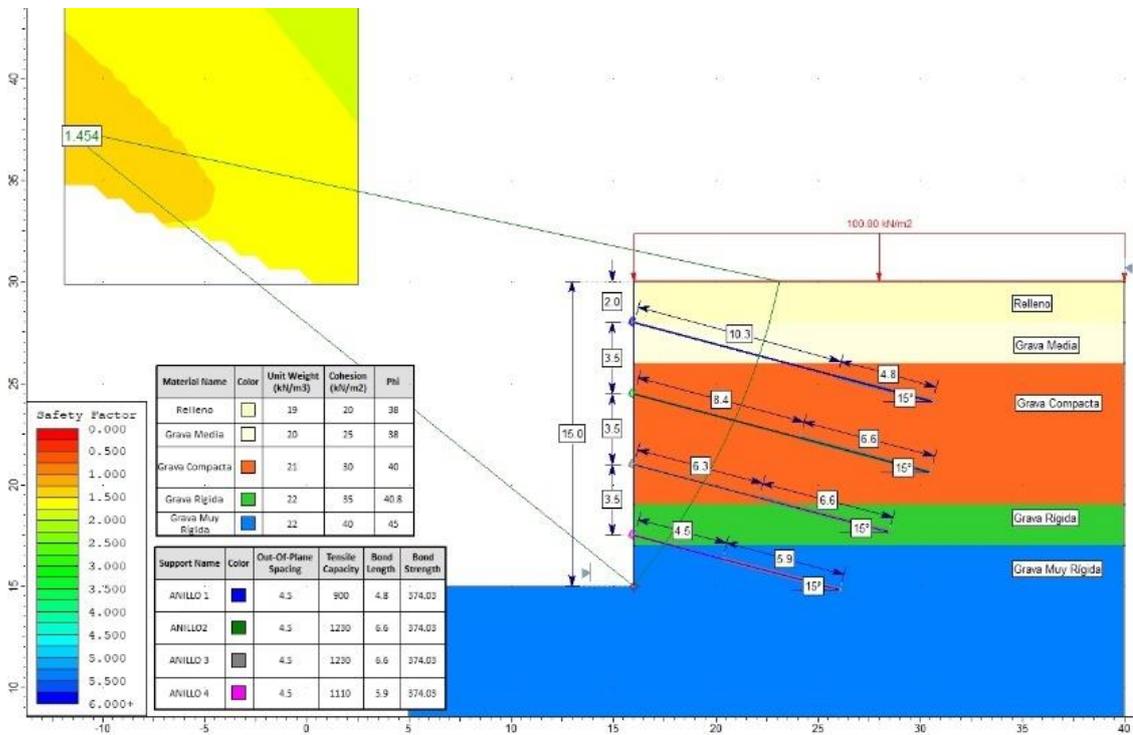
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price – Grava Rígida F⁺ – Ángulo de Fricción



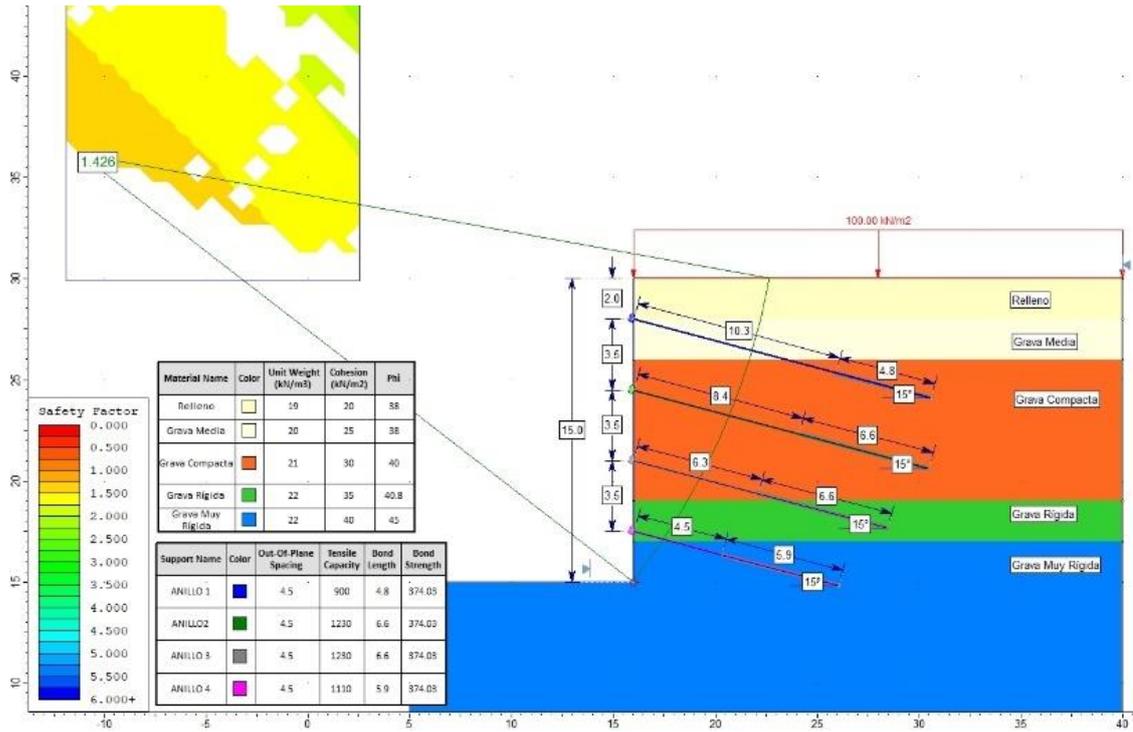
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Janbu – Grava Rígida F⁻ – Ángulo de Fricción



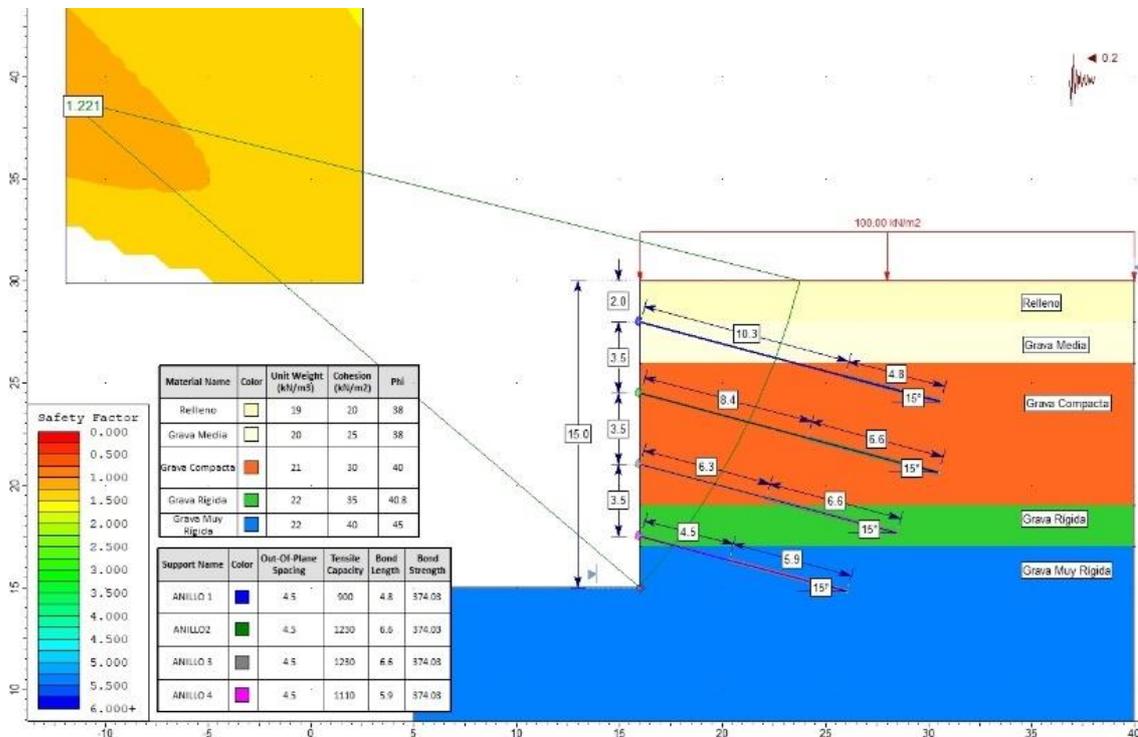
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Morgenstern-Price – Grava Rígida F – Ángulo de Fricción



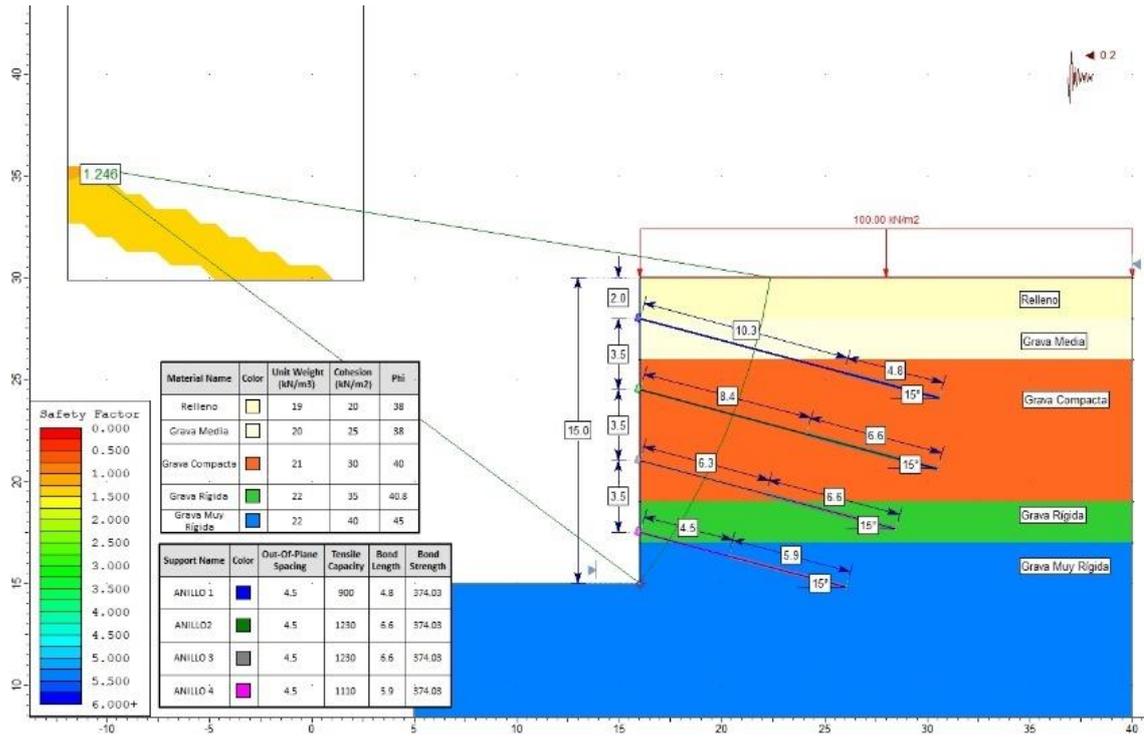
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Janbu – Grava Rígida F – Ángulo de Fricción



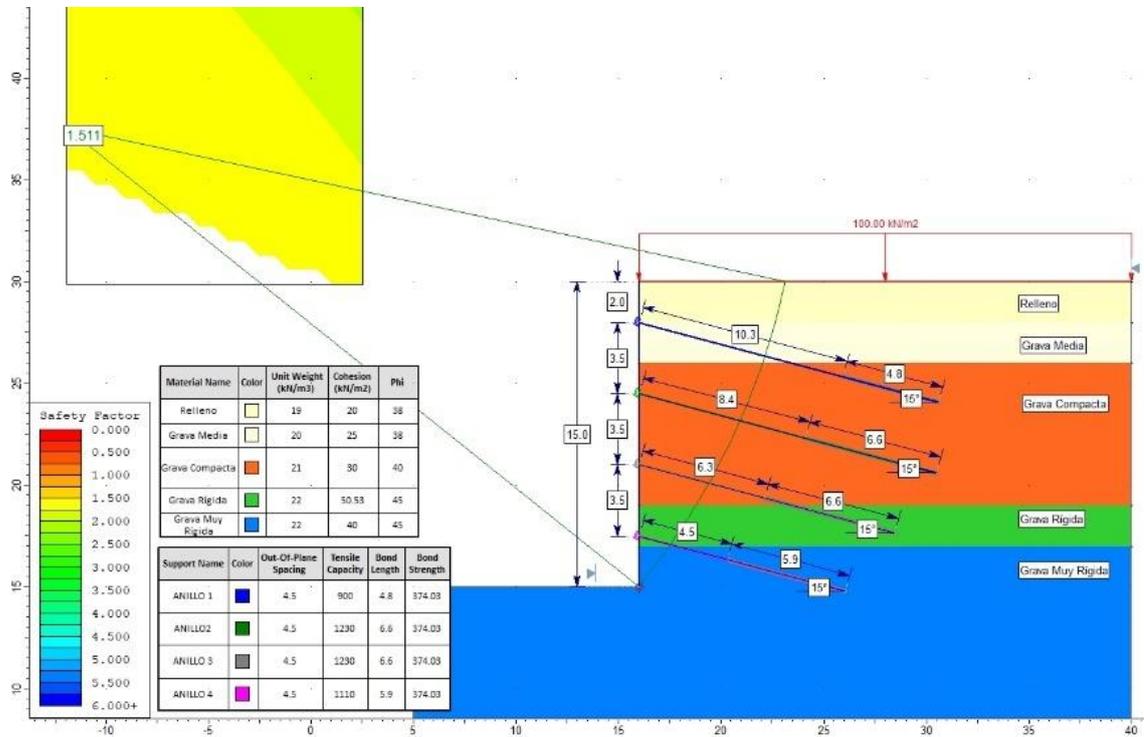
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price – Grava Rígida F⁻ – Ángulo de Fricción



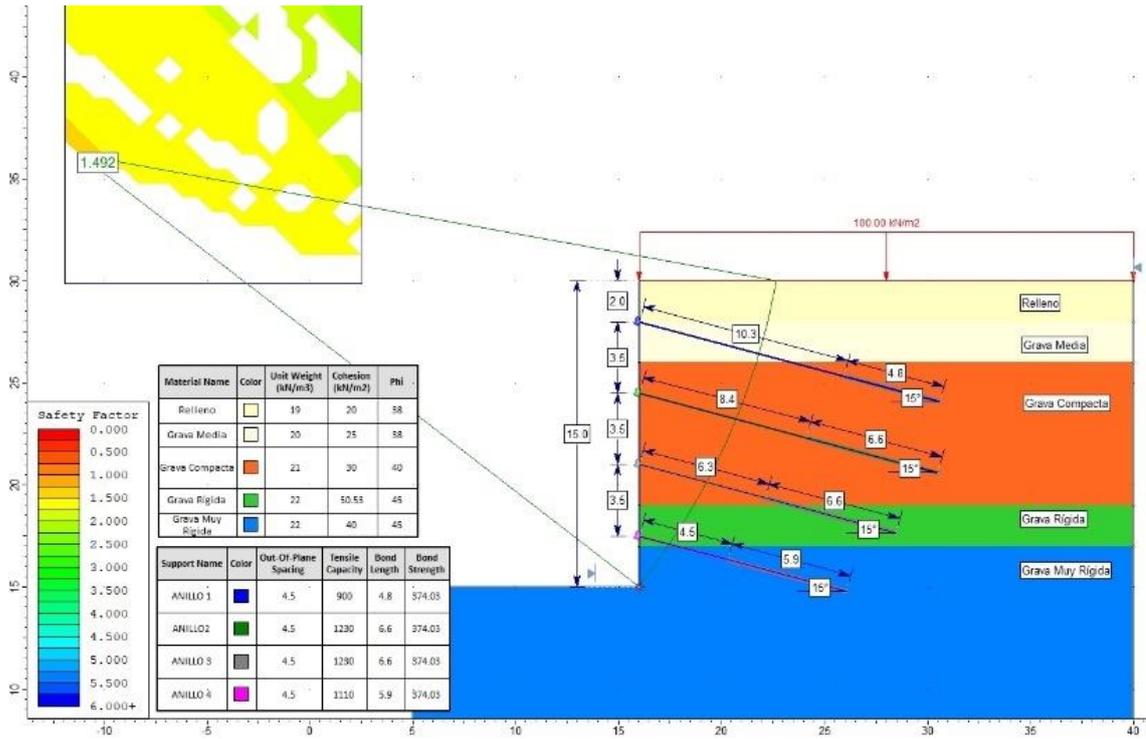
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Janbu – Grava Rígida F⁺ – Cohesión



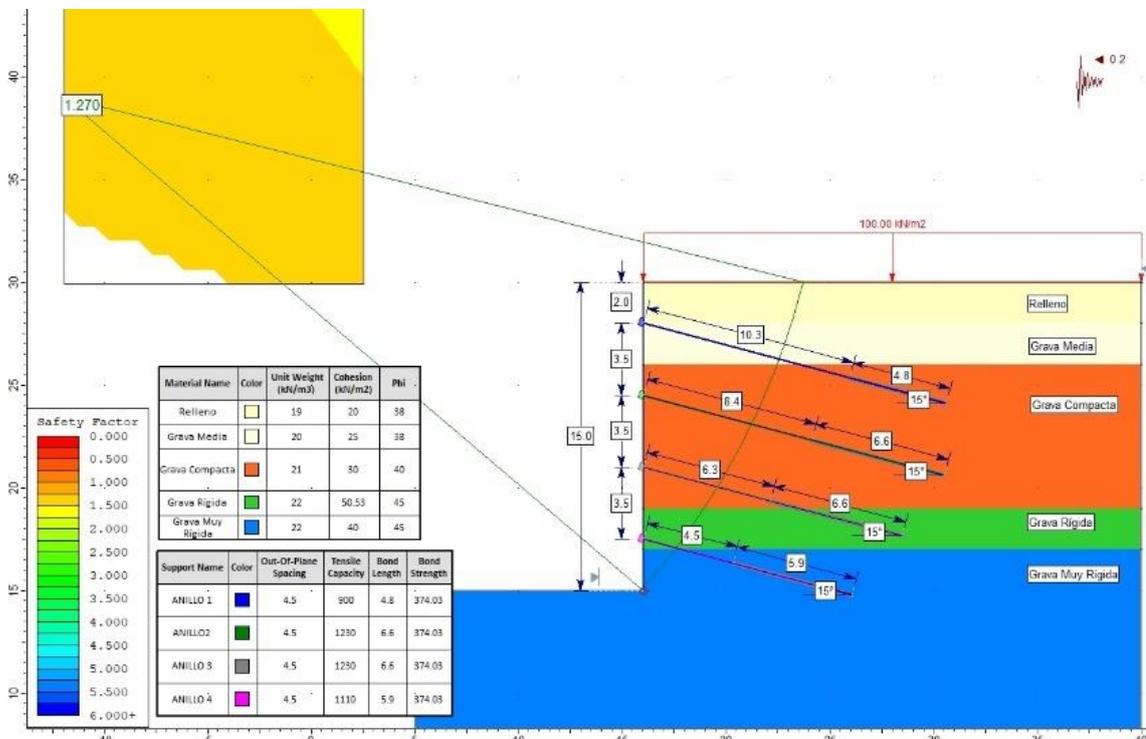
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Morgenstern-Price – Grava Rígida F⁺ – Cohesión



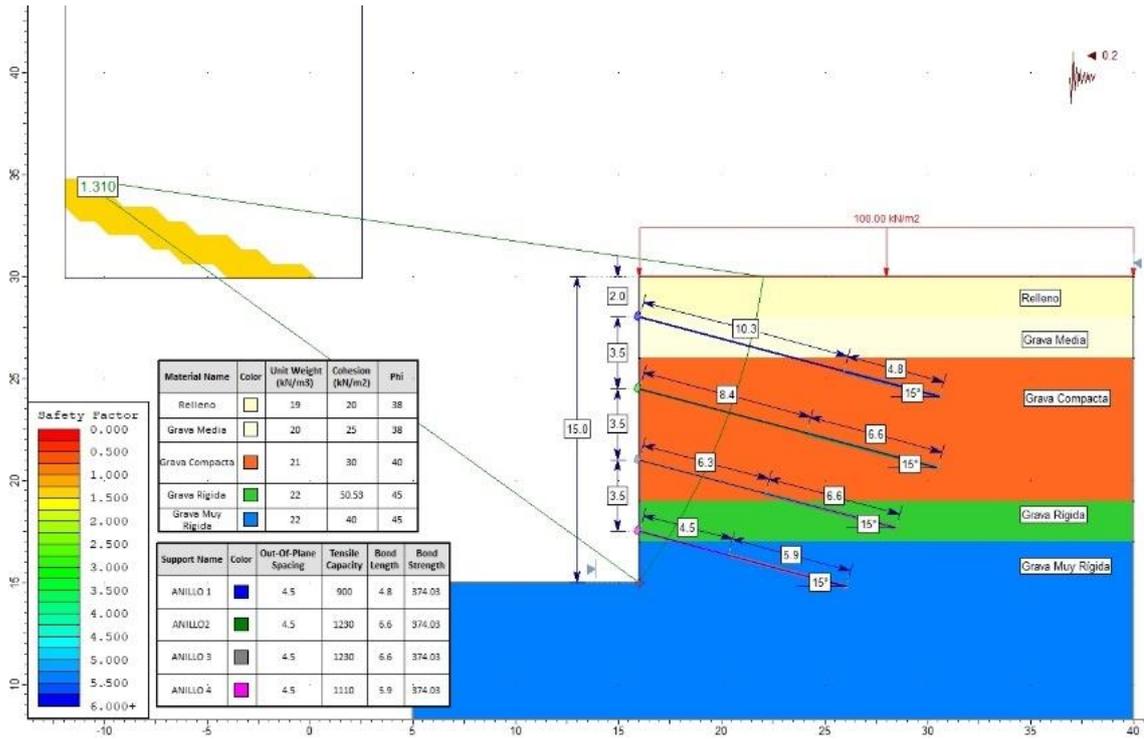
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Janbu – Grava Rígida F⁺ – Cohesión



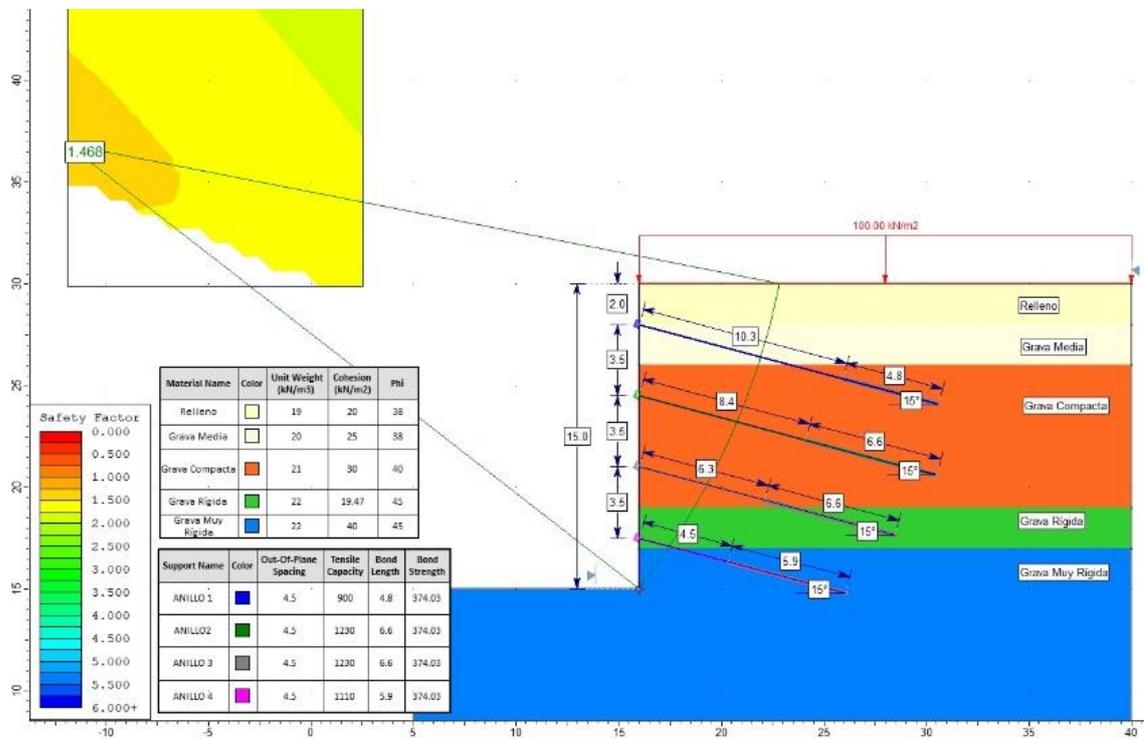
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price – Grava Rígida F⁺ – Cohesión



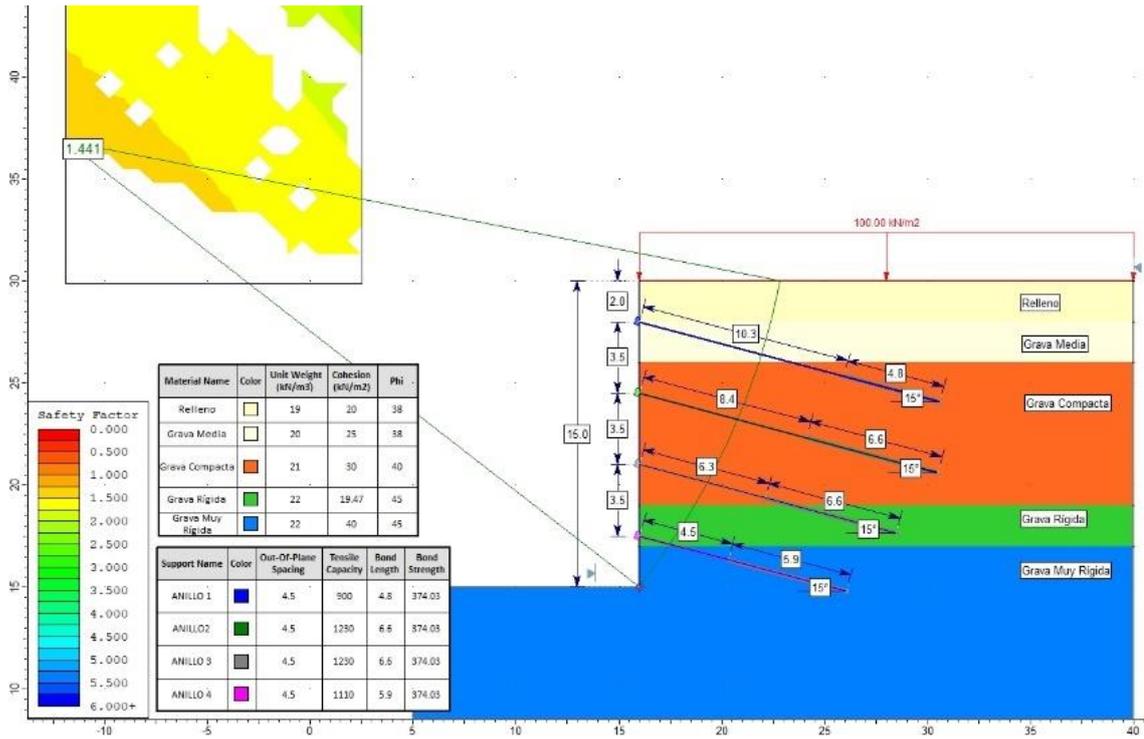
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Janbu – Grava Rígida F⁻ – Cohesión



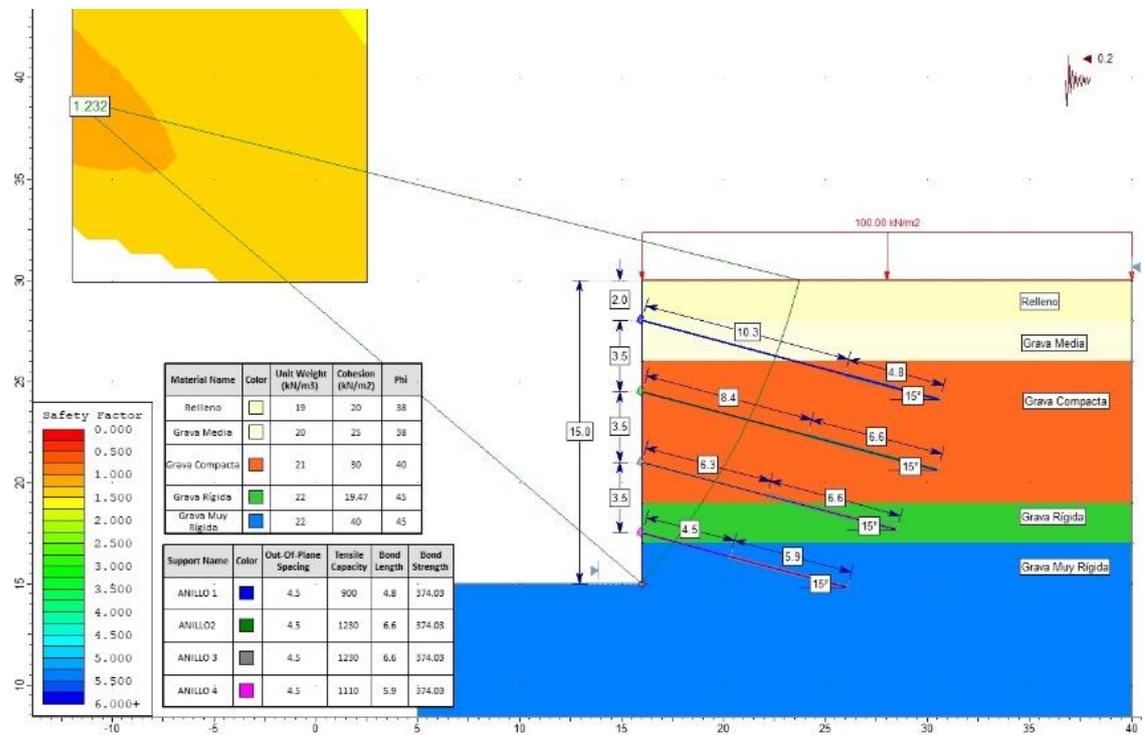
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Morgenstern-Price – Grava Rígida F – Cohesión



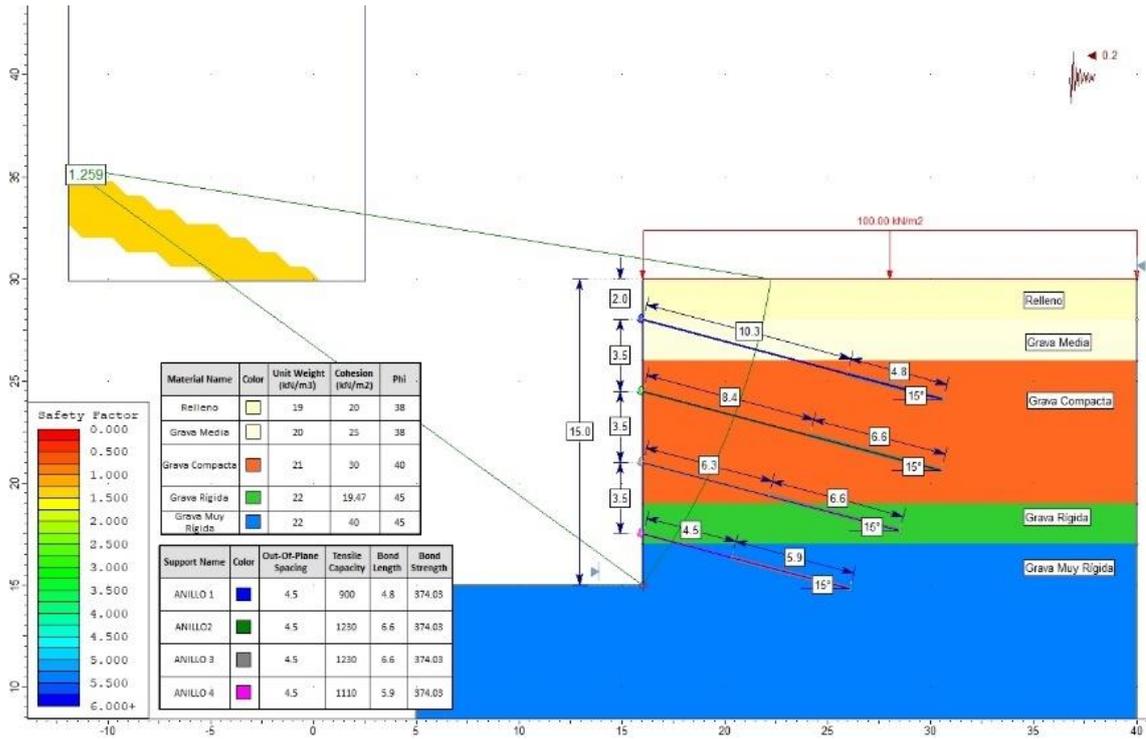
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Janbu– Grava Rígida F – Ángulo de Fricción



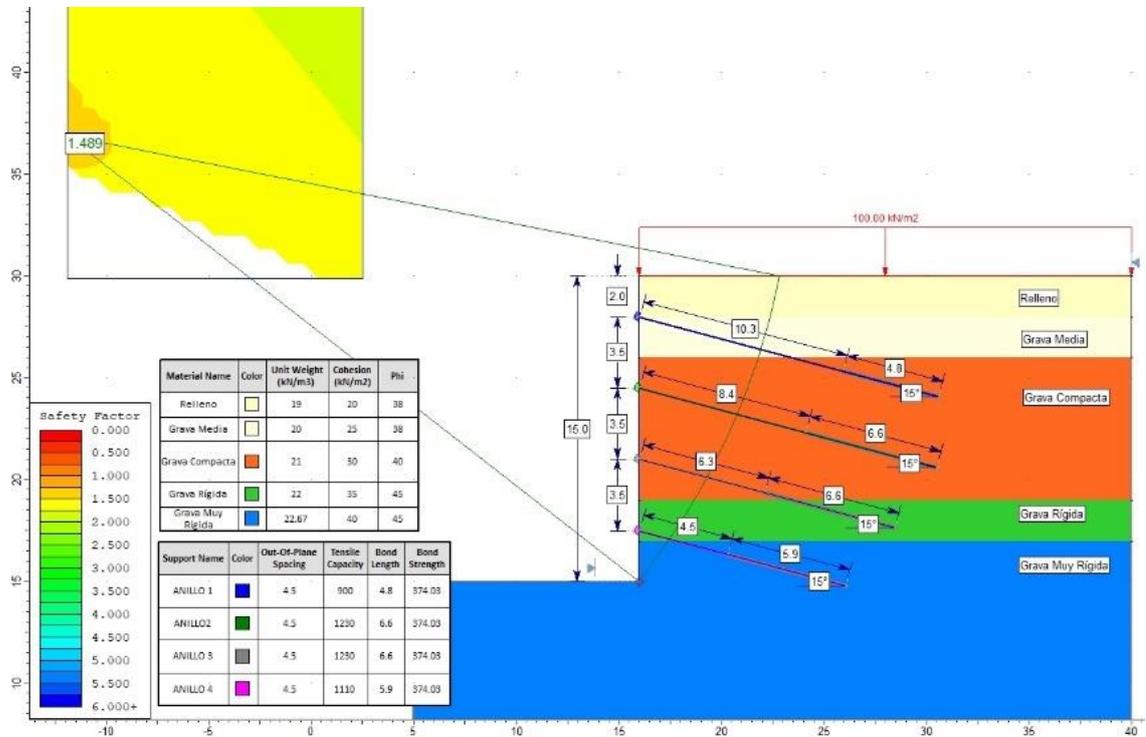
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price – Grava Rígida F⁻ – Cohesión



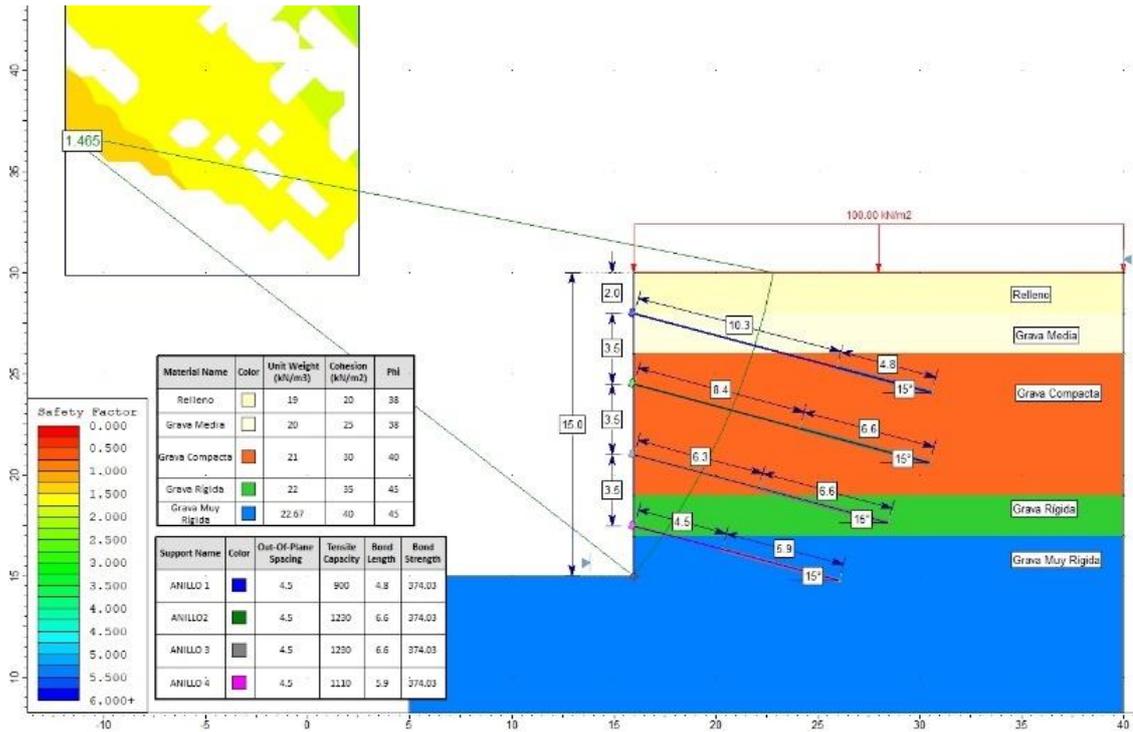
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Janbu – Grava Muy Rígida F⁺ – Densidad



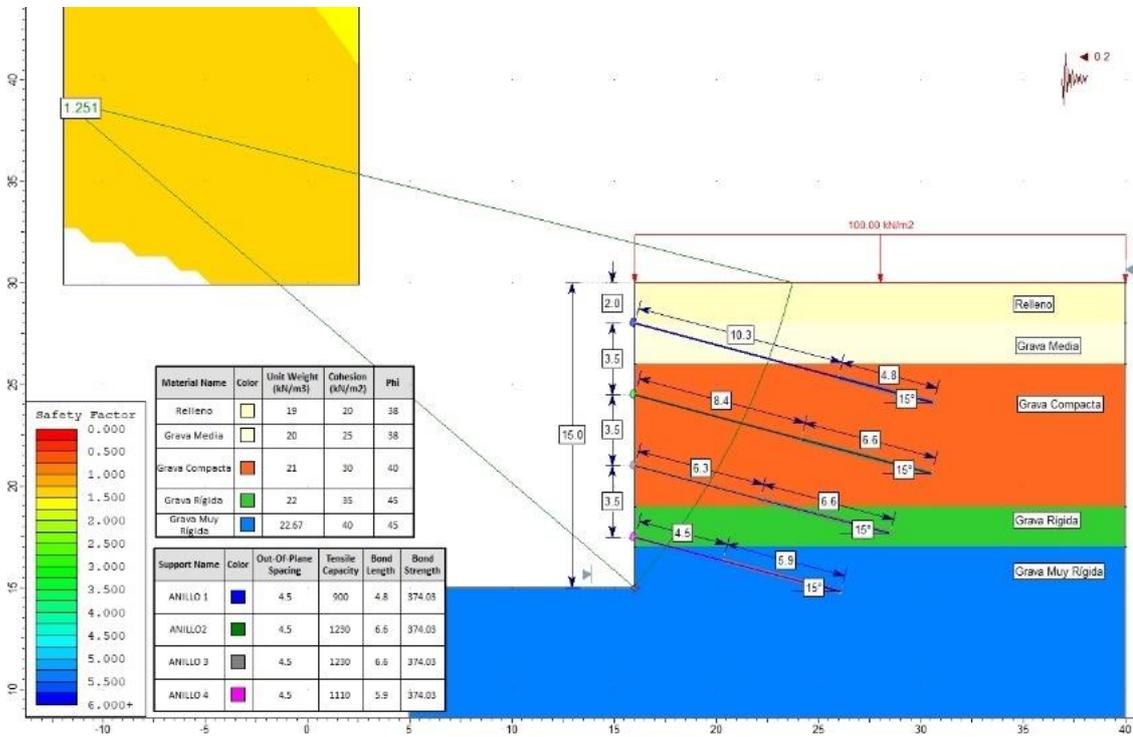
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Morgenstern-Price – Grava Muy Rígida F⁺ – Densidad



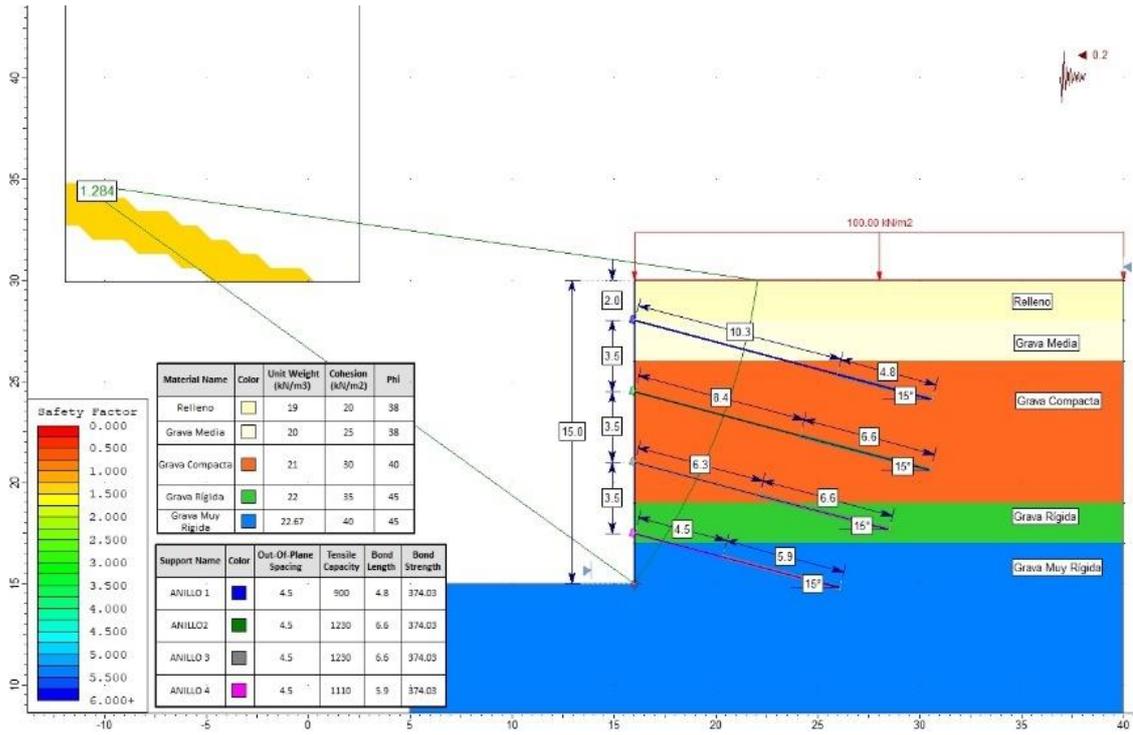
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Janbu – Grava Muy Rígida F⁺ – Densidad



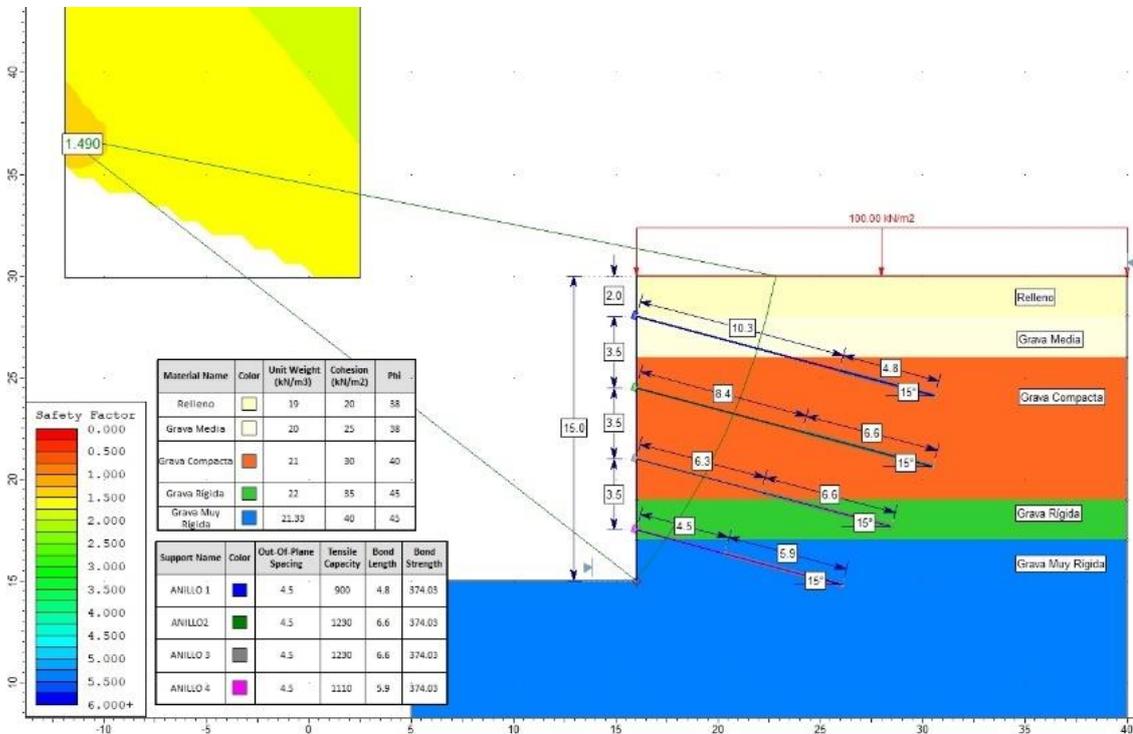
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price – Grava Muy Rígida F⁺ – Densidad



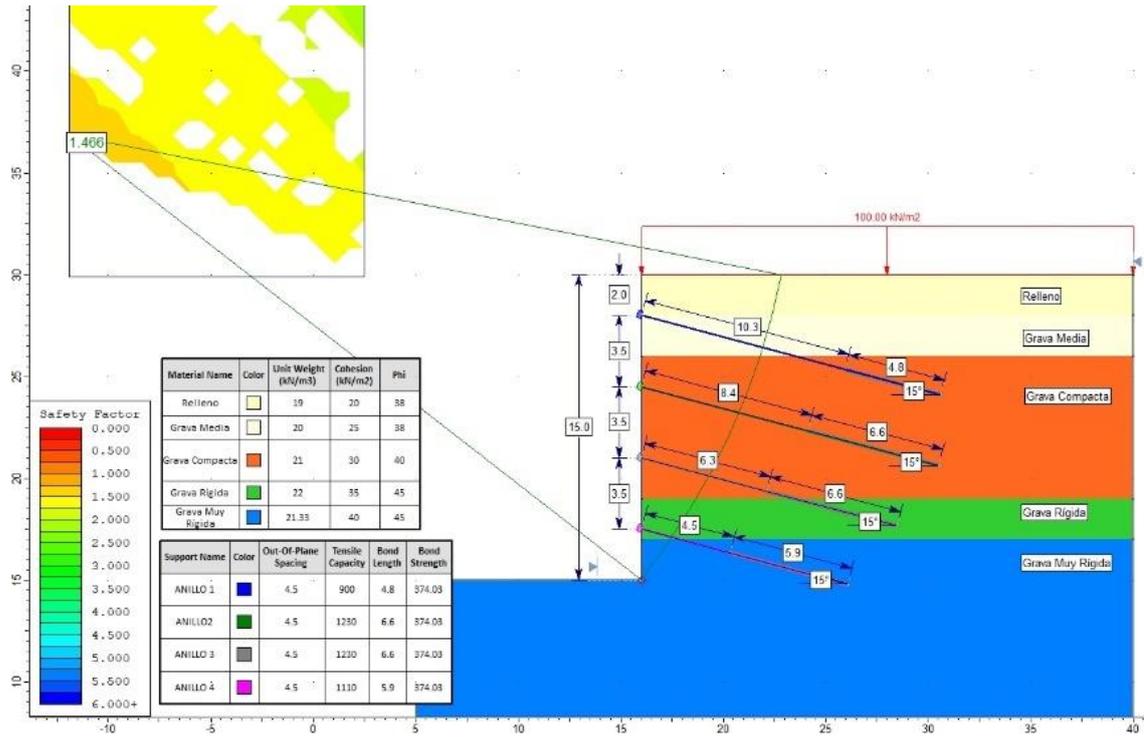
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Janbu – Grava Muy Rígida F⁻ – Densidad



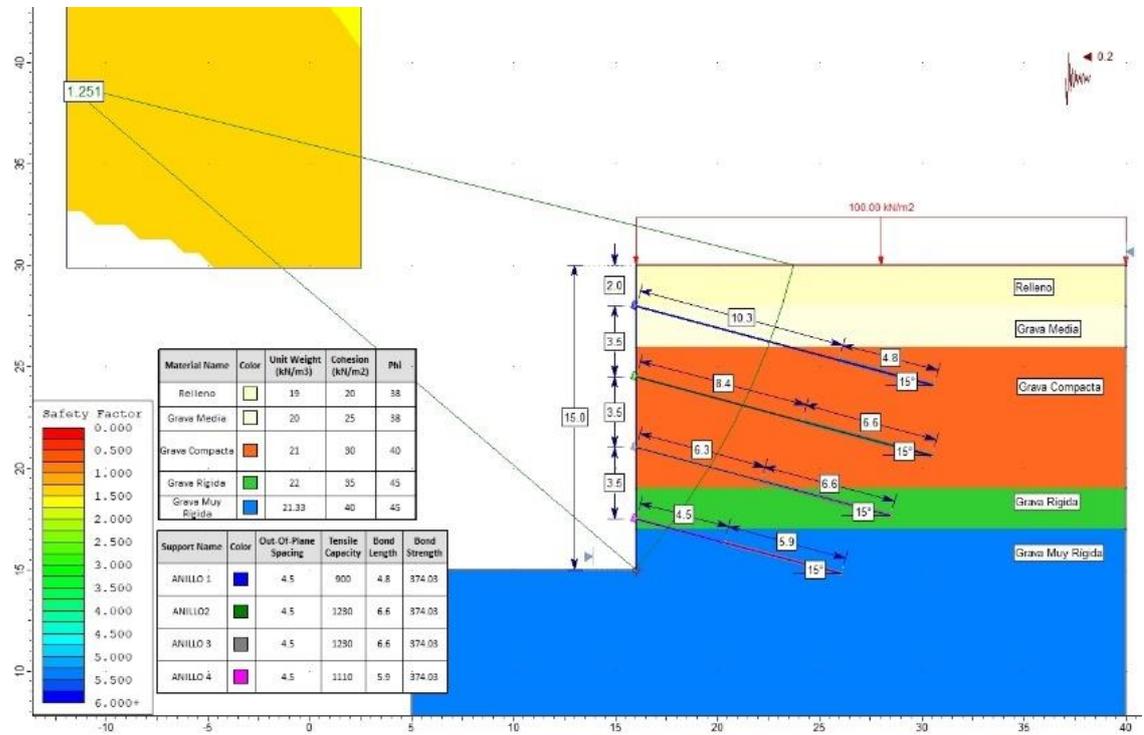
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Morgenstern-Price – Grava Rígida F^r – Densidad



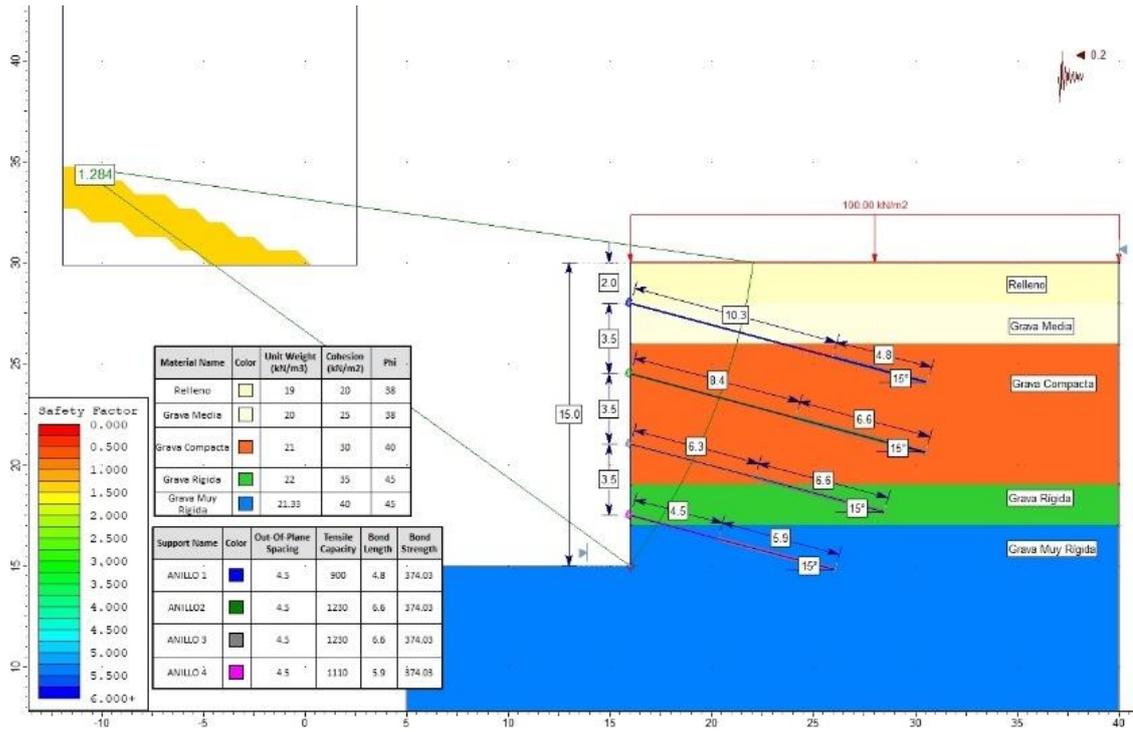
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Janbu – Grava Rígida F^r – Densidad



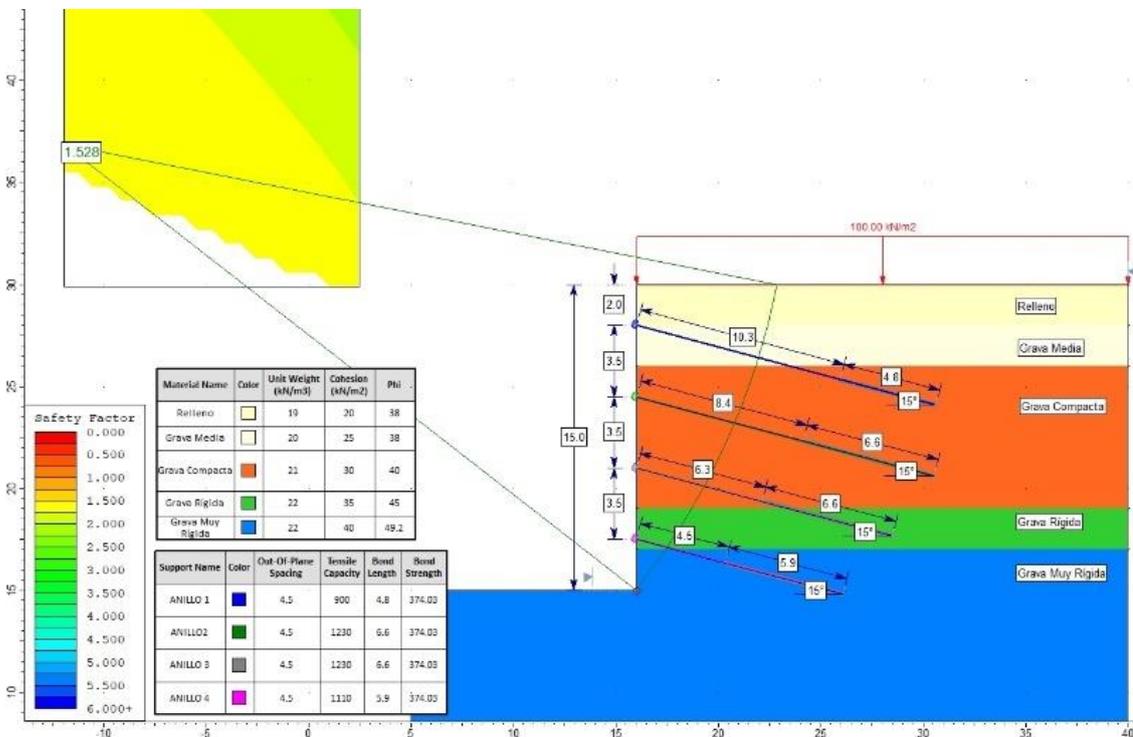
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price – Grava Muy Rígida F⁻ – Densidad



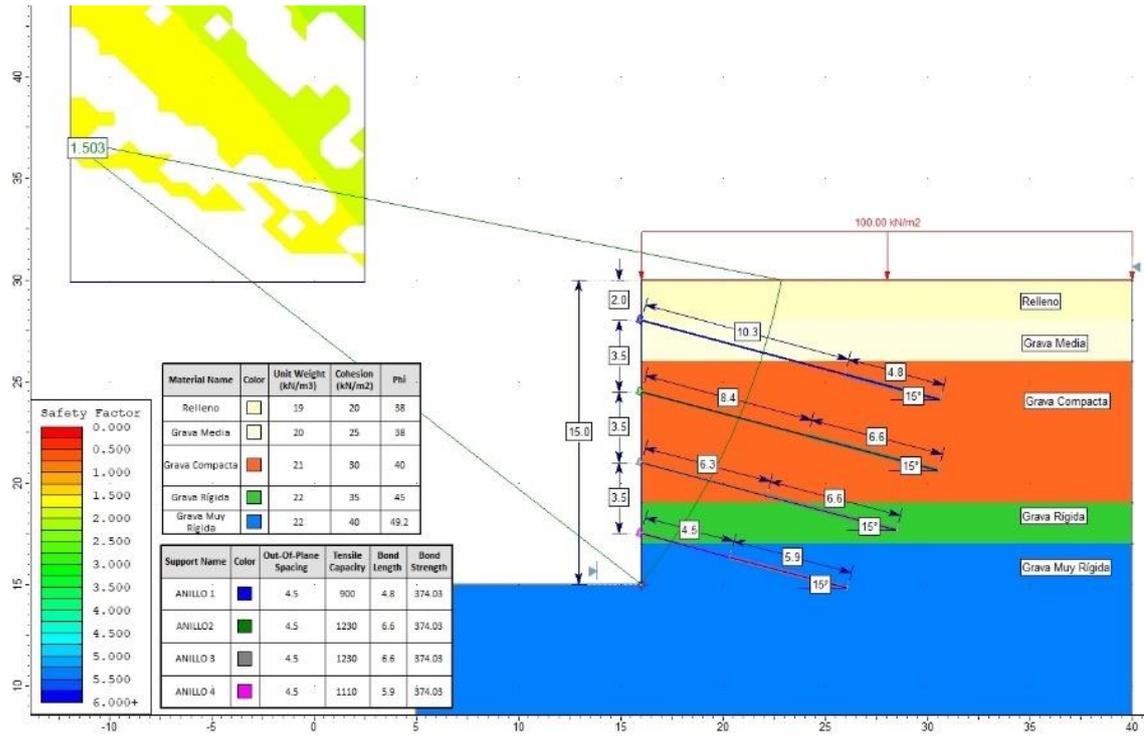
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Janbu – Grava Muy Rígida F⁺ – Ángulo de Fricción



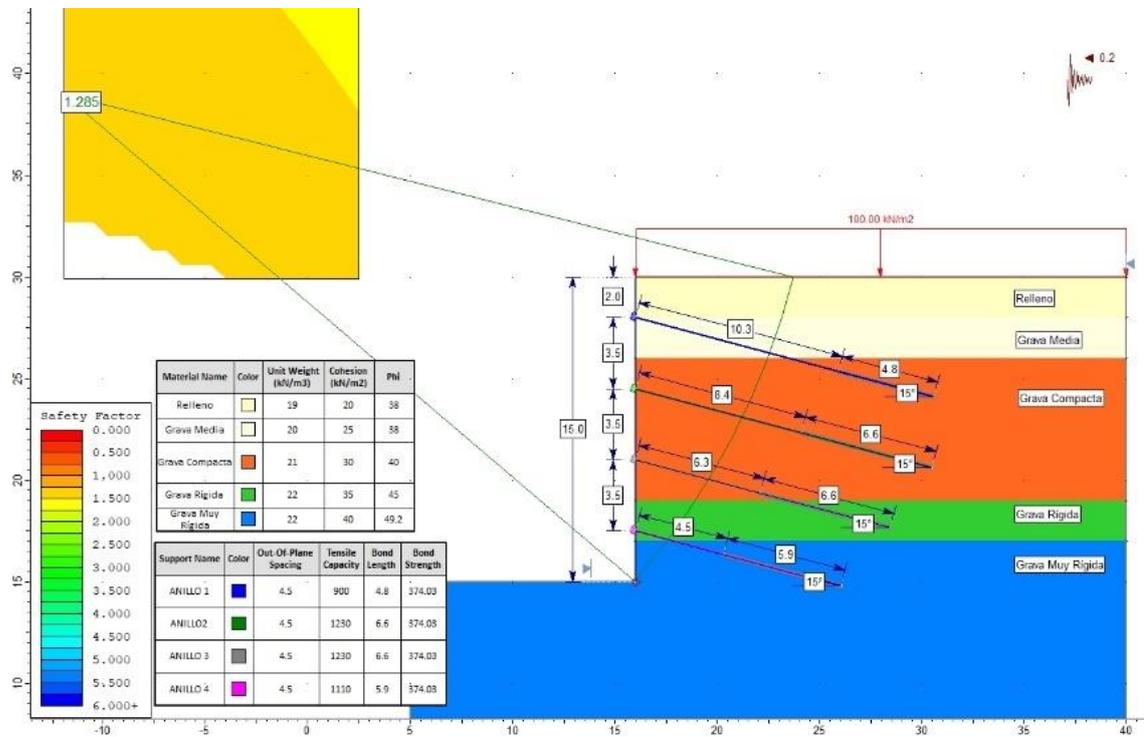
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Morgenstern-Price – Grava Muy Rígida F⁺ – Ángulo de Fricción



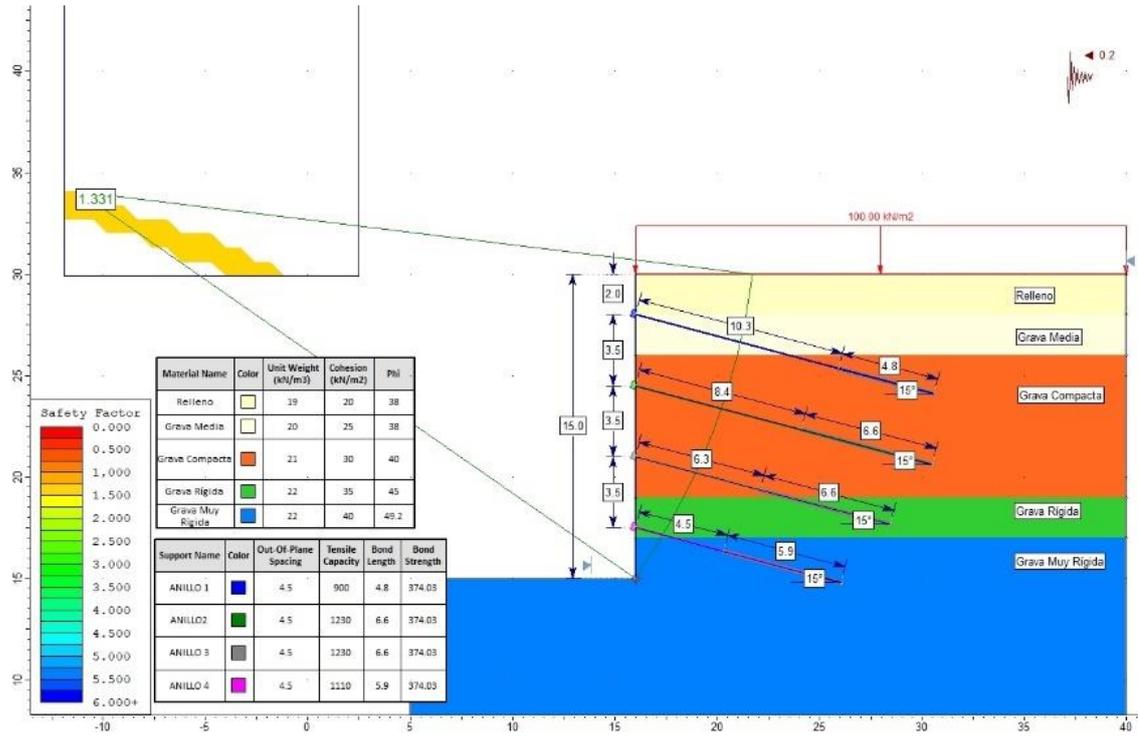
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Janbu – Grava Muy Rígida F⁺ – Ángulo de Fricción



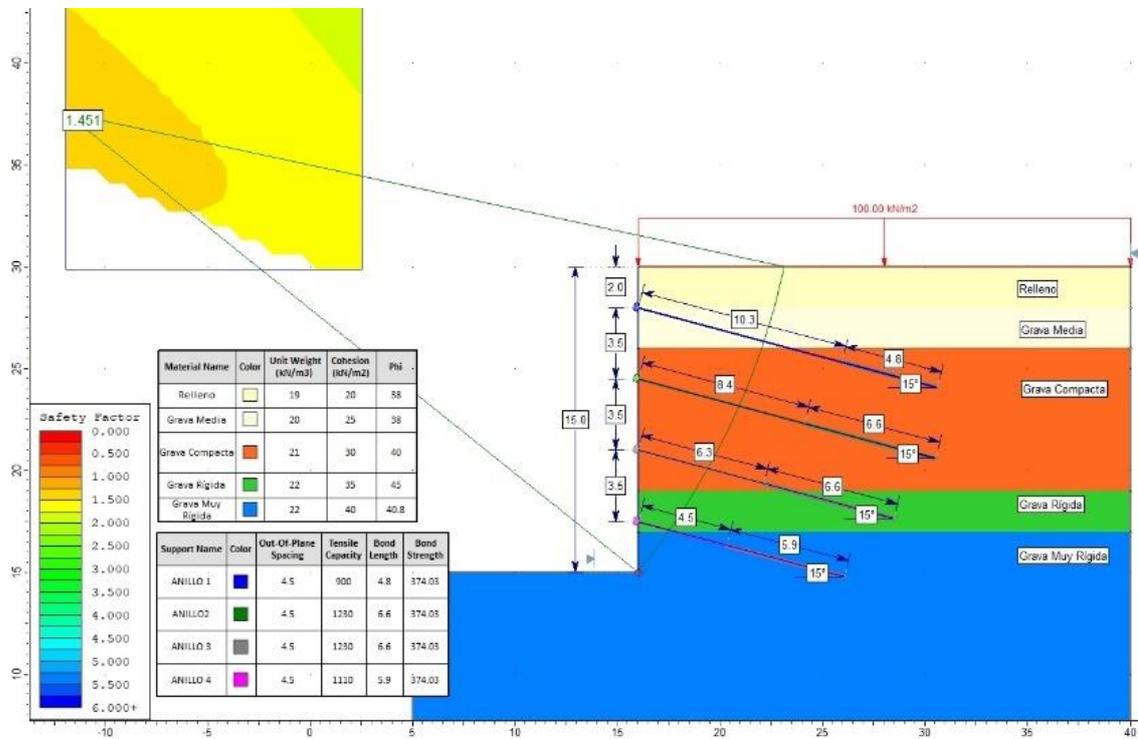
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price – Grava Muy Rígida F^+ – Ángulo de Fricción



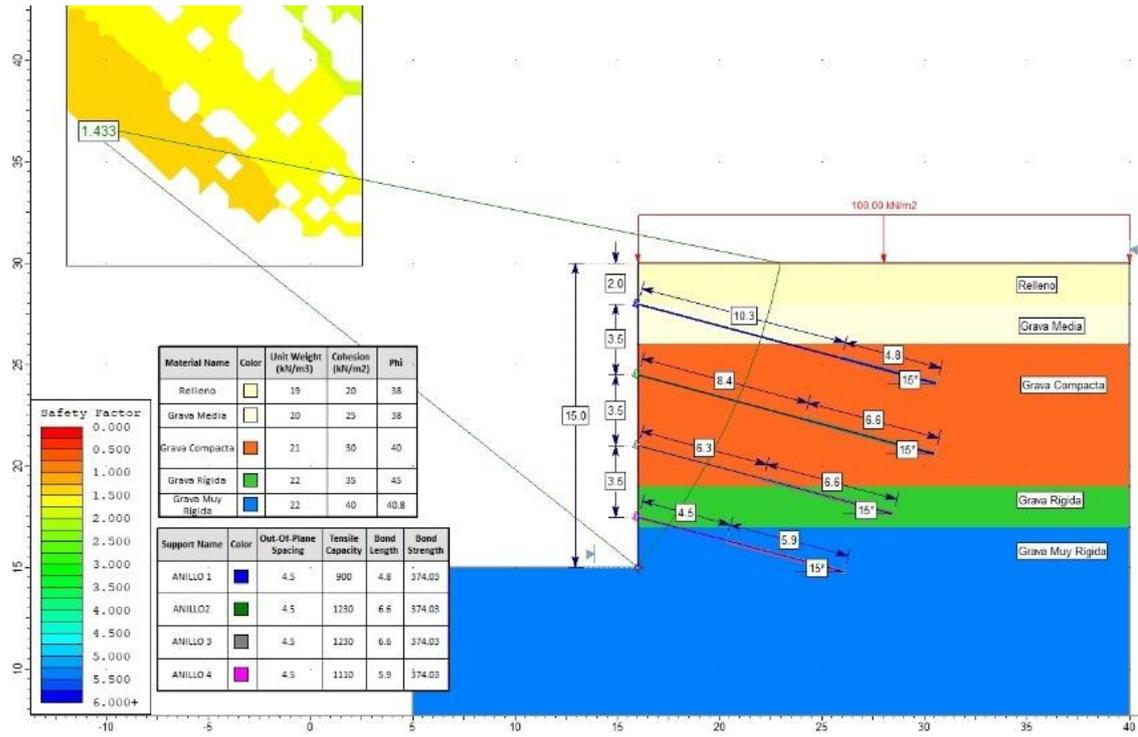
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Janbu – Grava Muy Rígida F^- – Ángulo de Fricción



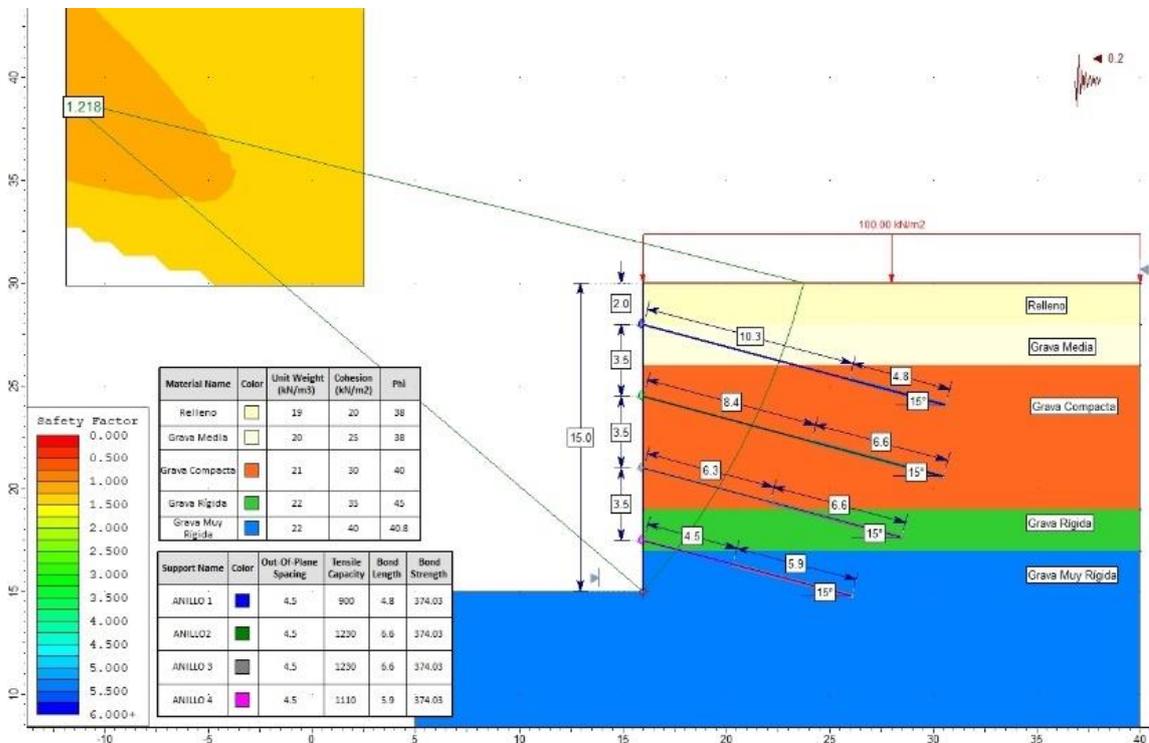
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Morgenstern-Price – Grava Muy Rígida F' – Ángulo de Fricción



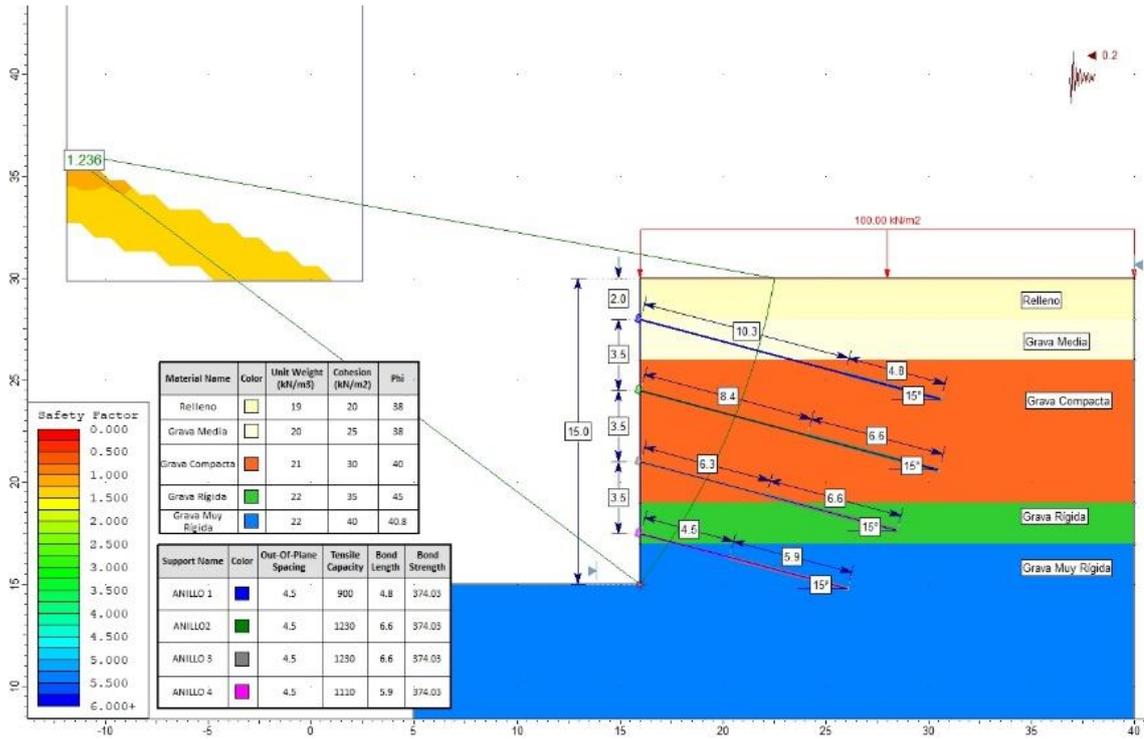
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Janbu – Grava Muy Rígida F' – Ángulo de Fricción



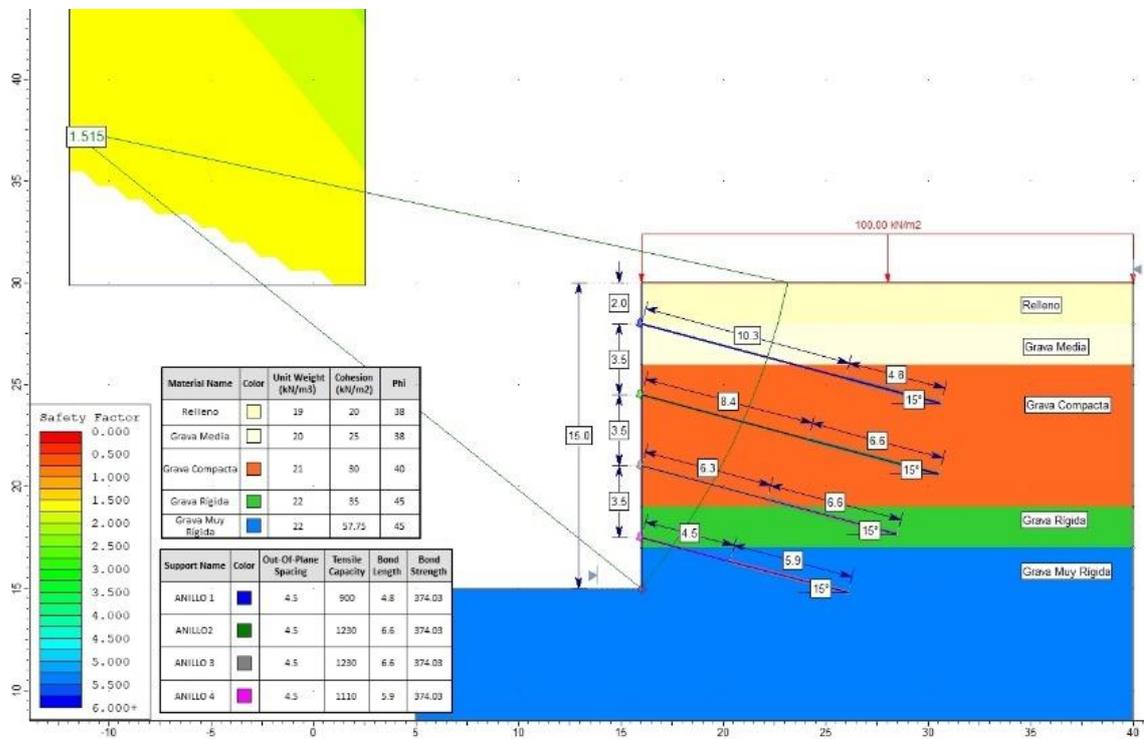
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price – Grava Muy Rígida F⁻ – Ángulo de Fricción



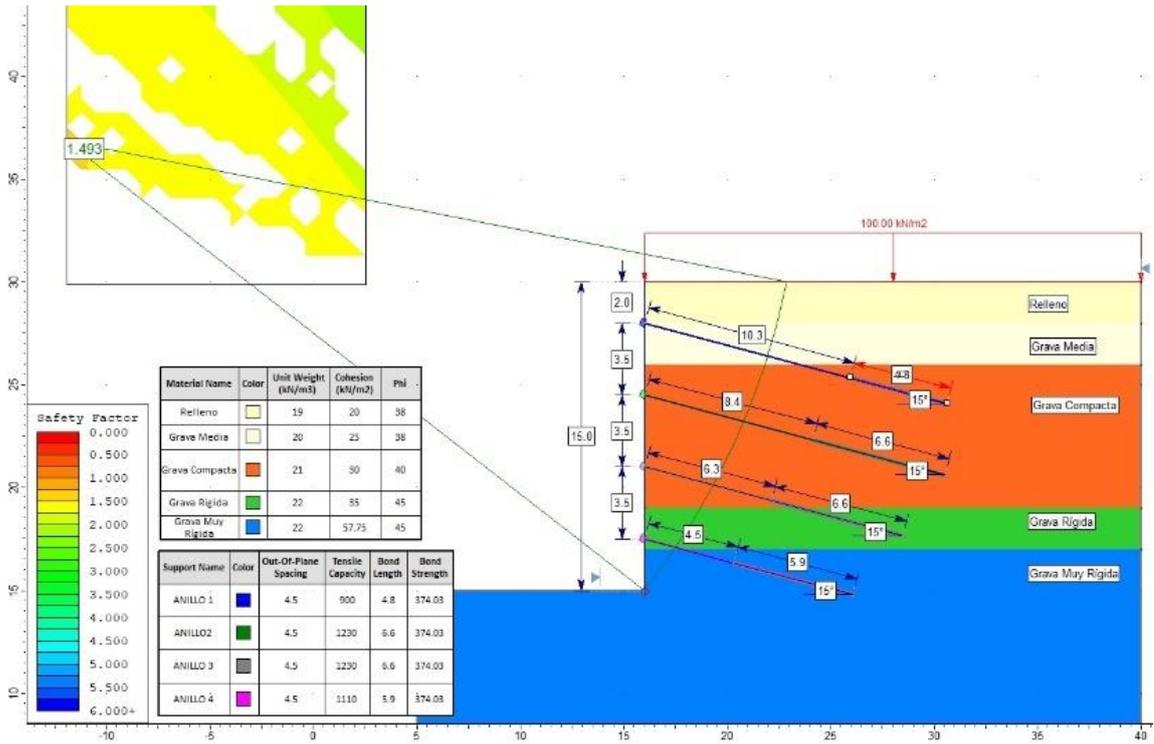
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Janbu – Grava Muy Rígida F⁺ – Cohesión



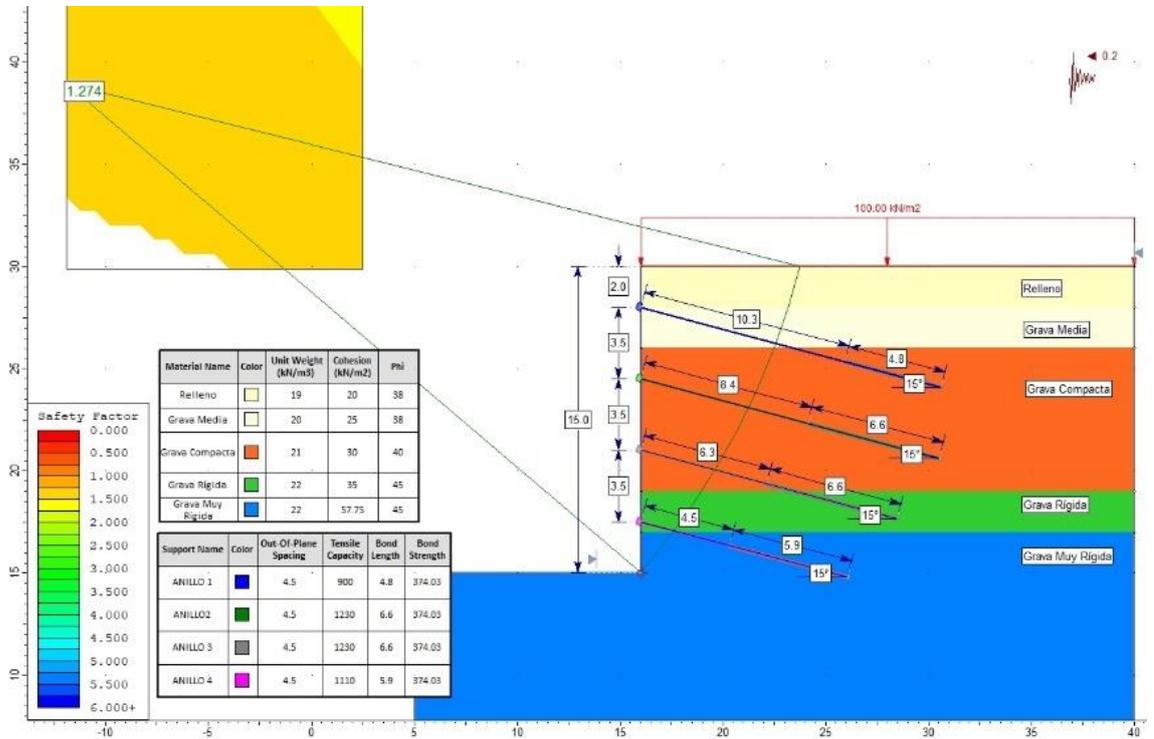
Fuente: Elaboración empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Morgenstern-Price – Grava Muy Rígida F⁺ – Cohesión



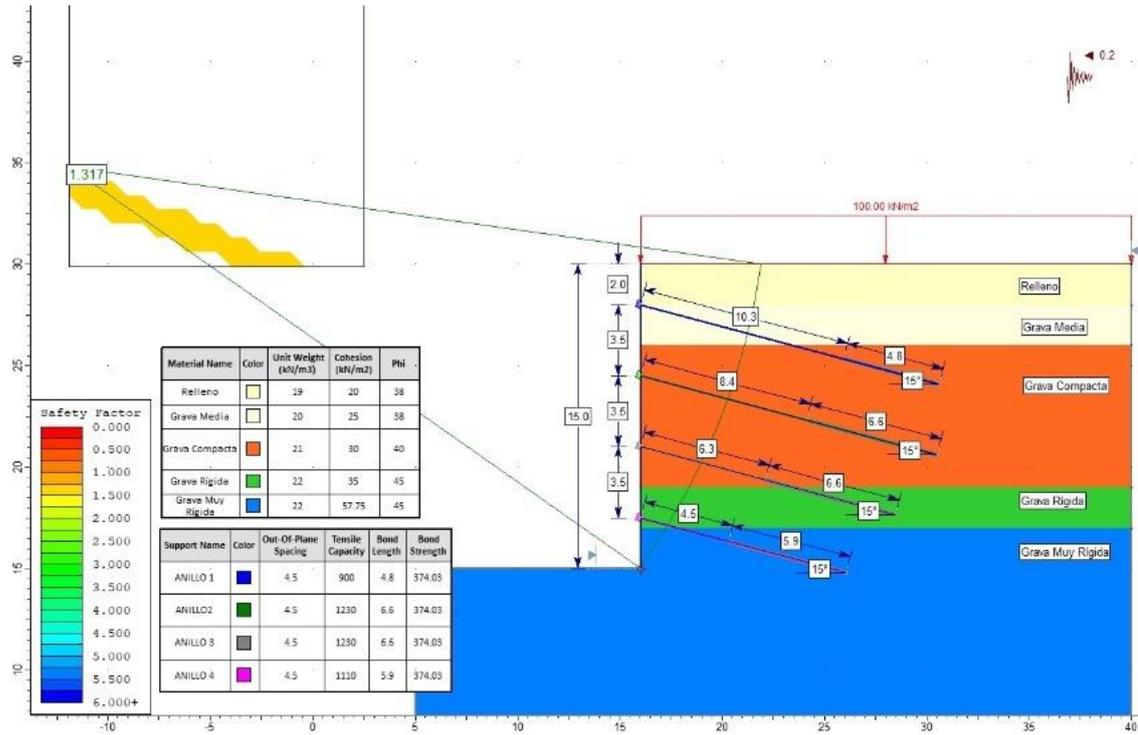
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Janbu – Grava Muy Rígida F⁺ – Cohesión



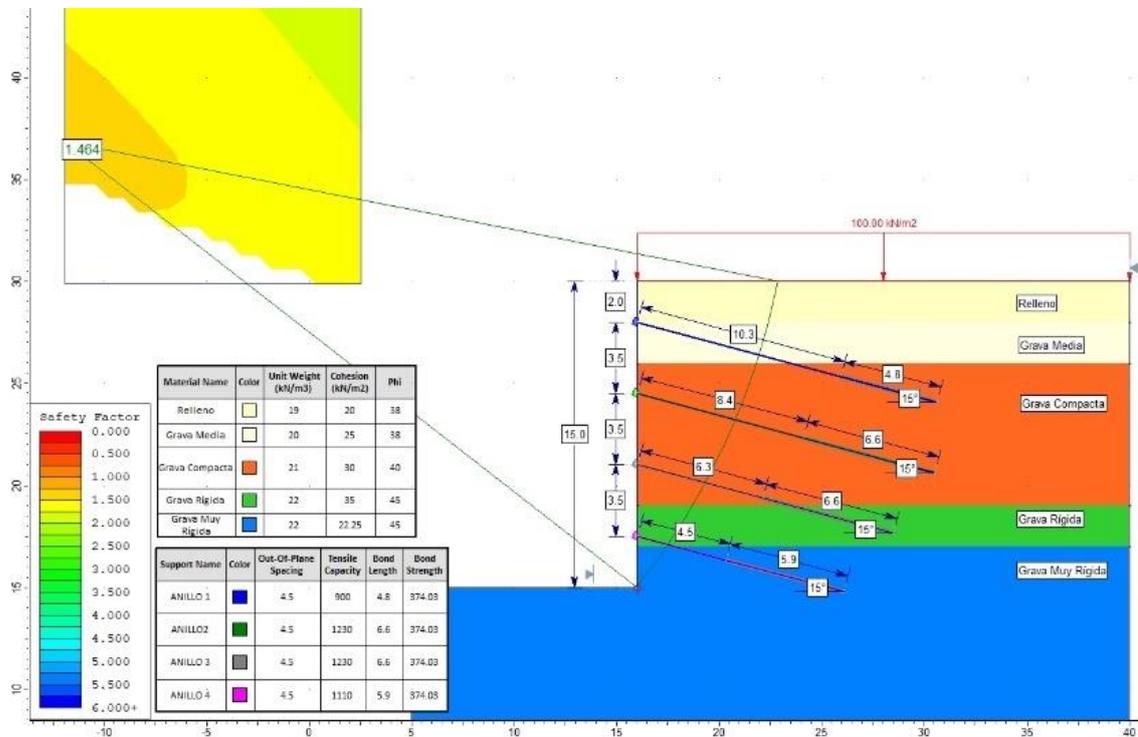
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price – Grava Muy Rígida F⁺ – Cohesión



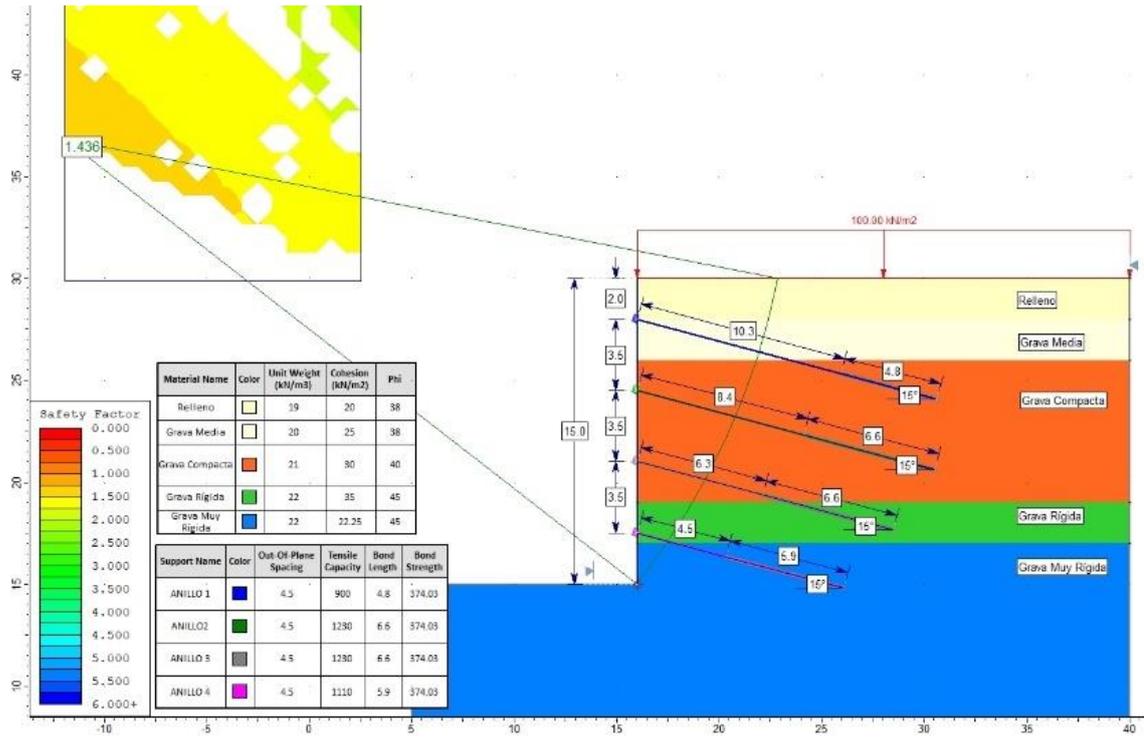
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Janbu – Grava Muy Rígida F⁻ – Cohesión



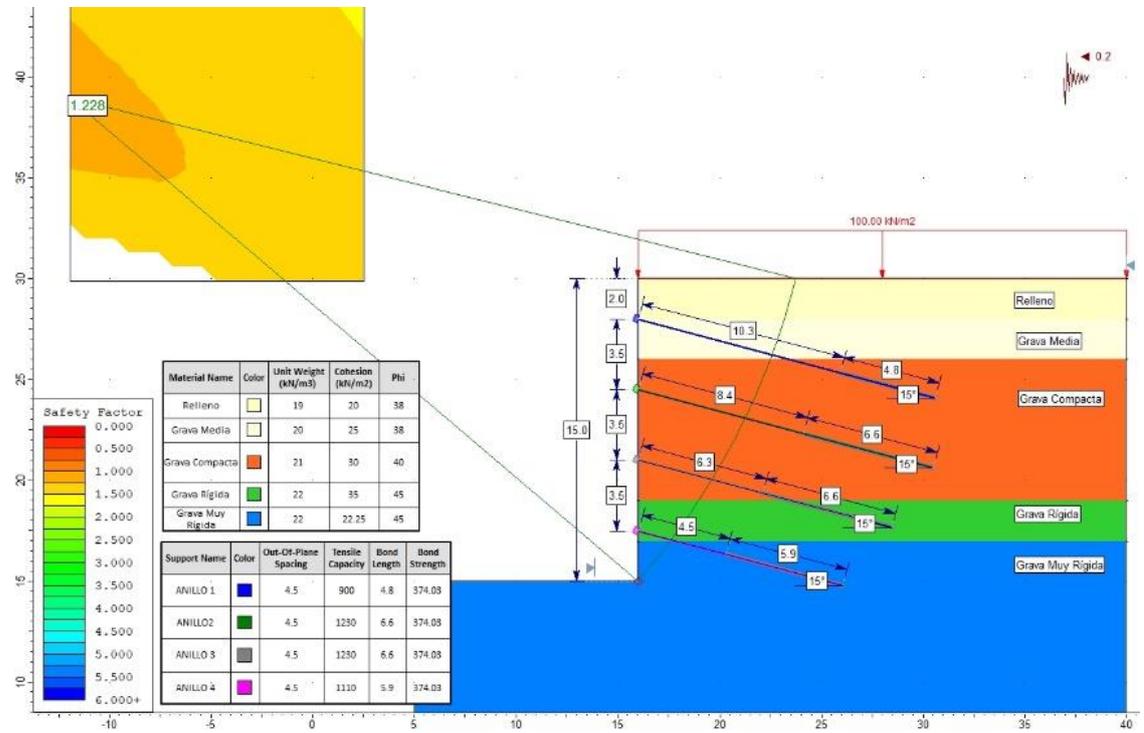
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Estática – Morgenstern-Price – Grava Muy Rígida F^r – Cohesión



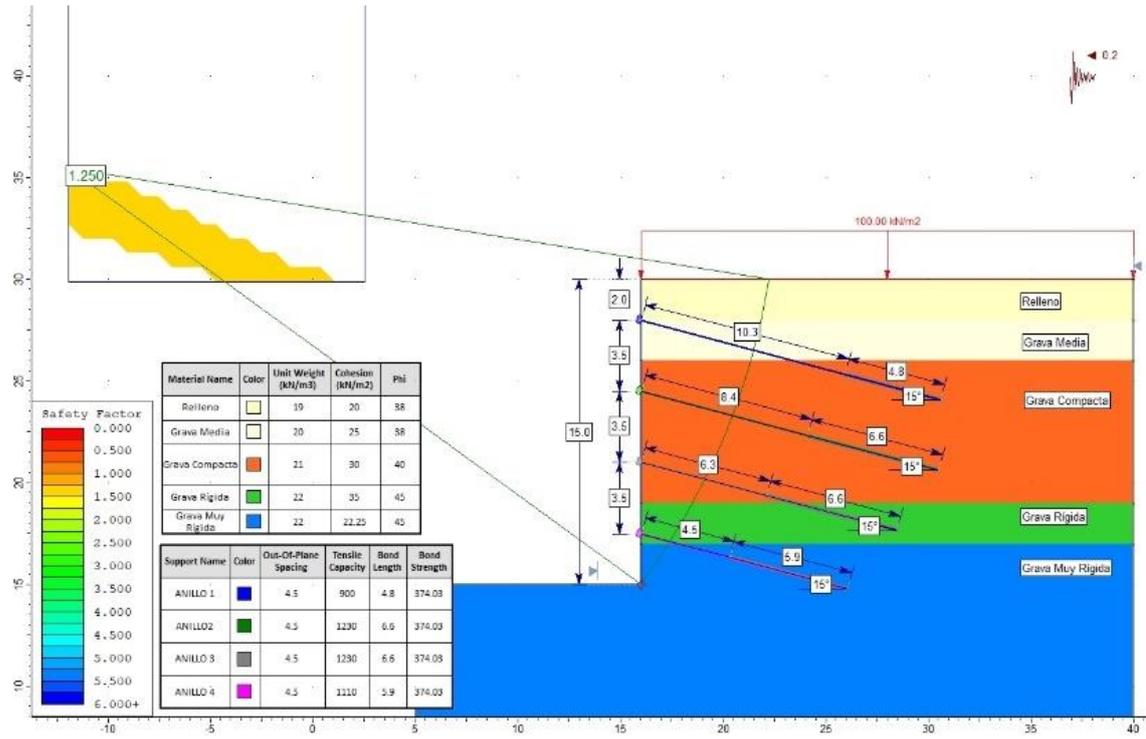
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Janbu – Grava Rígida F^r – Ángulo de Fricción



Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

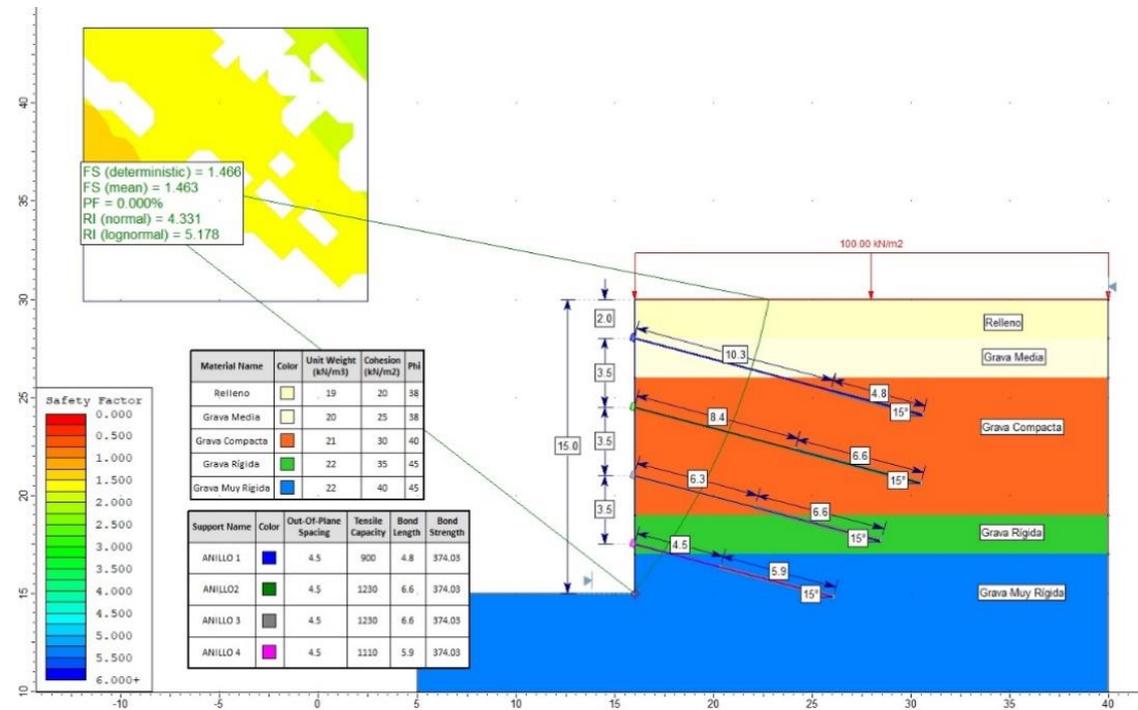
Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price – Grava Muy Rígida F – Cohesión



Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

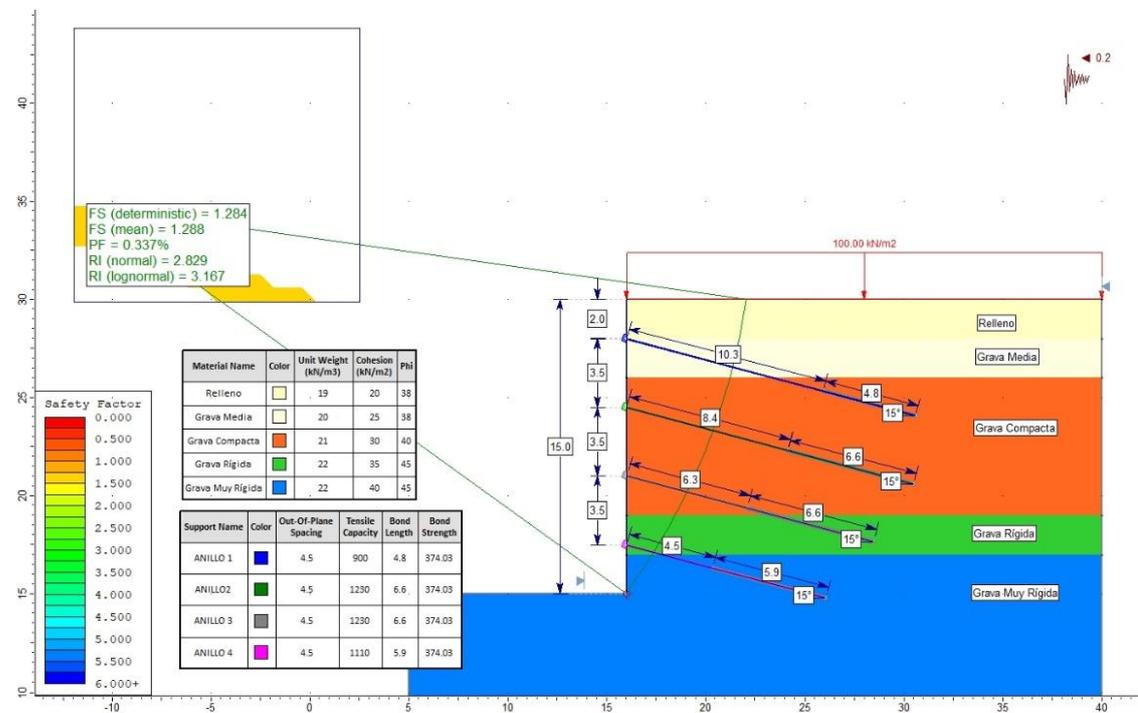
Anexo 9: Resultados obtenidos mediante el programa Slide v6.0– Método Simulación de Montecarlo.

Condición Estática – Morgenstern-Price



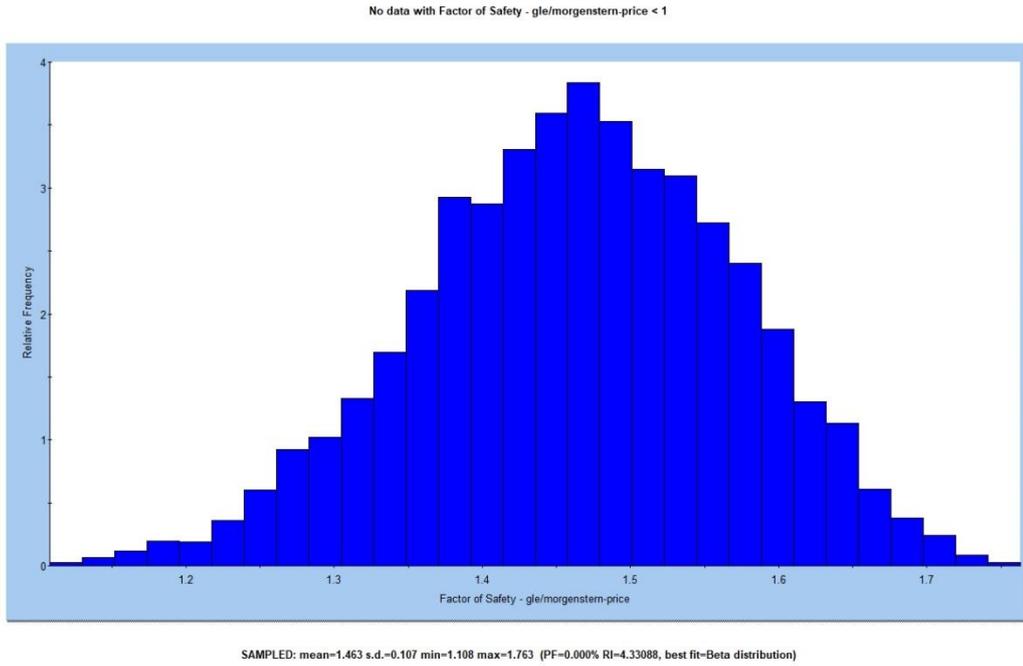
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price



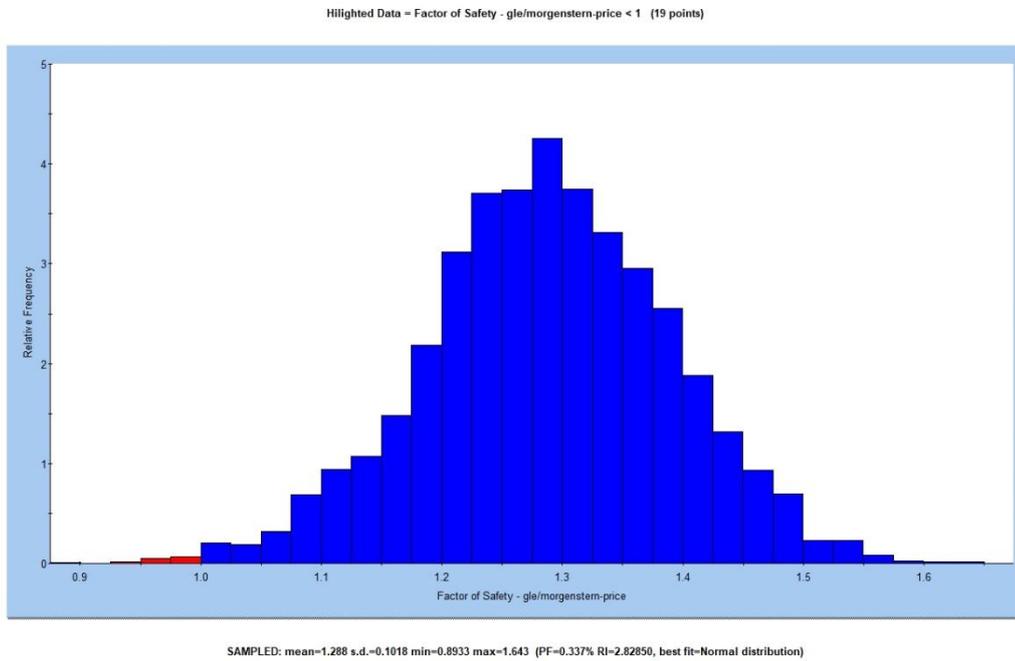
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Distribución del Factor de Seguridad en condición estática – Morgenstern-Price



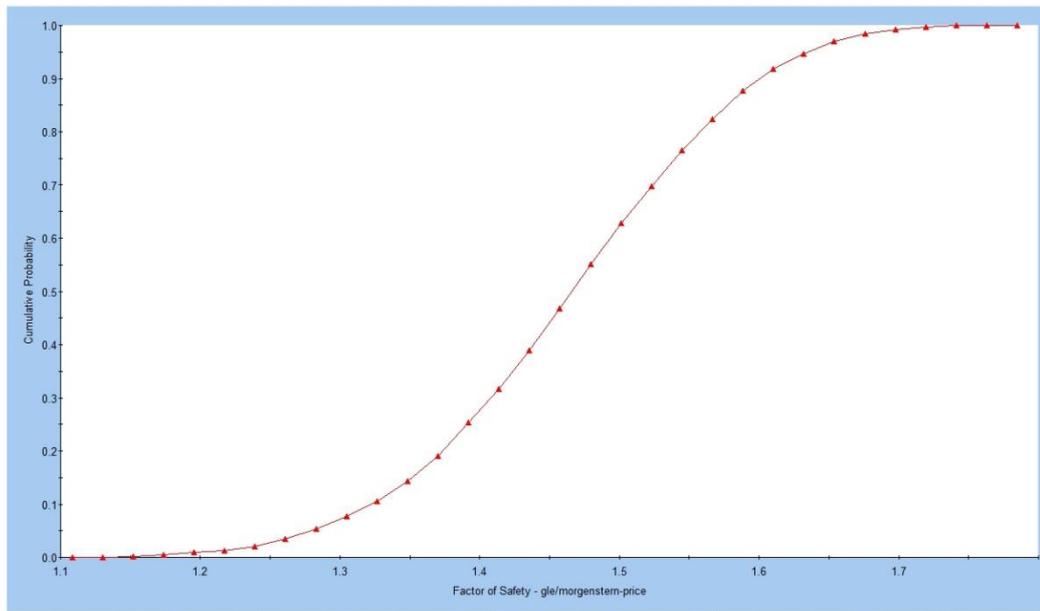
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Distribución del Factor de Seguridad en condición pseudoestática – Morgenstern-Price



Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

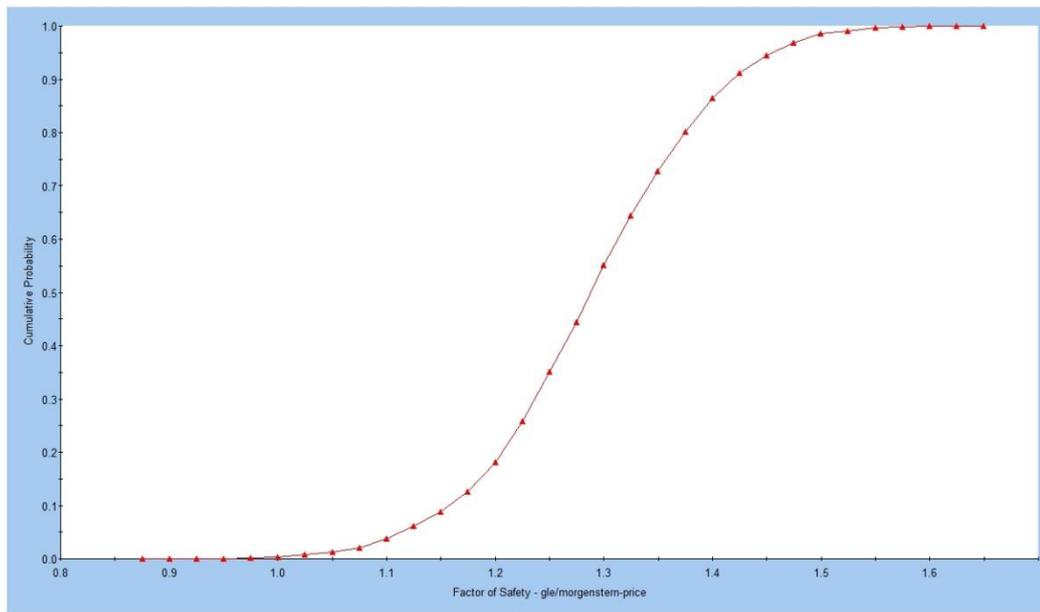
Distribución Acumulativo de Factor de Seguridad en condición estática – Morgenstern-Price



SAMPLED: mean=1.463 s.d.=0.107 min=1.108 max=1.763 (PF=0.000% RI=4.33088, best fit=Beta distribution)

Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Distribución Acumulativo de Factor de Seguridad en condición pseudoestática – Morgenstern-Price



SAMPLED: mean=1.288 s.d.=0.1018 min=0.8933 max=1.643 (PF=0.337% RI=2.82850, best fit=Normal distribution)

Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Anexo 10: Valores de coeficientes de variación para propiedades Geotécnicas.

Propiedades Geotécnicas	COV (%)	Fuente
Peso Específico (γ)	3-7	Ribiero (2008)
	4-8	USACE 1999
Cohesión (c)	40 (20-80)	Hidalgo & Assis
Angulo de Fricción Efectivo (ϕ')	2-13	Ribiero (2008)
	7.5 – 10.1	USACE 1999
	(Arcillas)	

Fuente: Elaboración propia a partir de (Hidalgo & Pacheco, 2011).

Anexo 11: Características de los diseños propuestos por empresas especialistas en muros anclados.

- Proyecto “1”

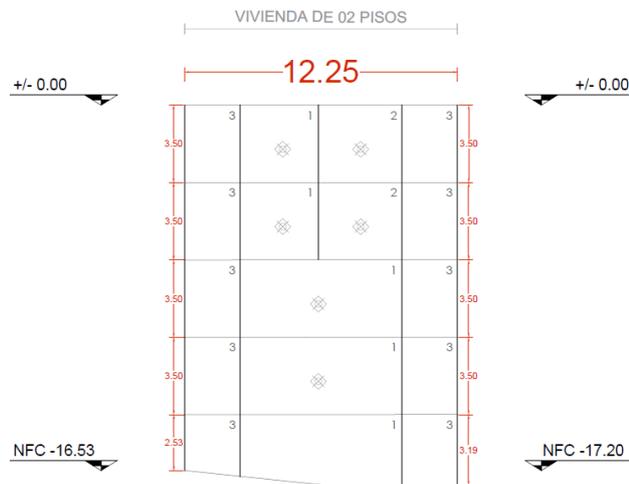
Longitud: 12.25m

Vivienda colindante: Vivienda de 02 pisos

Nivel de Fondo de Cimentación: NFC -17.20

Empresa “A”

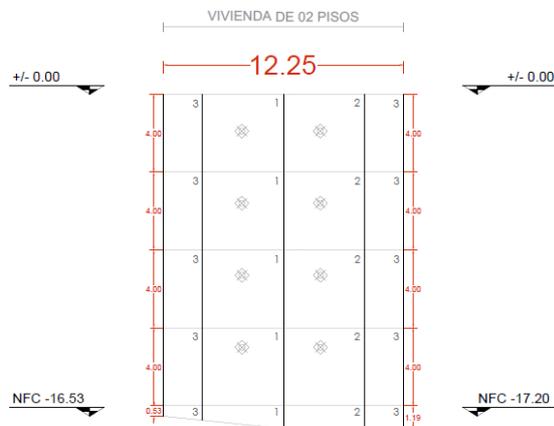
ELEVACIÓN FRONTAL DE EXCAVACIÓN
EJE F ENTRE LOS EJES 6-6 Y 8-8



Fuente: Elaboración propia empleando el software Autocad 2020.

Empresa “B”

ELEVACIÓN FRONTAL DE PAÑOS
EJE F ENTRE LOS EJES 6-6 Y 8-8



Fuente: Elaboración propia empleando el software Autocad 2020.

Cuadro de diseño de anclajes Empresa "A"

Anillo	Tipo de Inyección	φ de cable	Cantidad de cables por anclaje	Separación horizontal entre anclajes	Nivel de anclajes	Longitud Libre	Longitud de bulbo	Ángulo vertical	Carga de tensado de anclajes	Longitud de cada anclaje
		"	unid	m	m	m	m	°	Tn	m
AN01	IU	0.6	4	3.50	-2.00	7.50	5.00	15	44.00	12.50
AN02	IU	0.6	4	3.50	-5.50	7.00	5.00	15	44.00	12.00
AN03	IU	0.6	4	5.00	-9.00	6.00	5.00	15	44.00	11.00
AN04	IU	0.6	4	5.00	-12.50	5.00	5.00	15	44.00	10.00

Fuente: Diseño "Empresa A"

Cuadro de diseño de anclajes Empresa "B"

Anillo	Tipo de Inyección	φ de cable	Cantidad de cables por anclaje	Separación horizontal entre anclajes	Nivel de anclajes	Longitud Libre	Longitud de bulbo	Ángulo vertical	Carga de tensado de anclajes	Longitud de cada anclaje
		"	unid	m	m	m	m	°	Tn	m
AN01	IU	0.6	6	4.50	-1.90	9.10	4.50	15	72.00	13.60
AN02	IU	0.6	6	4.50	-5.60	8.50	4.50	10	72.00	13.00
AN03	IU	0.6	6	4.50	-9.30	6.60	4.60	10	72.00	11.20
AN04	IU	0.6	6	4.50	-13.00	4.50	4.60	10	72.00	9.10

Fuente: Diseño "Empresa B"

- Proyecto “2”

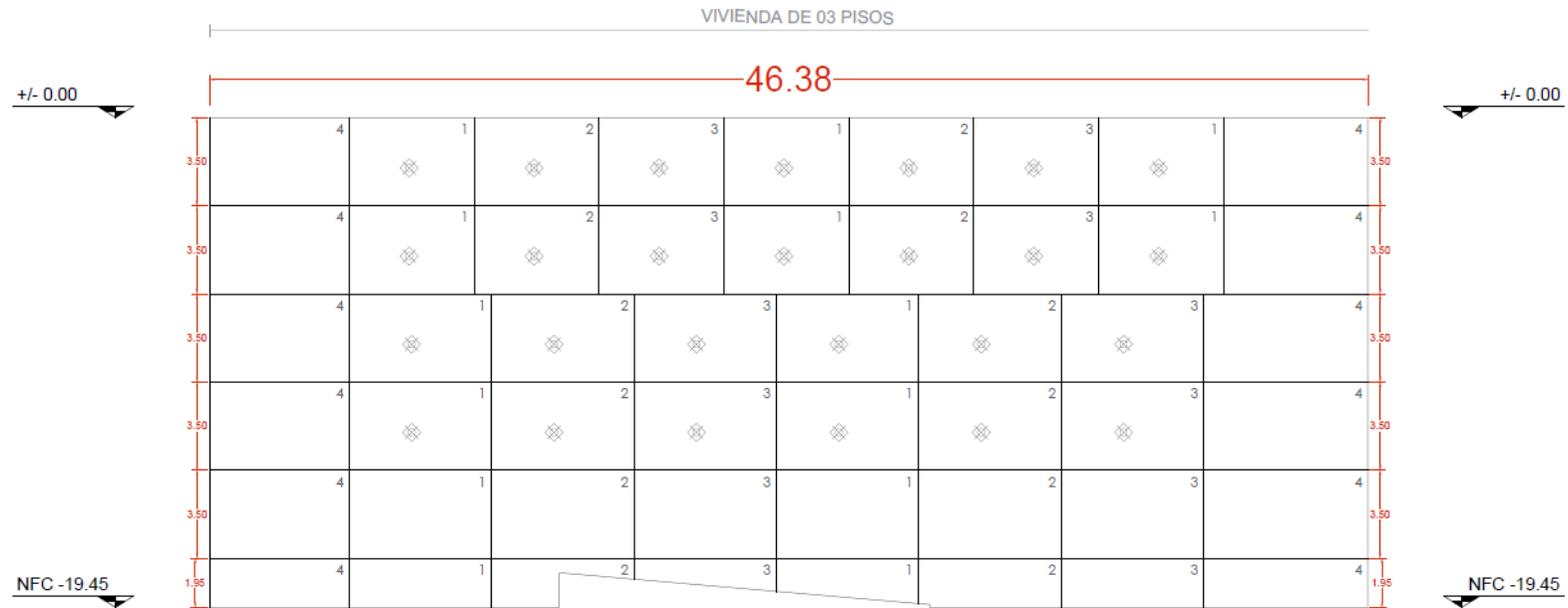
Longitud: 46.38m

Vivienda colindante: Vivienda de 03 pisos

Nivel de Fondo de Cimentación: NFC -19.50

Empresa “A”

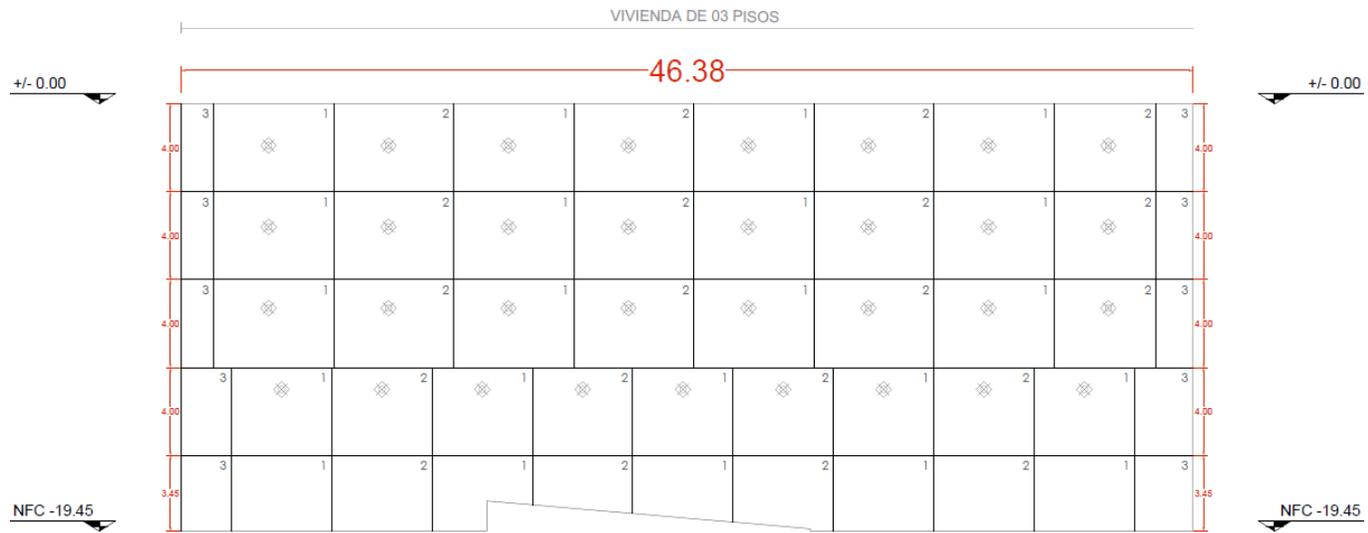
ELEVACIÓN FRONTAL DE PAÑOS EJE A ENTRE LOS EJES 1-1 Y 8-8



Fuente: Elaboración propia empleando el software Autocad 2020.

Empresa "B"

ELEVACIÓN FRONTAL DE PAÑOS
EJE A ENTRE LOS EJES 1-1 Y 8-8



Fuente: Elaboración propia empleando el software Autocad 2020.

Cuadro de diseño de anclajes Empresa "A"

Anillo	Tipo de Inyección	φ de cable	Cantidad de cables por anclaje	Separación horizontal entre anclajes	Nivel de anclajes	Longitud Libre	Longitud de bulbo	Ángulo vertical	Carga de tensado de anclajes	Longitud de cada anclaje
		"	unid	m	m	m	m	°	Tn	m
AN01	IU	0.6	5	5.00	-2.00	9.00	5.00	15	45.00	14.00
AN02	IU	0.6	5	5.00	-5.50	8.00	5.00	15	45.00	13.00
AN03	IU	0.6	6	5.70	-9.50	7.00	5.50	15	48.00	12.50
AN04	IU	0.6	6	5.70	-13.50	6.00	5.50	15	48.00	11.50

Fuente: Diseño "Empresa A"

Cuadro de diseño de anclajes Empresa "B"

Anillo	Tipo de Inyección	φ de cable	Cantidad de cables por anclaje	Separación horizontal entre anclajes	Nivel de anclajes	Longitud Libre	Longitud de bulbo	Ángulo vertical	Carga de tensado de anclajes	Longitud de cada anclaje
		"	unid	m	m	m	m	°	Tn	m
AN01	IU	0.6	8	5.50	-1.90	9.00	5.60	15	95.00	14.60
AN02	IU	0.6	7	5.18	-5.60	8.70	5.40	10	90.00	14.10
AN03	IU	0.6	7	5.18	-9.30	7.00	5.40	10	90.00	12.40
AN04	IU	0.6	9	4.60	-13.00	4.50	7.10	10	120.00	11.60

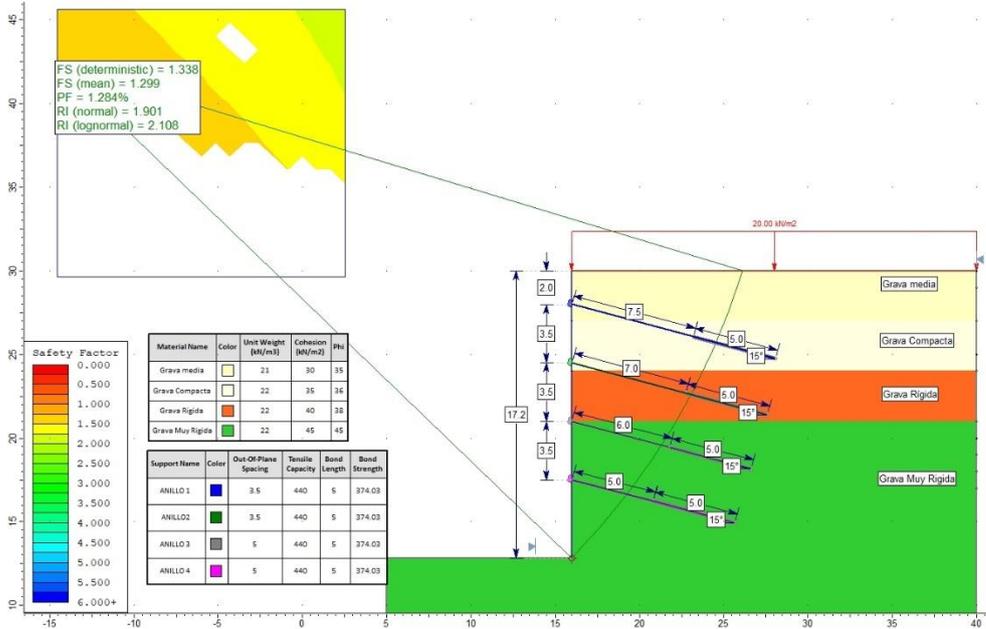
Fuente: Diseño "Empresa B"

Anexo 12: Resultados obtenidos mediante el programa Slide v6.0– Método Simulación Montecarlo.

- Proyecto “1”

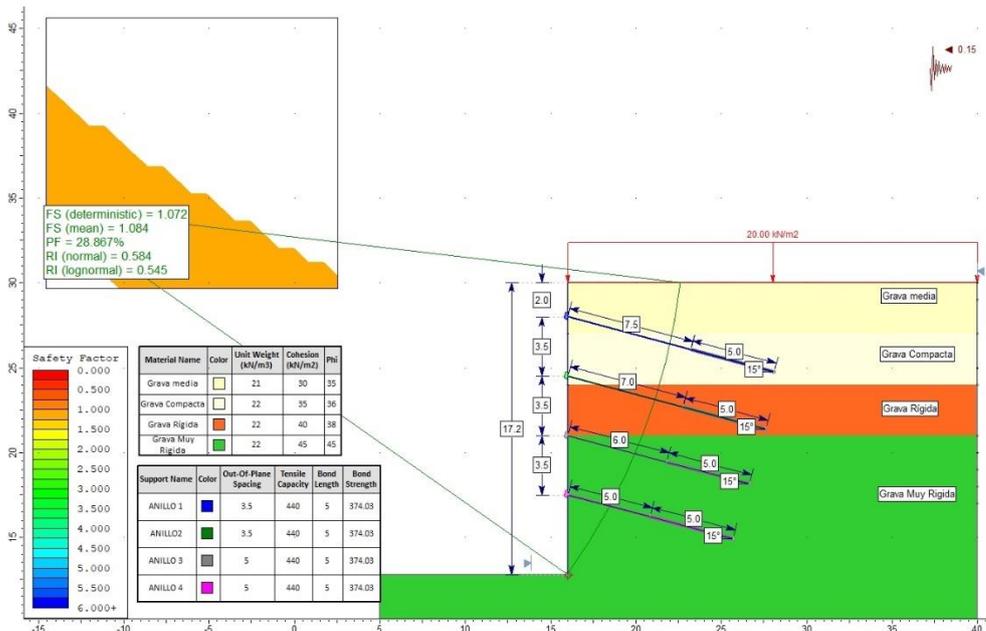
Empresa “A”

Condición Estática – Morgenstern-Price



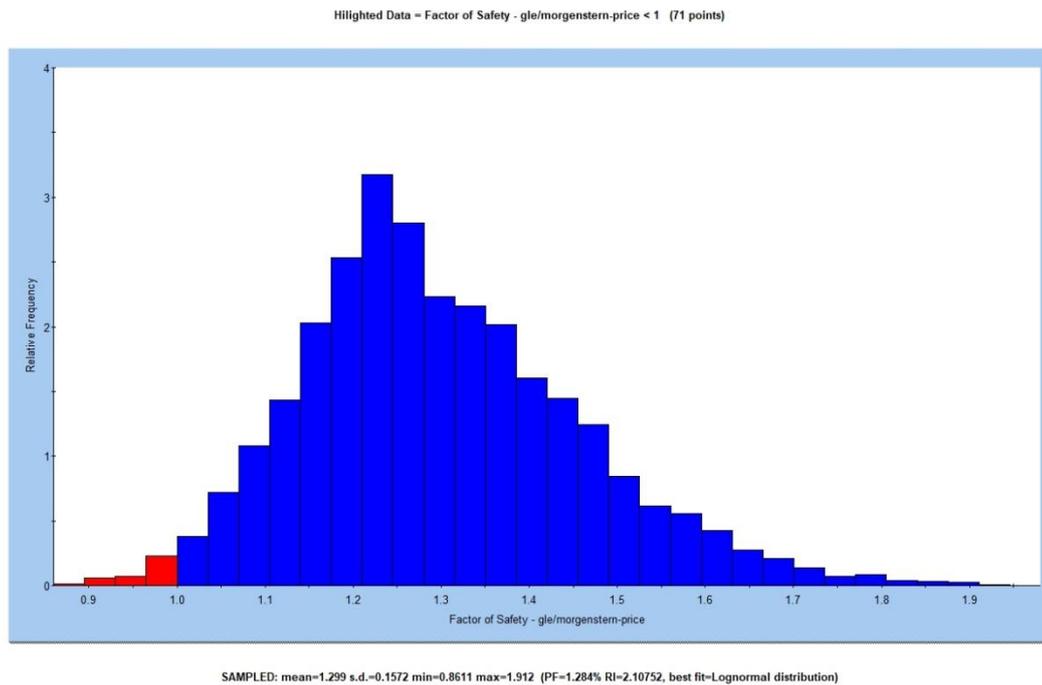
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price



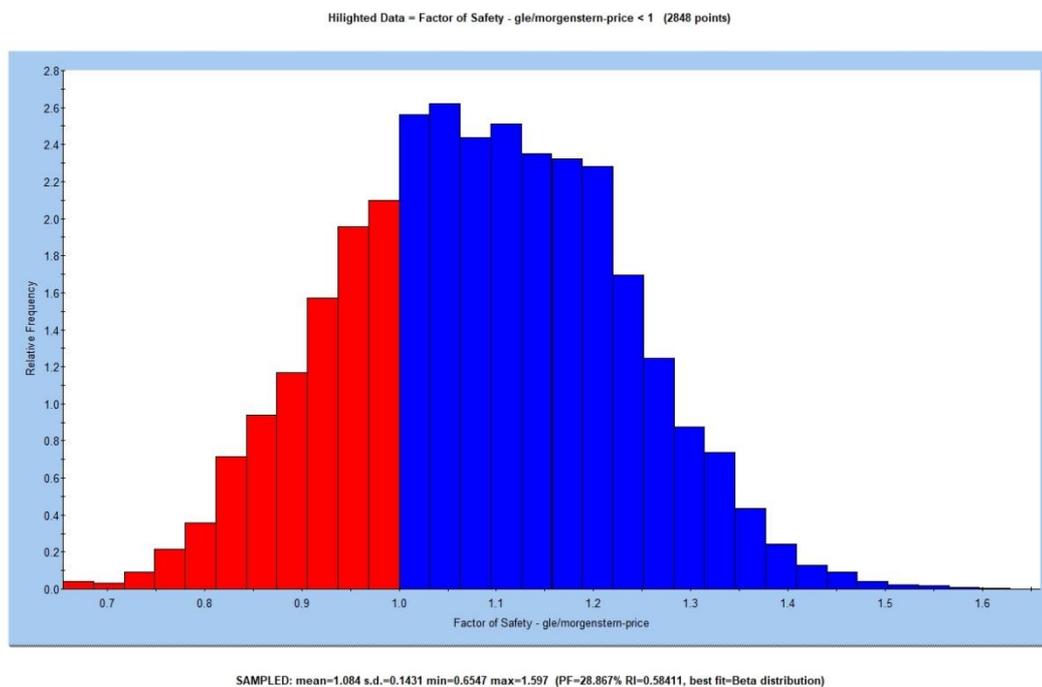
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Distribución del Factor de Seguridad en condición estática – Morgenstern-Price



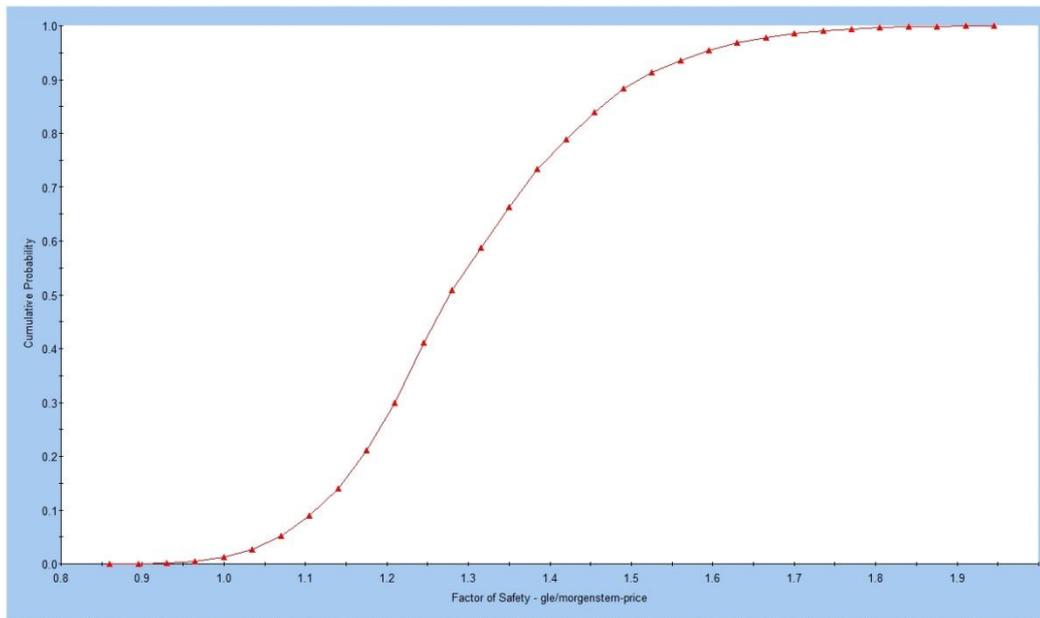
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Distribución del Factor de Seguridad en condición Pseudoestática – Morgenstern-Price



Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

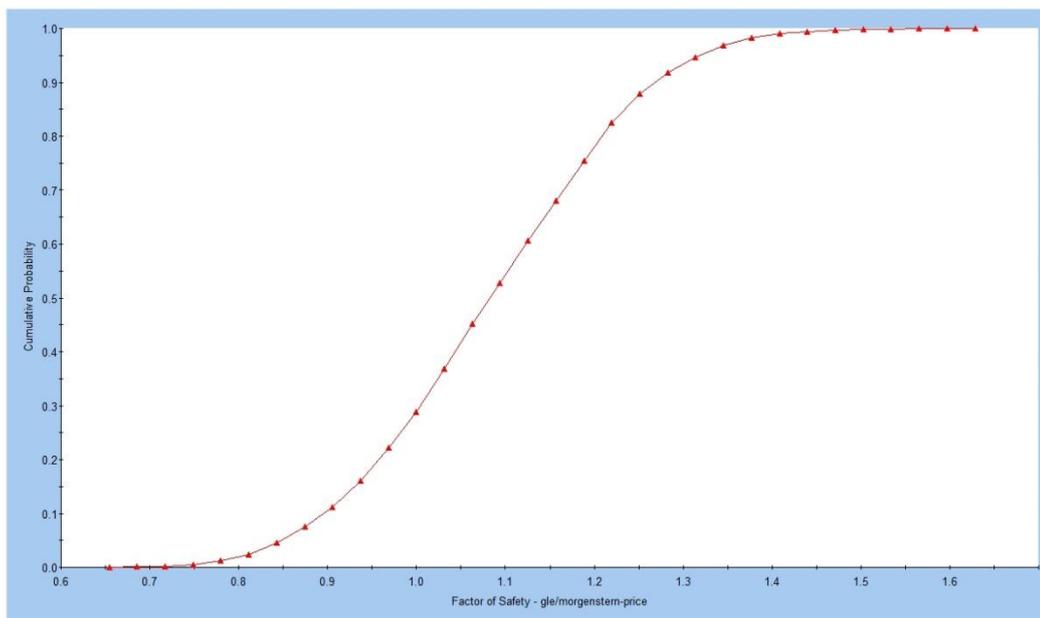
Distribución Acumulativo de Factor de Seguridad en condición estática – Morgenstern-Price



SAMPLED: mean=1.299 s.d.=0.1572 min=0.8611 max=1.912 (PF=1.284% RI=2.10752, best fit=Lognormal distribution)

Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Distribución Acumulativo de Factor de Seguridad en condición pseudoestática – Morgenstern-Price

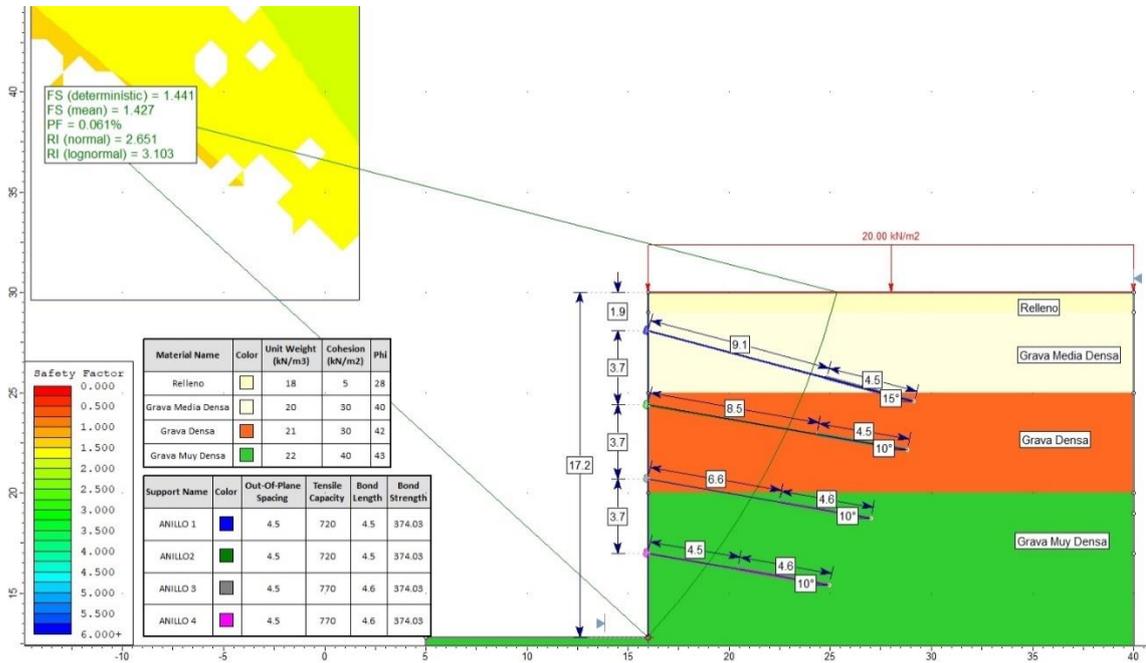


SAMPLED: mean=1.084 s.d.=0.1431 min=0.6547 max=1.597 (PF=28.867% RI=0.58411, best fit=Beta distribution)

Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

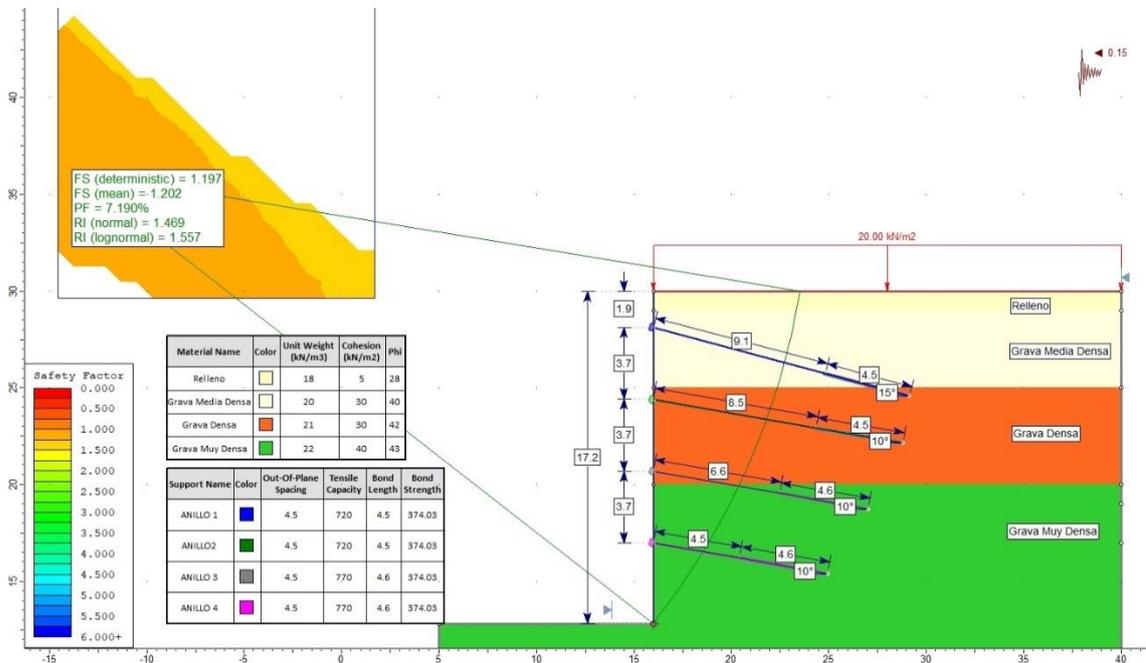
Empresa "B"

Condición Estática – Morgenstern-Price



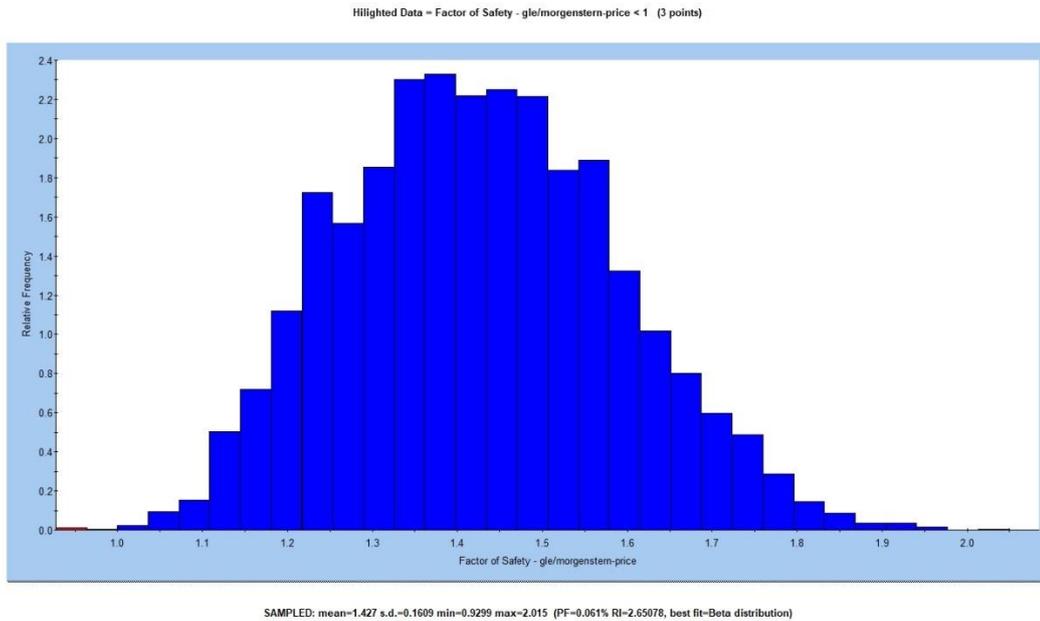
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price



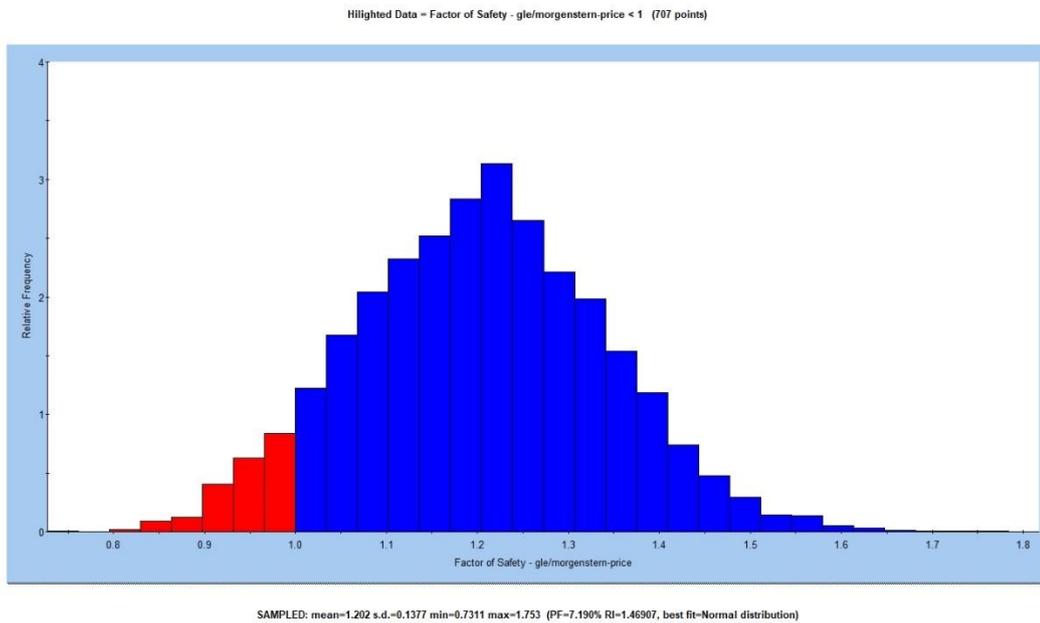
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Distribución del Factor de Seguridad en condición estática – Morgenstern-Price



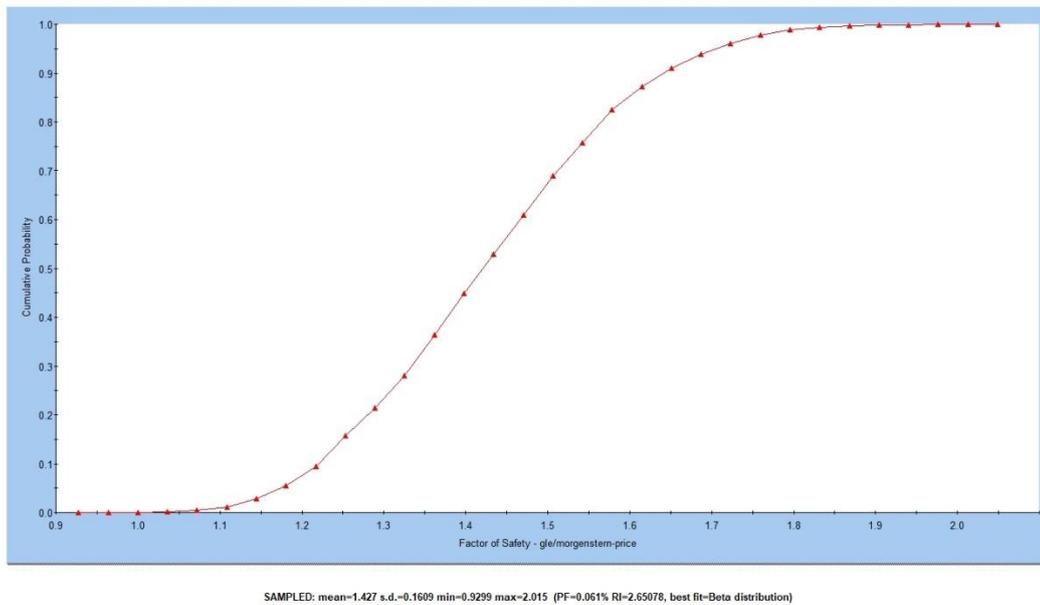
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Distribución del Factor de Seguridad en condición Pseudoestática – Morgenstern-Price



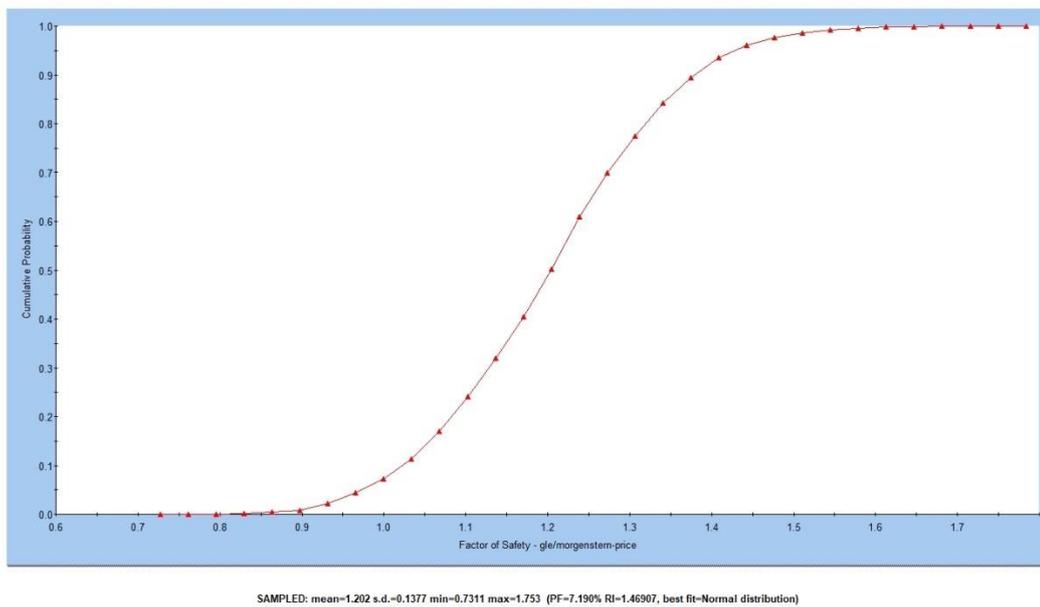
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Distribución Acumulativo de Factor de Seguridad en condición estática – Morgenstern-Price



Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

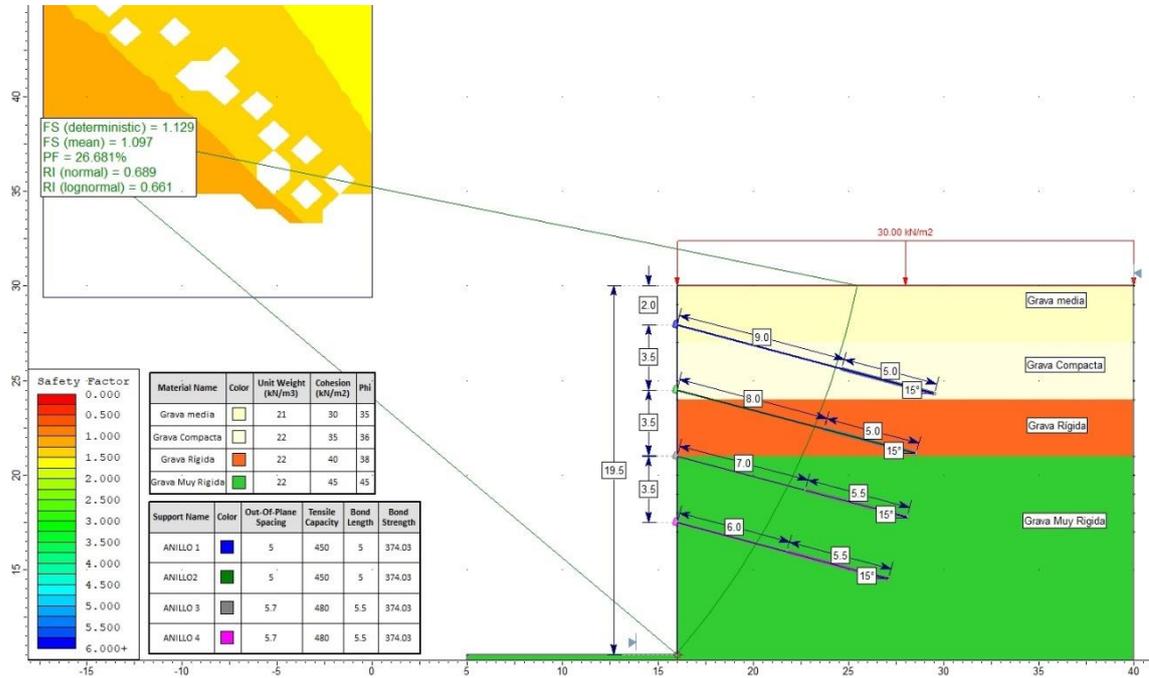
Distribución Acumulativo de Factor de Seguridad en condición pseudoestática – Morgenstern-Price



Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

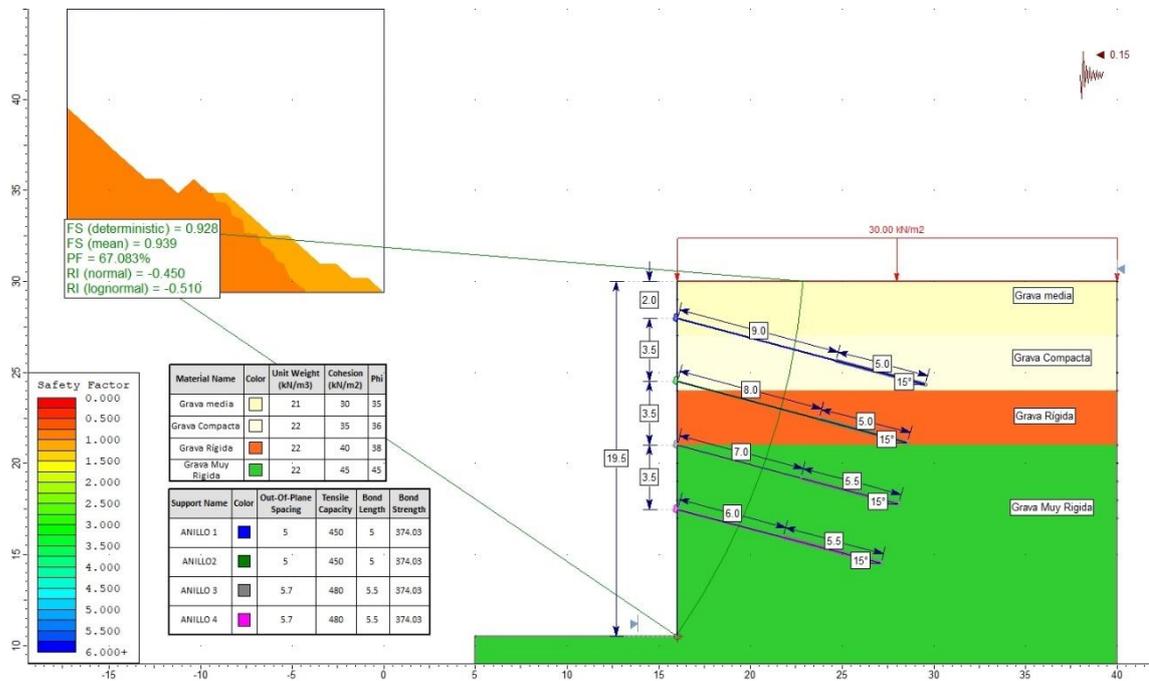
- Proyecto “2”
- Empresa “A”

Condición Estática – Morgenstern-Price



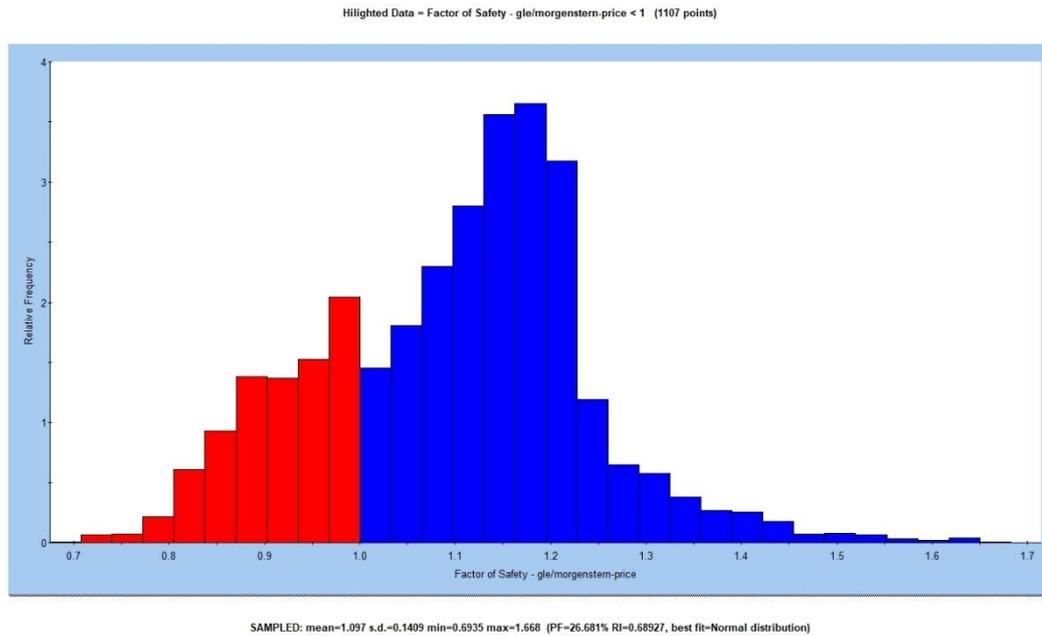
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price



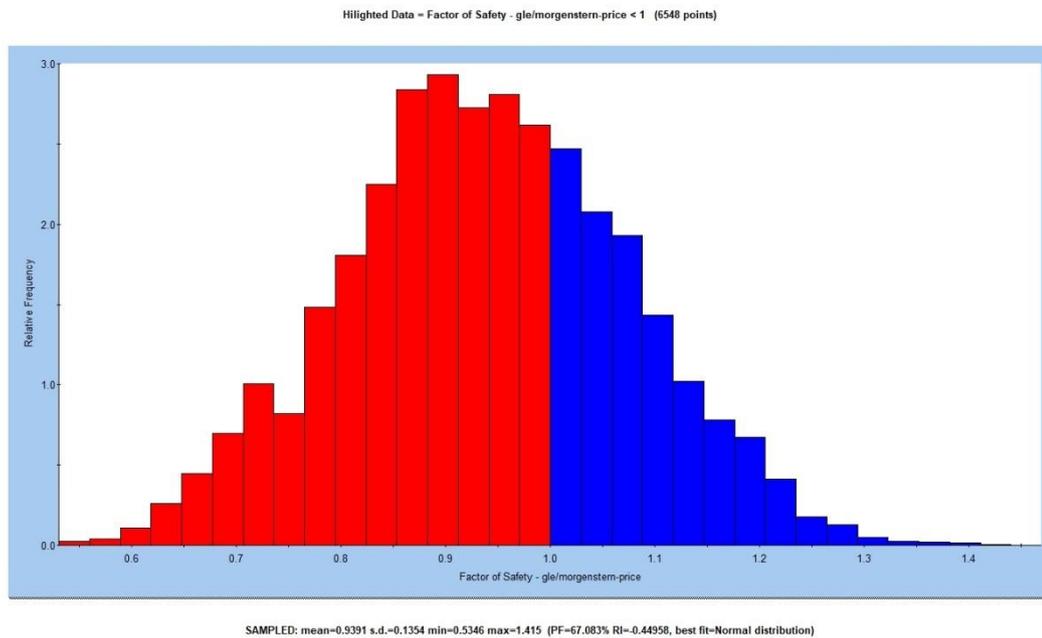
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Distribución del Factor de Seguridad en condición estática – Morgenstern-Price



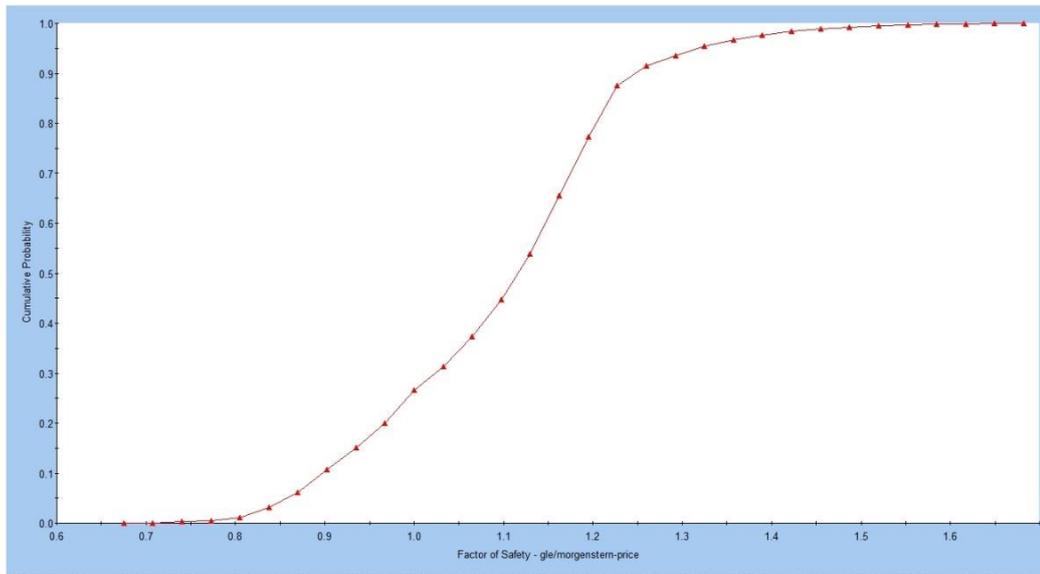
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Distribución del Factor de Seguridad en condición Pseudoestática – Morgenstern-Price



Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

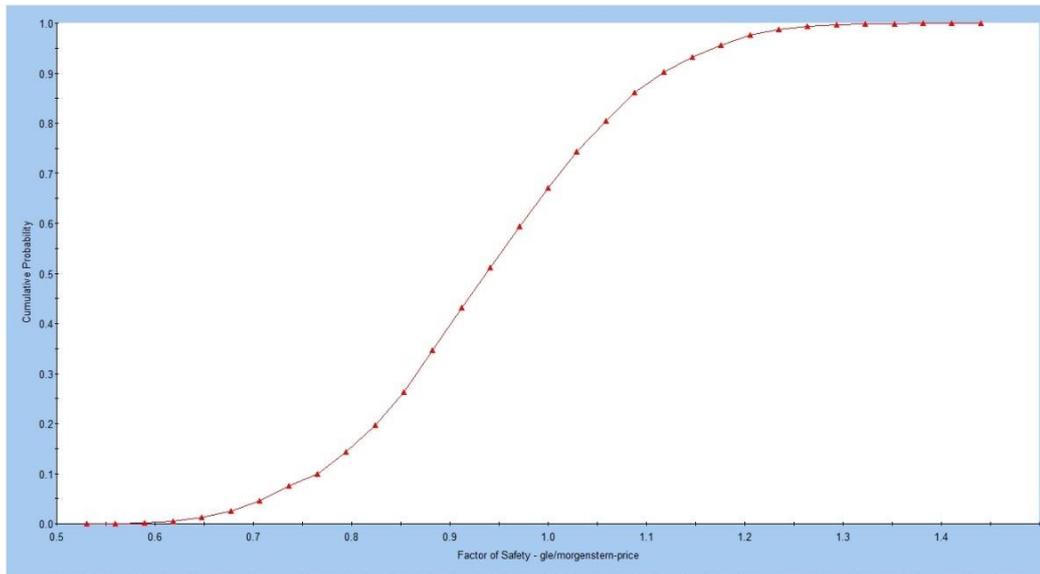
Distribución Acumulativo de Factor de Seguridad en condición estática – Morgenstern-Price



SAMPLED: mean=1.097 s.d.=0.1409 min=0.6935 max=1.668 (PF=26.681% RI=0.68927, best fit=Normal distribution)

Fuente: Elaboración propia – Slide v6.0

Distribución Acumulativo de Factor de Seguridad en condición pseudoestática – Morgenstern-Price

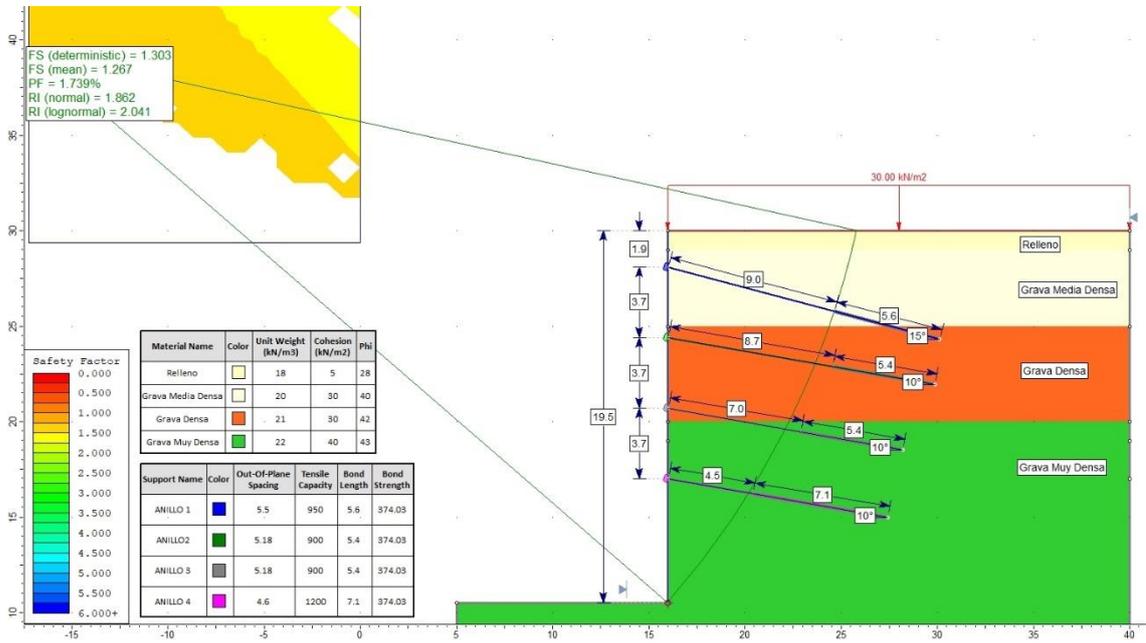


SAMPLED: mean=0.9391 s.d.=0.1354 min=0.5346 max=1.415 (PF=67.083% RI=0.44958, best fit=Normal distribution)

Fuente: Elaboración propia – Slide v6.0

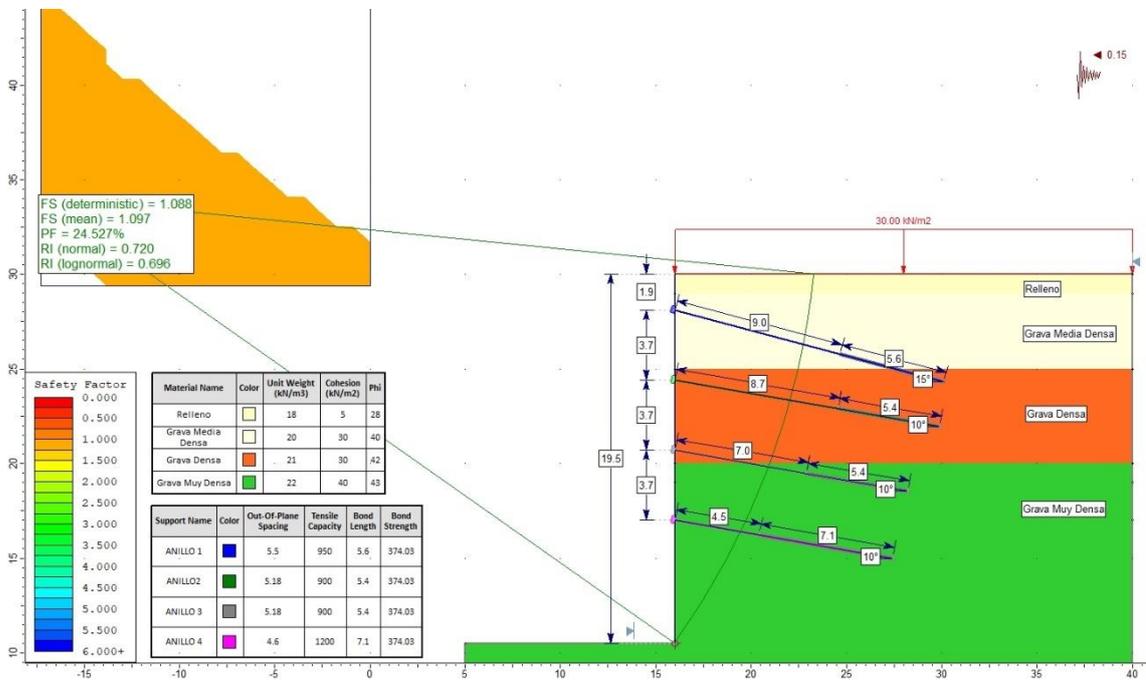
Empresa “B”

Condición Estática – Morgenstern-Price



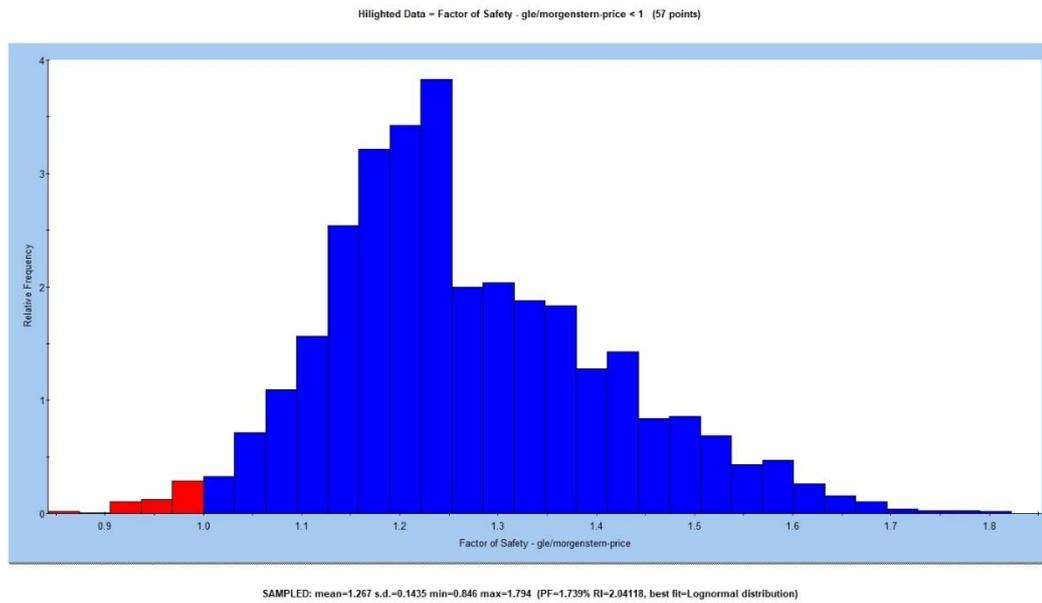
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Condición Pseudoestática – Morgenstern-Price



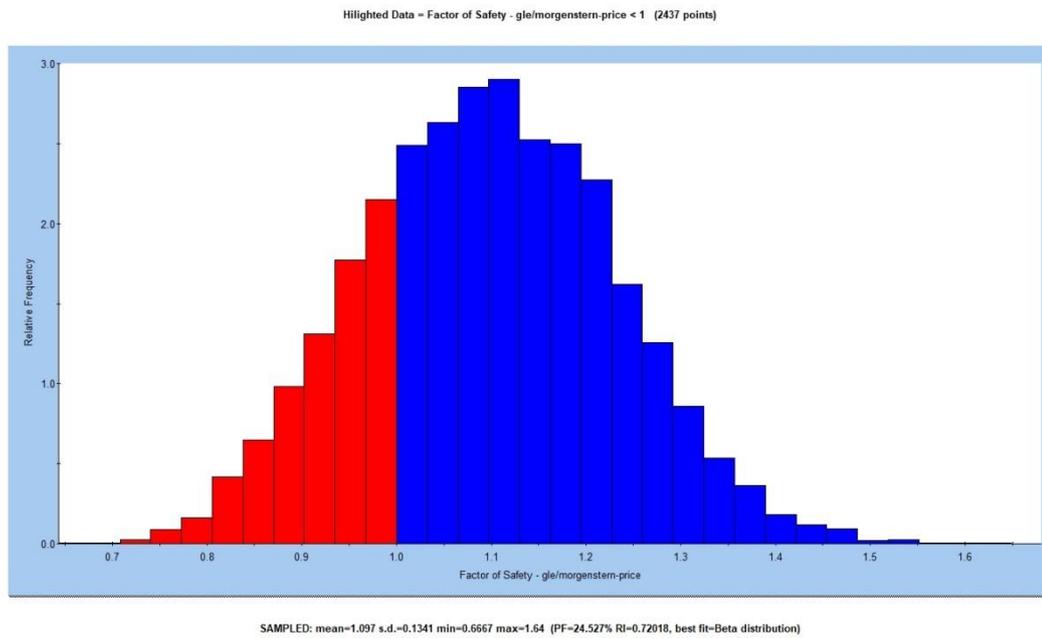
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Distribución del Factor de Seguridad en condición estática – Morgenstern-Price



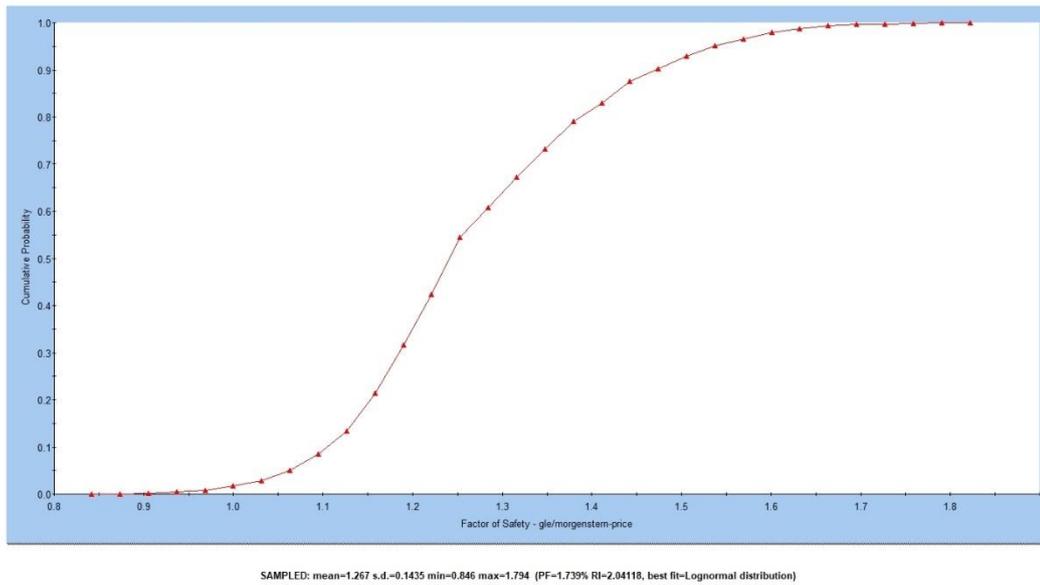
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Distribución del Factor de Seguridad en condición Pseudoestática – Morgenstern-Price



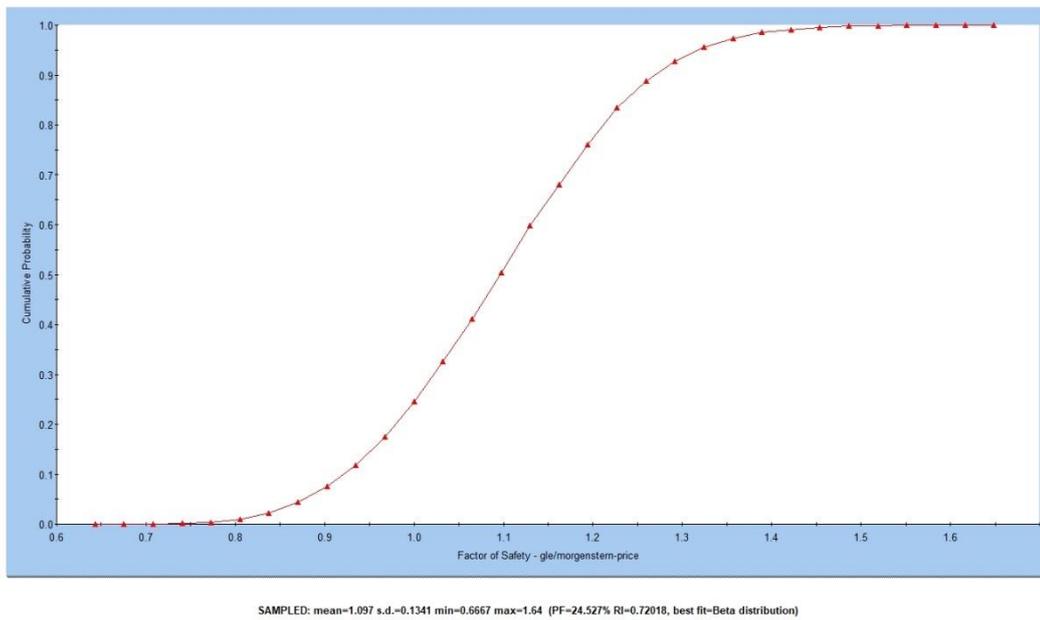
Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Distribución Acumulativo de Factor de Seguridad en condición estática – Morgenstern-Price



Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Distribución Acumulativo de Factor de Seguridad en condición pseudoestática – Morgenstern-Price



Fuente: Elaboración propia empleando el software Slide v6.0.

Anexo 13: Resultados obtenidos mediante el programa @Risk – Método Simulación de Montecarlo.

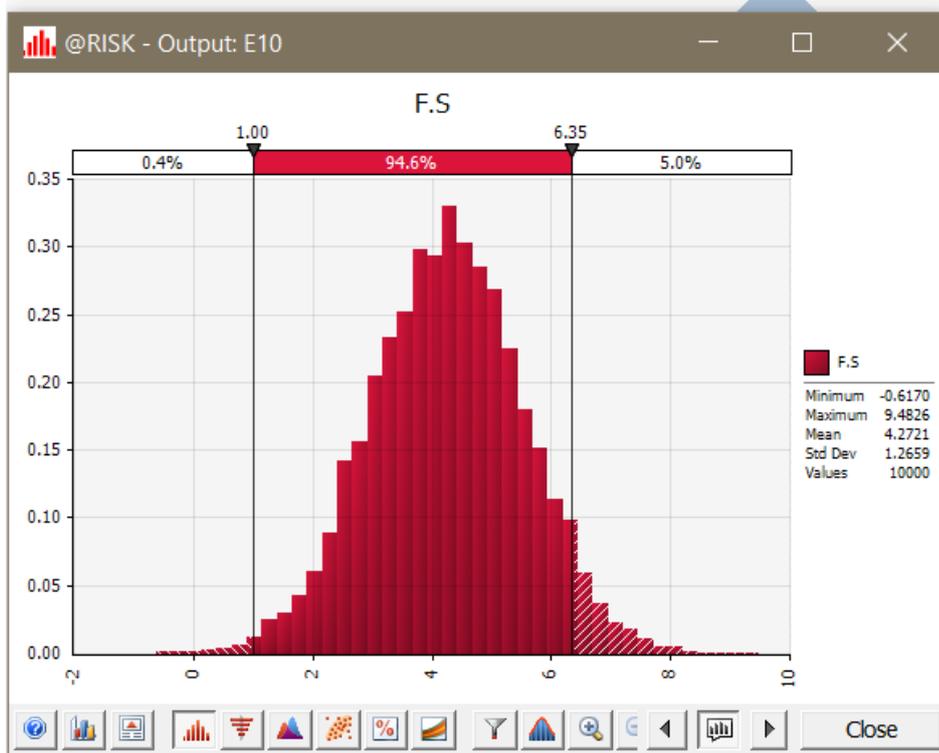
- Proyecto “1”
 Empresa “A”
 Para el anclaje N°1 y N°2 (AN-01 y AN-02):

MÉTODO DE SIMULACIÓN DE MONTECARLO (ANCLAJE)

	Unidad	Valor
Capacidad de adherencia (τ_{ult})=	(kN/m)	242.08561

Longitud de Bulbo (Lb) =	(m)	5
Carga de Servicio (Pw) =	(kN)	440

F.S **2.751**

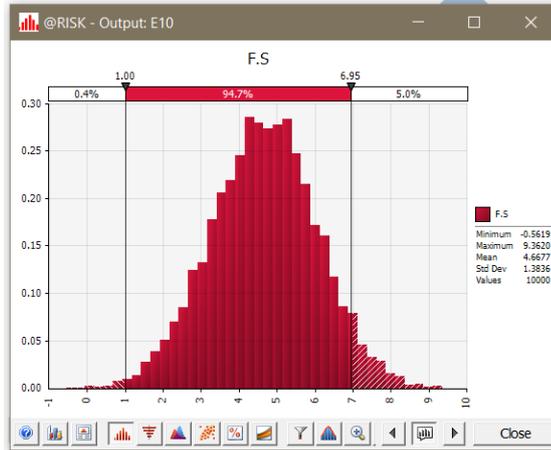


Fuente: Elaboración propia empleando el software @Risk.

Para el anclaje N°3 y N°4 (AN-03 y AN-04):

MÉTODO DE SIMULACIÓN DE MONTECARLO (ANCLAJE)		
	Unidad	Valor
Capacidad de adherencia (τ_{ult})=	(kN/m)	272.80954
Longitud de Bulbo (L_b) =	(m)	5.5
Carga de Servicio (P_w) =	(kN)	440

F.S **3.410**



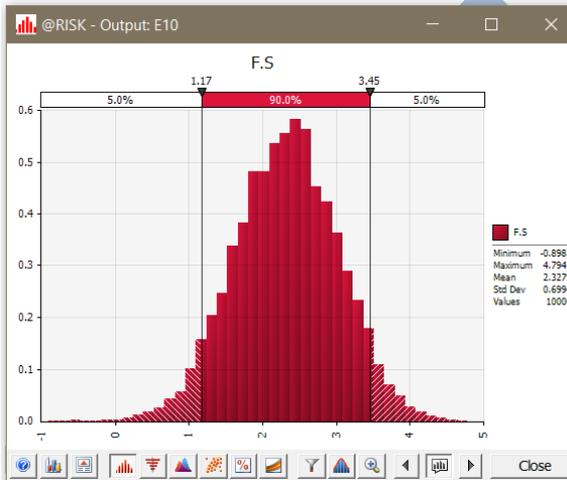
Fuente: Elaboración propia empleando el software @Risk.

Empresa “B”

Para el anclaje N°1 y N°2 (AN-01 y AN-02):

MÉTODO DE SIMULACIÓN DE MONTECARLO (ANCLAJE)		
	Unidad	Valor
Capacidad de adherencia (τ_{ult})=	(kN/m)	257.81995
Longitud de Bulbo (L_b) =	(m)	4.5
Carga de Servicio (P_w) =	(kN)	720

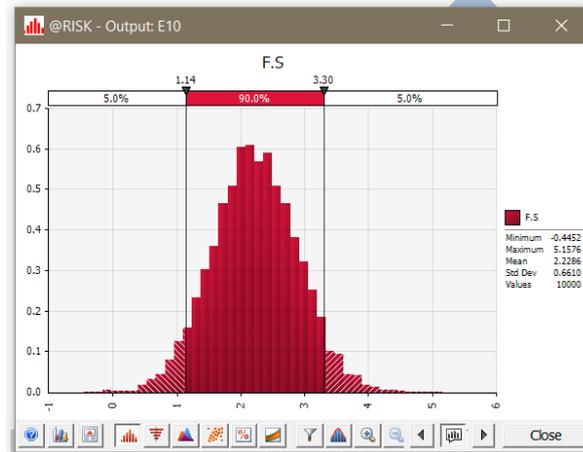
F.S **1.611**



Fuente: Elaboración propia empleando el software @Risk.

Para el anclaje N°3 y N°4 (AN-03 y AN-04):

MÉTODO DE SIMULACIÓN DE MONTECARLO (ANCLAJE)		
	Unidad	Valor
Capacidad de adherencia (τ_{ult})=	(kN/m)	359.37314
Longitud de Bulbo (L_b) =	(m)	4.6
Carga de Servicio (P_w) =	(kN)	770
F.S		2.147



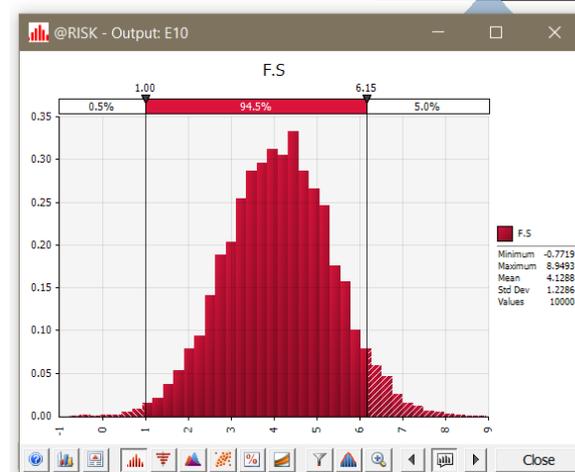
Fuente: Elaboración propia empleando el software @Risk.

- Proyecto “2”

Empresa “A”

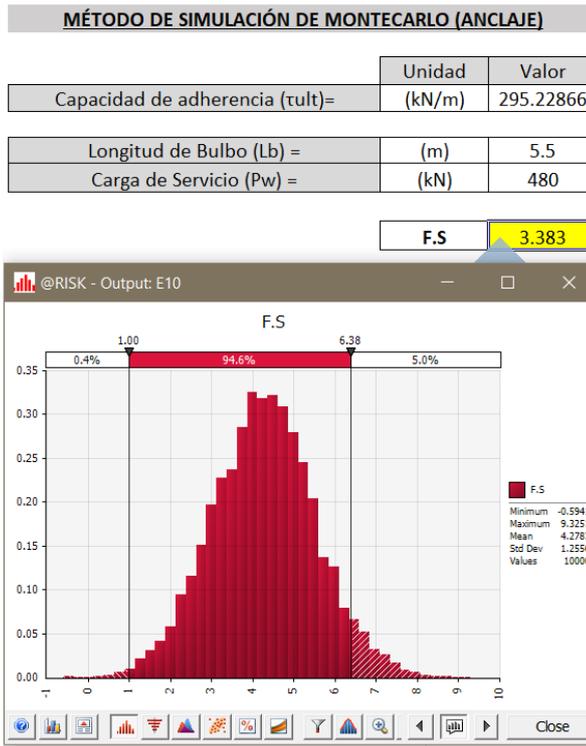
Para el anclaje N°1 y N°2 (AN-01 y AN-02):

MÉTODO DE SIMULACIÓN DE MONTECARLO (ANCLAJE)		
	Unidad	Valor
Capacidad de adherencia (τ_{ult})=	(kN/m)	275.92192
Longitud de Bulbo (L_b) =	(m)	5
Carga de Servicio (P_w) =	(kN)	450
F.S		3.066



Fuente: Elaboración propia empleando el software @Risk.

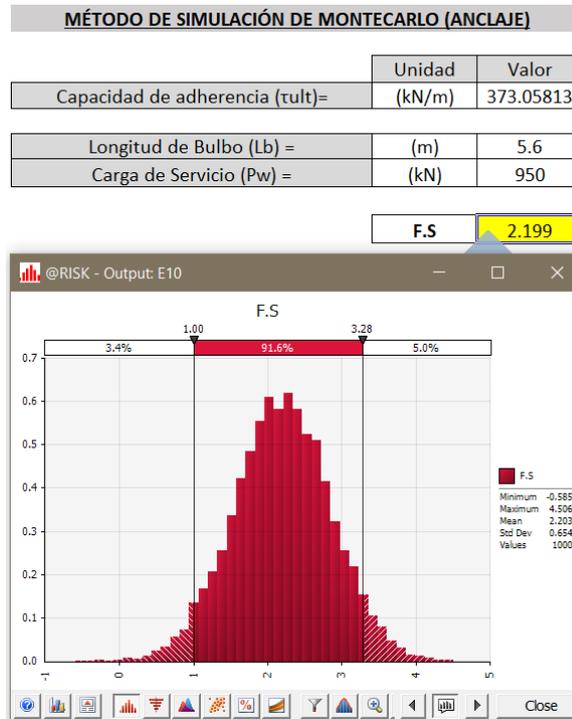
Para el anclaje N°3 y N°4 (AN-03 y AN-04):



Fuente: Elaboración propia empleando el software @Risk.

Empresa “B”

Para el anclaje N°1 (AN-01):



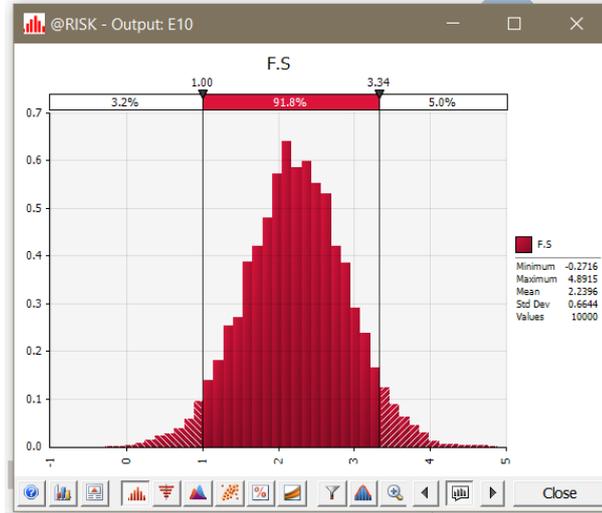
Fuente: Elaboración propia empleando el software @Risk.

Para el anclaje N°2y N°3 (AN-02 y AN-03):

MÉTODO DE SIMULACIÓN DE MONTECARLO (ANCLAJE)

	Unidad	Valor
Capacidad de adherencia (tult)=	(kN/m)	431.11063
Longitud de Bulbo (Lb) =	(m)	5.4
Carga de Servicio (Pw) =	(kN)	900

F.S 2.587



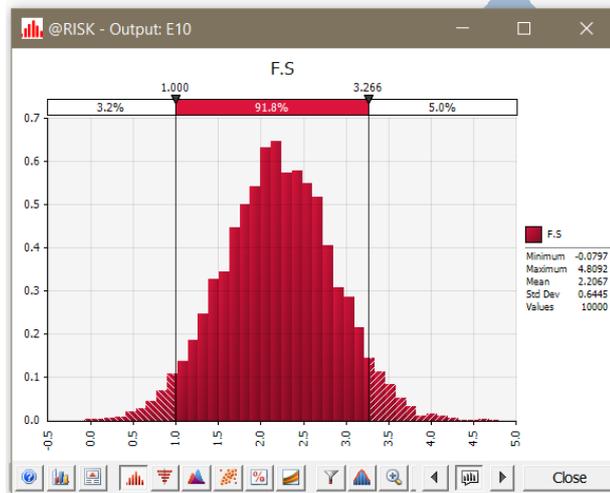
Fuente: Elaboración propia empleando el software @Risk.

Para el anclaje N°4 (AN-04):

MÉTODO DE SIMULACIÓN DE MONTECARLO (ANCLAJE)

	Unidad	Valor
Capacidad de adherencia (tult)=	(kN/m)	142.12856
Longitud de Bulbo (Lb) =	(m)	7.1
Carga de Servicio (Pw) =	(kN)	1200

F.S 0.841



Fuente: Elaboración propia empleando el software @Risk.

Anexo 14: Presupuesto de ejecución de los muros con anclajes postensados.

Costo de construcción de anclajes postensados – Caso de estudio

Con el fin de cuantificar el riesgo asociado a los diferentes diseños de muros con anclajes postensados, se elaboró un presupuesto básico para la ejecución de cada alternativa.

Presupuesto de ejecución del diseño.

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	PU \$	PARCIAL \$
	7 cables	ml	135.90	2,492.41
Costo de suministro de anclajes	9 cables	ml	251.10	5,823.01
	8 cables	ml	93.60	1,973.09
Costo de Perforación	Pto	36	550.00	19,800.00
Costo de tensado	Pto	36	60.00	2,160.00
Cemento	Bolsas	219	5.13	1,124.45
Concreto premezclado $f'c=210\text{kg/cm}^2$	m ³	203	80	16,200.00
Acero $f_y=4200\text{kg/cm}^2$	kg	2228	1.65	3,675.38
			TOTAL	53,248.33

Fuente: Elaboración propia.

Costo de construcción de anclajes postensados – Proyecto “1”

Presupuesto de ejecución del diseño – Empresa A

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	PU \$	PARCIAL \$
Costo de suministro de anclajes	4 cables	ml	70.00	784.70
Costo de Perforación	Pto	6	550.00	3,300.00
Costo de tensado	Pto	6	60.00	360.00
Cemento	Bolsas	32	5.13	164.30
Concreto premezclado $f'c=210\text{kg/cm}^2$	m ³	63	80	5,056.80
Acero $f_y=4200\text{kg/cm}^2$	kg	695	1.65	1,147.26
			TOTAL	10,813.06

Fuente: Elaboración propia.

Presupuesto de ejecución del diseño – Empresa B

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	PU \$	PARCIAL \$
Costo de suministro de anclajes	6 cables	ml	93.80	1,489.54
Costo de Perforación	Pto	8	550.00	4,400.00
Costo de tensado	Pto	8	60.00	480.00
Cemento	Bolsas	43	5.13	220.78
Concreto premezclado $f'c=210\text{kg/cm}^2$	m ³	63	80	5,056.80
Acero $f_y=4200\text{kg/cm}^2$	kg	695	1.65	1,147.26
			TOTAL	12,794.39

Fuente: Elaboración propia.

Costo de construcción de anclajes postensados – Proyecto “2”

Presupuesto de ejecución del diseño – Empresa A

ITEM		UNIDAD	CANTIDAD	PU \$	PARCIAL \$
Costo de suministro de anclajes	5 cables	ml	189.00	13.45	2,542.05
	6 cables	ml	144.00	15.88	2,286.72
Costo de Perforación		Pto	26	550.00	14,300.00
Costo de tensado		Pto	26	60.00	1,560.00
Cemento		Bolsas	152	5.13	780.00
Concreto premezclado $f_c=210\text{kg/cm}^2$		m3	271	80	21,650.18
Acero $f_y=4200\text{kg/cm}^2$		kg	2977	1.65	4,911.89
				TOTAL	48,031.89

Fuente: Elaboración propia.

Presupuesto de ejecución del diseño – Empresa B

ITEM		UNIDAD	CANTIDAD	PU \$	PARCIAL \$
Costo de suministro de anclajes	8 cables	ml	116.80	20.78	2,427.10
	7 cables	ml	212.00	18.34	3,888.08
	9 cables	ml	104.40	23.50	2,453.40
Costo de Perforación		Pto	33	550.00	18,150.00
Costo de tensado		Pto	33	60.00	1,980.00
Cemento		Bolsas	197	5.13	1,011.49
Concreto premezclado $f_c=210\text{kg/cm}^2$		m3	271	80	21,650.18
Acero $f_y=4200\text{kg/cm}^2$		kg	2977	1.65	4,911.89
				TOTAL	56,472.14

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 15: Mapa de peligro sísmico probabilístico Lima.



Fuente: “Re-evaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú”, por Ministerio del Ambiente-Instituto Geofísico del Perú (IGP (2014, p. 79).

Anexo 16: Descriptores estadísticos de los parámetros geotécnicos obtenidos para el análisis – Proyectos “1 y 2”.

Empresa “A”

Material	Prof. (m)	γ' (Kn/m3)	ϕ (°)	C (Kpa)	$\sigma(\gamma')$ (Kn/m3)	$\sigma(\phi)$ (°)	$\sigma(C)$ (Kpa)
Grava Media	0 a 3	21	35	30	0.64	3.27	13.31
Grava Compacta	3 a 6	22	36	35	0.67	3.36	15.53
Grava Rígida	6 a 9	22	38	40	0.67	3.55	17.75
Grava muy Rígida	9 a más	22	45	45	0.67	4.20	19.97

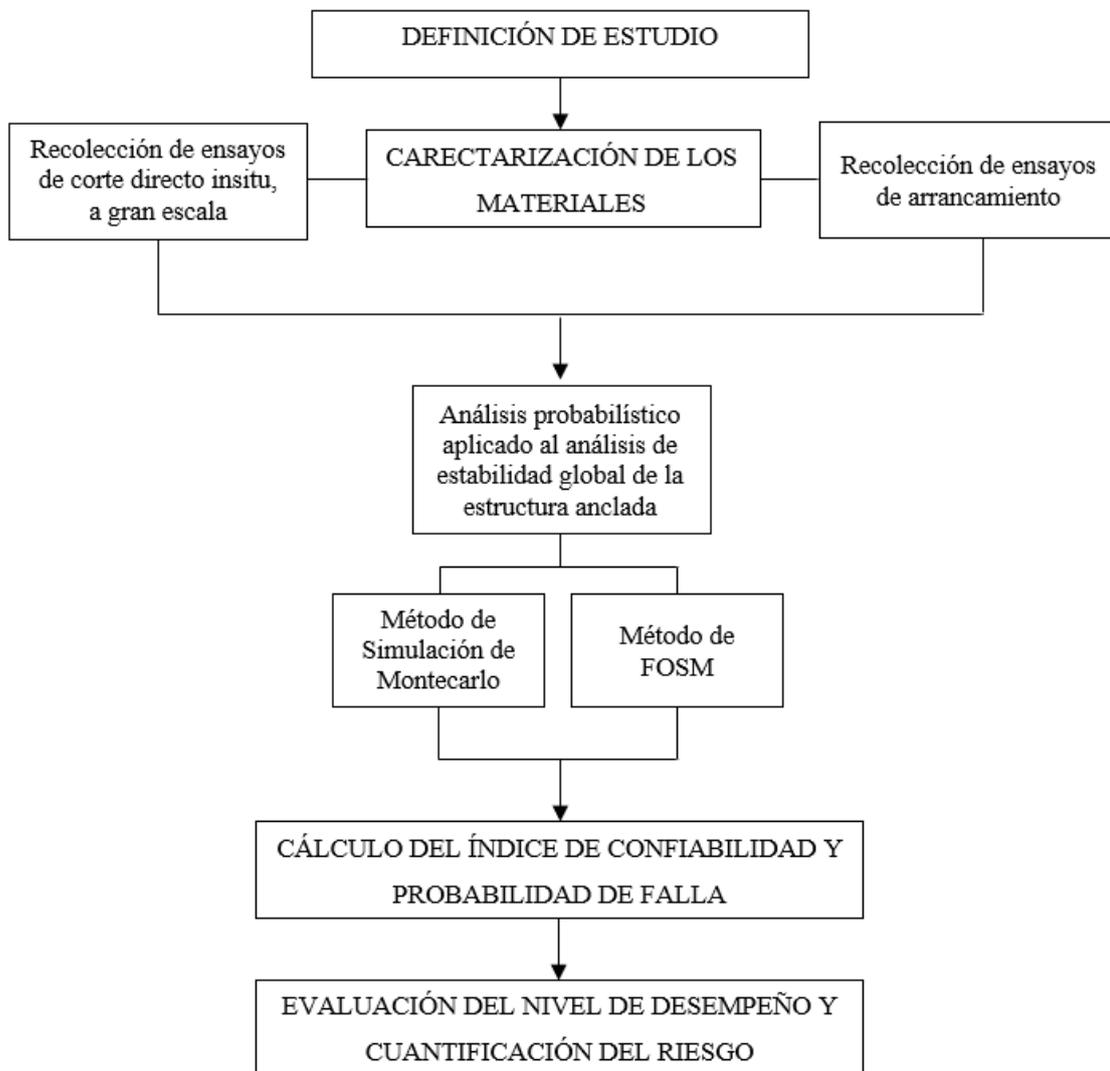
Fuente: Elaboración propia – Basados en datos geotécnicos propuestos por la empresa “A”

Empresa “B”

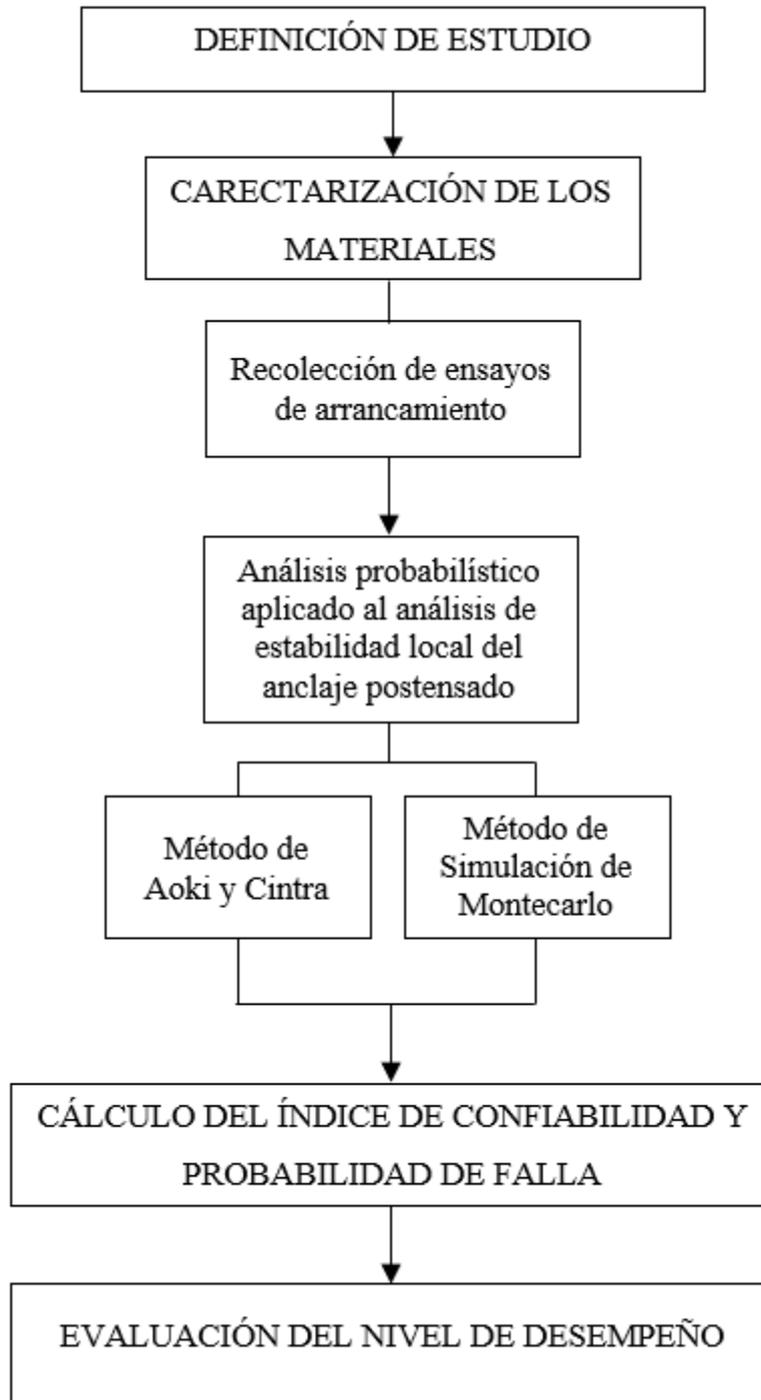
Material	Prof. (m)	γ' (Kn/m3)	ϕ (°)	C (Kpa)	$\sigma(\gamma')$ (Kn/m3)	$\sigma(\phi)$ (°)	$\sigma(C)$ (Kpa)
Relleno	0 a 2	18	28	5	0.55	2.61	2.22
Grava Media Densa	2 a 6	20	40	30	0.61	3.73	13.31
Grava Densa	6 a 11	21	42	30	0.64	3.92	13.31
Grava muy Densa	11 a más	22	43	40	0.67	4.01	17.75

Fuente: Elaboración propia – Basados en datos geotécnicos propuestos por la empresa “B”

Anexo 17: Esquemas de Metodología de investigación.



Fuente: Elaboración propia.



Fuente: Elaboración propia.