



UNIVERSIDAD INTERNACIONAL DEL ECUADOR

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA: “ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS PROPIEDADES GEOMECÁNICAS DE VARIOS SUELOS DEL ECUADOR APLICADOS A LA ESTABILIDAD DE TALUDES”

Proyecto de investigación previo a la obtención del Grado de Ingeniero Civil

AUTOR: CARLOS ANDRÉS ORTIZ QUINTEROS

TUTOR: ING. MSC. BYRON MORALES MUÑOZ

DICIEMBRE 2015

QUITO – ECUADOR

## **APROBACIÓN DEL TUTOR**

Yo, Ingeniero Byron Morales M., tutor designado por la Universidad Internacional del Ecuador UIDE para revisar el Trabajo de Titulación con el tema: “ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS PROPIEDADES GEO MECÁNICAS DE VARIOS SUELOS DEL ECUADOR APLICADOS A LA ESTABILIDAD DE TALUDES” del estudiante Carlos Andrés Ortiz Quinteros, alumno de Ingeniería Civil, considero que dicho informe investigativo reúne los requisitos de fondo y los méritos suficientes para ser sometido a la evaluación del Comité Examinador designado por la Universidad

Quito, diciembre 17 del 2015

EL TUTOR:



Ing. Msc. Byron Morales Muñoz  
CC: 171256590-0

## **AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN**

Yo, Carlos Andrés Ortiz Quinteros, declaro que el trabajo de titulación denominado: **ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS PROPIEDADES GEO MECÁNICAS DE VARIOS SUELOS DEL ECUADOR APLICADOS A LA ESTABILIDAD DE TALUDES** es original, de mi autoría y exclusiva responsabilidad legal y académica, habiéndose citado las fuentes correspondientes y en su ejecución se respetaron las disposiciones legales que protegen los derechos de autor vigentes.

Quito, diciembre 17 del 2015



Carlos Andrés Ortiz Quinteros  
CC: 171127853-9

## **AGRADECIMIENTO**

A mis profesores, Ing. Byron Morales, por la dirección, acompañamiento y valiosa ayuda en esta investigación, Ing. Patricio Ortiz, por el apoyo constante y colaboración, Ing. Oscar Villacrés, por la ayuda prestada.

A la Universidad Internacional del Ecuador, por apoyar este proyecto de la consecución del título de Ingeniero Civil.

A todo el personal de la empresa ZITROCI, por el arduo trabajo profesional en todos estos años.

Al compañero y amigo que esta actividad me ha entregado el Ing. Vicente Capa.

## **DEDICATORIA**

Para vos Charito , porque este logro es por ti y para ti

Para mi Maty y mi José que son la inspiración de mi vida y mi camino.

Para mi papá mi ejemplo de lucha y esfuerzo, mi hermana Rita y Belén.

## ÍNDICE

Resumen.....	v
Marco Introductorio.....	vi
Capítulo 1.....	1
1.1. Planteamiento del problema .....	1
1.1.1. El Problema. ....	1
1.2. Formulación del Problema.....	2
1.3. Preguntas guía.....	2
1.4. Objetivos.....	3
1.4.1. Objetivo General.....	3
1.4.2. Objetivos Específicos.....	3
1.5. Hipótesis.....	4
1.6. Definición de las Variables.....	4
1.6.1. Variable Independiente.....	4
1.6.2. Variable Dependiente.....	4
1.7. Justificación.....	5
1.8. Definición de términos básicos.....	6
Capítulo II.....	11
2. Marco Teórico.....	11
2.1. Antecedentes.....	11
2.2. Propiedades Geomecánicas de los suelos.....	11
2.2.1. Definición de suelo .....	12
2.2.2. Características de los suelos.....	12
2.2.3. Relación de vacíos (e) .....	13
2.2.4. Porosidad (n) .....	14
2.2.5. Densidad relativa (Dr.) .....	14
2.2.5.1. Grado de saturación (Sr) .....	14
2.2.6. Contenido de agua (% w) .....	15
2.2.7. Densidad.....	15
2.2.8. Gravedad específica (Gs) .....	15
2.3. Clasificación de los suelos.....	16
2.3.1. Granulometría.....	16
2.3.2. Estados de Consistencia .....	19
2.3.3. Sistema Unificado de clasificación de suelos (SUCS) .....	20
2.4. Parámetros de resistencia al corte.....	21
2.4.1. Criterios de falla de Mohr – Coulmb .....	22
2.5. Análisis de estabilidad de taludes.....	25
2.5.1. Estabilidad de taludes.....	26
2.5.2. Mecanismos de Falla. ....	28
2.5.2.1. Falla circular.....	28
2.5.2.2. Falla plana .....	29
2.5.3. Métodos de cálculo de estabilidad de taludes.....	30
2.5.4. Métodos Gráficos.....	33
2.5.4.1. Método gráfico de Taylor.....	33
2.5.4.2. Método gráfico de Jambu.....	34

2.5.5.	Métodos de equilibrio límite.....	36
2.5.5.1.	Método de Fellenius u Ordinario (Fellenius, 1918) $\Phi_u = 0$ .....	36
2.5.5.2.	Método de las dovelas simplificado Fellenius (Fellenius, 1927).....	37
2.5.5.3.	Método general de las dovelas (Fredlund, 1977) .....	38
2.5.5.4.	Método de Bishop simplificado (1955) .....	40
2.5.5.5.	Método de Janbu simplificado (1956) .....	41
2.5.5.6.	Método de Spencer (1967) .....	43
2.5.6.	Resumen de las condiciones y características de los diferentes métodos de cálculo de estabilidad de taludes. ....	44
2.6.	Fundamento Legal.....	45
2.6.1.	La American Society for Testing Materials, ASTM. ....	46
2.6.2.	Norma ecuatoriana de la construcción NEC-2015.....	47
2.6.3.	Especificaciones Generales para la construcción de caminos y puentes MOP .....	47
Capítulo III	.....	48
3.	Metodología de la Investigación.....	48
3.1.	Técnicas de Investigación.....	48
3.1.1.	Exploración y Muestreo.....	48
3.1.2.	Pruebas de campo o ensayos in situ. ....	49
3.1.2.1.	Ensayos de penetración estándar S.P.T (ASTM D-1586) .....	50
3.1.3.	Toma de muestras inalteradas.....	52
3.1.3.1.	Toma de Muestras Inalteradas tipo Shelby (ASTM D-1586) .....	52
3.1.3.1.1	Toma de muestras inalteradas tipo bloque (ASTM ASTM D-3550).....	53
3.1.4.	Ensayos de Laboratorio.....	55
3.1.4.1.	Ensayos Índice .....	58
3.1.4.2.	Ensayos de resistencia al corte. ....	73
3.1.5.	Trabajos de Gabinete. ....	95
3.1.5.1.	Programas Computacionales para el cálculo de estabilidad de taludes.....	96
Capítulo IV	.....	112
4.1.	Procesamiento de datos.....	112
4.2.	Descripción de los trabajos de campo.....	113
4.3.	Tabulación de resultados .....	125
4.4.	Interpretación de resultados.....	129
4.5.	Clasificación de los parámetros geomecánicos de los suelos investigados.....	131
4.5.1.	Suelos tipo arcillas ( CL o CH).....	132
4.5.2.	Suelos tipo limos de alta compresibilidad (Mh).....	133
4.5.3.	Suelos tipo limos arenosos (MI).....	135
4.5.4.	SUELOS TIPO ARENAS (SM, SC-SM, SP/SW) .....	137
4.6.	Modelos para análisis de estabilidad de taludes.....	139
4.6.1.	Casos a analizarse.....	139
4.6.2.	Variación de la geometría de los taludes a analizarse.....	140

4.7. Análisis de estabilidad de taludes con Software Geoslope.....	145
4.7.1. Resumen de resultados del factor de seguridad (F.S).....	145
4.8. Análisis de las variables consideradas versus el factor de seguridad.....	163
4.8.1. Gráficas Comparativas del factor de seguridad versus la altura del talud (H) .....	163
4.8.2. Gráficas Comparativas del factor de seguridad versus la Cohesión (c en kpa).....	167
4.8.3. Gráficas Comparativas del factor de seguridad versus el ángulo de fricción $\emptyset$ (°) .....	170
4.8.4. Gráficas Comparativas del factor de seguridad versus el peso unitario Y (KN/m <sup>3</sup> ) .....	173
Capítulo V.....	176
5. Conclusiones y Recomendaciones.....	176
5.1. Conclusiones.....	176
5.2 Recomendaciones.....	180
BIBLIOGRAFÍA.....	185



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Tamices y sus aberturas en mm.....	17
Tabla 2. Métodos para el Cálculo de estabilidad de taludes y características.....	31
Tabla 3. Resumen de las condiciones de cada método de cálculo de estabilidad de taludes. ....	45
Tabla 4. Metodología sugerida en el código NEC 2015 para el análisis de estabilidad de taludes establecida en el Canadian Foundation Engineering Manual, CFEM(2006).....	47
Tabla 5. Ensayos de laboratorio de mecánica de suelos a utilizarse en la investigación – Normas ASTM .....	58
Tabla 6. Descripción e identificación de las muestras inalteradas tomadas en los proyectos. ....	115
Tabla 7. Resumen de resultados de los ensayos de resistencia al corte y propiedades índice de las muestras inalteradas. Fuente ZITROCI .....	125
Tabla 8. Resultados de ensayos para suelos arcillosos (CL y CH) .....	132
Tabla 9. Resultados de ensayos para suelos limos arcilloso (MH).....	134
Tabla 10. Resultados de ensayos para suelos limos arenosos ML.....	136
Tabla 11. Resultados de ensayos para suelos arenoso SM.....	138
Tabla 12. Valores de resistencia al corte adoptados para los análisis de estabilidad de taludes.....	177

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Partes de un talud.....	6
Figura 2. Figura .....	13
Figura 3. Curvas granulométricas.....	19
Figura 4. Procedimiento para la clasificación unificada de suelos SUCS. ....	21
Figura 5. Envolvente de falla de Mohr y los criterios de falla..... de Mohr-Coulomb	23
Figura 6. Círculo de Mohr y envolvente de falla. ....	25
Figura 7. Esquema de una falla circular. ....	29
Figura 8. Tipos de falla circular. ....	29
Figura 9. Esquema de una falla plana. ....	30
Figura 10. Fotografía de una falla planar, mina La Francia ..... Carbones del Cesar.	30
Figura 11. Cuadro sinóptico de la clasificación de los métodos ..... de cálculo de estabilidad de taludes.	32
Figura 12. Talud de arena limpia y seca .....	33
Figura 13. Método gráfico de Taylor .....	34
Figura 14. Método gráfico de Jambu y sus hipótesis ..... para suelos cohesivos	34
Figura 15. Método gráfico de Jambu y sus hipótesis ..... para suelos cohesivos y friccionantes	35
Figura 16. Método de Fellenius 1918 $\Phi_u = 0$ .....	36
Figura 17. Método de las dovelas simplificado Fellenius 1927 .....	37
Figura 18. Método general de las dovelas Fredlund, 1977 .....	39
Figura 19. Método de Bishop simplificado 1955 .....	40
Figura 20. Método de Jambu simplificado 1956 .....	42
Figura 21. Método de Spencer 1967 .....	44
Figura 22. Esquema del mecanismo utilizado para el ensayo ..... de penetración estándar SPT	50
Figura 23. Ejecución del ensayo de penetración estándar ..... SPT – ZITROCI.	52
Figura 24. esquema de tubo muestreador de pared delgada ..... tipo shelby	53
Figura 25. Toma de muestra inalterada tipo shelby y sellado. .... EMS ZITROCI-2014	54
Figura 26. Toma de muestra inalterada tipo bloque ..... EMS ZITROCI-2012	56
Figura 27. Cuadro sinóptico de los ensayos de laboratorio ..... de mecánica de suelos más utilizados.	57
Figura 28. Secado en horno de muestras para determinación ..... de contenido de humedad del suelo. LABORATORIO ZITROCI	60
Figura 29. Medición del peso de muestra seca en la balanza digital. .... LABORATORIO ZITROCI.	60

Figura 30. Ensayo para determinar el límite líquido del suelos mediante la copa de Casagrande . LABORATORIO ZITROCI	63
Figura 31. Ensayo para determinar el límite plástico. LABORATORIO ZITROCI	65
Figura 32. Curva de fluidez con los resultados de los ensayos de límites de Atterberg – ZITROCI	66
Figura 33. Juego de tamices ensayo de granulometría. LABORATORIO – ZITROCI	68
Figura 34. Ensayo de granulometría proceso de medición de peso por tamiz. LABORATORIO - ZITROCI.	70
Figura 35. Curva granulométrica por tamizado mecánico – ZITROCI	71
Figura 36. Curva granulométrica por tamizado mecánico – ZITROCI	72
Figura 37. Esquema del equipo utilizado en el ensayo de corte directo	73
Figura 38. Gráfico de esfuerzo, vs deformación ensayo de corte directo	75
Figura 39. Curva de resistencia intrínseca para obtener la cohesión y ángulo de fricción.	76
Figura 40. Cámara triaxial para ensayo de resistencia al corte.	78
Figura 41. Fotografías del proceso previo par el ensayo triaxial UU – ZITROCI.	80
Figura 42. Esquema de las cargas en cada probeta del ensayo triaxial.	83
Figura 43. Partes de la cámara triaxial	85
Figura 44. Tallado de muestras para obtención de probetas de ensayo – ZITROCI	87
Figura 45. Esquema y procedimiento del ensayo triaxial tipo UU.	88
Figura 46. Gráficas y procedimientos del ensayo triaxila UU	89
Figura 47. Formato para reporte de resultados del ensayo triaxial UU- ZITROCI	94
Figura 48. Imágenes de un ejemplo de cálculo de estabilidad de taludes, mediante el software GEOESTUDIO 2012 – GEOSLOPE	97
Figura 50. Mapa de la ubicación de los proyectos ejecutados por ZITROCI a nivel nacional.	123
Figura 51. Mapa de la ubicación de los proyectos ejecutados por ZITROCI en la ciudad de Quito y Provincia de Pichincha.	124
Figura 52. Carta de plasticidad de las muestras alteradas que contienen plasticidad y compresibilidad. ZITROCI.	130
Figura 53. Gráfica de cohesión vs ángulo de fricción	133
Figura 54. Índice plástico (IP) vs Límite Líquido(L.L)	133
Figura 55. Gráfica de N del SPT vs ángulo de fricción	133
Figura 56. N del SPT vs cohesión	133
Figura 57. Gráfica de cohesión vs ángulo de fricción	134
Figura 58. Índice plástico (IP) vs Límite Líquido (L.L)	134
Figura 59. Gráfica de N del SPT vs ángulo de fricción	134
Figura 60. N del SPT vs cohesión	134
Figura 61. Gráfica de cohesión vs ángulo de fricción	137
Figura 62. Índice plástico (IP) vs Límite Líquido(L.L)	137
Figura 63. Gráfica de N del SPT vs ángulo de fricción	137
Figura 64. N del SPT vs cohesión	137

Figura 65. Gráfica de cohesión vs ángulo de fricción .....	138
Figura 66. N del SPT vs ángulo de fricción .....	138
Figura 67. N del SPT vs cohesión .....	139
Figura 68. Esquema de la geometría tipo de un talud .....	141
Figura 69. Esquemas de los taludes para $\beta=30^\circ$ y variación .....	142
de alturas H= (20 – 15 y 8 m).	
Figura 70. Esquemas de los taludes para $\beta=45^\circ$ y variación .....	142
de alturas H= (20 – 15 y 8 m)	
Figura 71. Esquemas de los taludes para $\beta=70^\circ$ y variación .....	143
de alturas H= (20 – 15 y 8 m)	
Figura 72. Esquemas de los taludes para $\beta=90^\circ$ y variación .....	144
de alturas H= (20 – 15 y 8 m)	
Figura 73-74-75-76. Valores de los Factores de seguridad para .....	147
H=20m, arcillas	
Figura 77-78-79-80. Valores de los Factores de seguridad para .....	148
H=15m, arcillas	
Figura 81-82-83-84. Valores de los Factores de seguridad para .....	149
H=8m, arcillas	
Figura 85-86-87-88. Valores de los Factores de seguridad para .....	150
H=20m, limos de alta compresibilidad MH	
Figura 89-90-91-92. Valores de los Factores de seguridad para .....	152
H=15m, limos de alta compresibilidad MH	
Figura 93-94-95-96. Valores de los Factores de seguridad para .....	153
H=8m, limos de alta compresibilidad MH	
Figura 97-98-99-100. Valores de los Factores de seguridad para .....	155
H=20m, limos arenosos de baja compresibilidad ML	
Figura 101-102-103-104. Valores de los Factores de seguridad para .....	157
H=15 m, limos arenoso de baja compresibilidad ML	
Figura 105-106-107-108. Valores de los Factores de seguridad para .....	159
H=8 m, limos arenosos de baja compresibilidad ML	
Figura 109-110-111-112. Valores de los Factores de seguridad para .....	160
H=20m, ARENAS	
Figura 113-114-115-116. Valores de los Factores de seguridad para .....	161
H=15m, ARENAS	
Figura 117-118-119-120. Valores de los Factores de seguridad para .....	162
H=8m, ARENAS	
Figura 121. Gráfica Factores de seguridad vs Alturas (H) para Arcillas CH .....	163
Figura 122. Gráfica Factores de seguridad vs Alturas (H) para .....	164
Limos de alta compresibilidad MH	
Figura 123. Gráfica Factores de seguridad vs Alturas (H) para .....	165
Limos arenosos de baja compresibilidad ML	
Figura 124. Gráfica Factores de seguridad vs Alturas (H) para ARENAS .....	166
Figura 125. Gráfica Factores de seguridad vs Cohesión c (KPA) .....	167
para altura del talud H=20 m	
Figura 126. Gráfica Factores de seguridad vs Cohesión c (KPA) .....	168
para altura del talud H=15 m	

Figura 127. Gráfica Factores de seguridad vs Cohesión $c$ (KPA) .....	169
para altura del talud $H=8$ m	
Figura 128. Gráfica Factores de seguridad vs ángulo de fricción $\phi(^{\circ})$ .....	170
para altura del talud $H=20$ m	
Figura 129. Gráfica Factores de seguridad vs ángulo de fricción $\phi(^{\circ})$ .....	171
para altura del talud $H=15$ m	
Figura 130. Gráfica Factores de seguridad vs ángulo de fricción $\phi(^{\circ})$ .....	172
para altura del talud $H=8$ m	
Figura 131. Gráfica Factores de seguridad vs el peso unitario $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> ) .....	173
para altura del talud $H=20$ m	
Figura 132. Gráfica Factores de seguridad vs el peso unitario $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> ) .....	174
para altura del talud $H=15$ m	
Figura 133. Gráfica Factores de seguridad vs el peso unitario $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> ) .....	175
para altura del talud $H=8$ m	

## Resumen

Uno de los principales problemas, que en la rama de la Geotecnia de Ingeniería Civil se plantea, es el estudio de la estabilidad de masas de suelo o taludes que se presenta en varios proyectos de construcción a nivel mundial.

A lo largo de la historia, son varios los geotecnistas que han dedicado su vida al estudio de este problema y han propuesto metodologías para su análisis y estudio. Por esta razón, en la actualidad los especialistas en este tema calculan la estabilidad de taludes con el método que mejor manejan o con el que cuentan en algún programa computacional.

Continuamente se observa que los resultados entre cada método tienen importantes diferencias y por lo general solo se emiten los valores de un método, sin analizar siquiera otro.

La falta de revisión de otros métodos de análisis de estabilidad de taludes, hace que los resultados sean, no contrastados para emitir valores analizados de acuerdo a las características de cada método y caso.

## Marco Introductorio

Para el análisis de estabilidad de un talud, los diferentes métodos de cálculo necesitan toda la información posible de las características geomecánicas de los estratos del suelo que componen el talud, para ello la exploración *in situ*, es decir: toma de muestras y ensayos de campo, así como la elección de los ensayos de laboratorio más óptimos, se convierten en variables muy sensibles a la hora del cálculo en gabinete.

Todas estas variables aportan a la acumulación de errores del resultado final, lo que determina la estabilidad o inestabilidad de un talud; por lo que la mayoría de las veces, se opta por contrastar los resultados con tablas publicadas en textos extranjeros que asumen variables o parámetros geomecánicos generales, basados en ensayos de laboratorio de suelos de los países donde se efectuó la investigación.

Por lo tanto, esta investigación propone el análisis comparativo de los resultados de ensayos, tanto de laboratorio, como de campo de suelos a nivel nacional, ejecutados por la empresa ZITRO CONSULTORÍA EN INGENIERÍA, desde el año 2008 hasta la presente; aplicándolos en taludes tipo para ver su comportamiento de acuerdo a las diferentes variables que los métodos de cálculo emplean.





# Capítulo I

## 1.1. Planteamiento del problema

En la actualidad, el análisis de estabilidad de taludes se limita a la aplicación de software computacional, donde se ingresan los parámetros geomecánicos obtenidos de un laboratorio de mecánica de suelos, muchas veces sin mayor análisis de los valores obtenidos o la adopción de valores tabulados en textos geotécnicos de investigaciones realizadas en otros países.

### 1.1.1. El Problema

En el área de la Geotecnia nos encontramos con frecuencia ante el problema de hacer un análisis correcto para obtener un valor de estabilidad para los taludes, haciéndose necesario, determinar los detalles geométricos del talud y las propiedades mecánicas del suelo donde se localizará esta estructura, pues debemos también determinar el tipo de mecanismo de falla que más se adecúe para la determinación de la estabilidad del talud en cuestión.

De la misma manera es importante considerar el aspecto económico; ya que, los taludes son a la fecha, estructuras de gran importancia dentro de la ingeniería, y que por lo mismo requieren un estricto y minucioso análisis.

## **1.2. Formulación del Problema**

¿Cómo se comportan las propiedades geomecánicas de varios suelos del Ecuador en el análisis de estabilidad de taludes, planteando diferentes tipos de geometría, condiciones y parámetros geotécnicos?

## **1.3. Preguntas guía**

¿Qué parámetros geotécnicos del suelo adoptar, para el análisis de estabilidad de un talud?

¿Cómo cuantificar y analizar los valores de los parámetros geomecánicos de los suelos obtenidos mediante ensayos: in situ, laboratorio o tabulados en textos?

¿Cuál método de análisis de estabilidad de taludes me brinda un mayor factor de seguridad?

¿Qué autor es más conservador en su método?

¿Bajo qué condiciones fue desarrollado cada método?

¿De qué forma varía la precisión de cada método en función de las condiciones que presenta un talud?

¿En qué afectan las variaciones de los parámetros adoptados para el cálculo de estabilidad de taludes?

## **1.4. Objetivos**

### **1.4.1. Objetivo General**

Desarrollar una guía práctica para la comunidad geotécnica ecuatoriana que permita comparar datos reales y sus resultados, al escoger el método más óptimo de análisis de

estabilidad de taludes mediante el estudio comparativo de las propiedades geomecánicas de los suelos, planteando modelos tipo al variar sus condiciones.

#### **1.4.2. Objetivos Específicos**

- Identificar la problemática actual en el país debido a la inestabilidad de taludes.
- Realizar el estudio comparativo de las propiedades geomecánicas de varios suelos del país, en el análisis de estabilidad de taludes.
- Identificar la afectación de las diferentes variables que intervienen en el cálculo de estabilidad de taludes.
- Clasificar la utilización de cada método de cálculo de acuerdo a las condiciones del talud para optimizar los resultados.
- Emitir conclusiones y recomendaciones a partir del análisis comparativo de cada uno de los métodos de cálculo de estabilidad de taludes.
- Desarrollar la guía práctica de los casos planteados, como recomendación para escoger una alternativa óptima en el análisis de estabilidad de taludes.

#### **1.5. Hipótesis**

Esta investigación tiene como fin, facilitar una guía que será un aporte práctico para el conocimiento de los diferentes resultados de los parámetros geomecánicos de los suelos del Ecuador, utilizando varios métodos de análisis de estabilidad de taludes y sobre todo de resultados específicos para diferentes casos, por esta razón, los especialistas geotécnicos podrán observar casos de similares características al de los proyectos que estén manejando y así utilizar el más adecuado, comparando sus resultados con los modelos tipos expresados en la guía.

## **1.6. Definición de las Variables**

### **1.6.1. Variable Independiente**

Para la presente investigación podemos considerar como variables independientes las definiciones teóricas de la geotecnia, con el fin de considerar las características y propiedades de los suelos, así como también, la afectación general de un talud o masa de tierra en condiciones inestables, estas variables son generales para el análisis de cualquier proyecto por iniciar o en su defecto, el análisis de una situación específica que involucre las condiciones de un talud a analizar

### **1.6.2. Variable Dependiente**

Por la complejidad de los análisis de estabilidad de taludes se pueden considerar como variables dependientes a todos los factores que intervienen al caracterizar un talud, así tenemos por ejemplo: geometría, parámetros geo mecánicos del suelo, condiciones climáticas y demás circunstancias que alteran las condiciones estáticas de una masa de suelo.

Por otro lado, las diferentes metodologías de cálculo y modelos planteados por diferentes investigadores, a lo largo del tiempo, son otro tipo de variables dependientes propuestas en esta tesis.

## **1.7. Justificación**

La variedad de métodos para el desarrollo del análisis de estabilidad de taludes, hace imperante el conocimiento de los alcances de cada uno de estos; además, un especialista

geotécnico deberá conocer la dimensión de los parámetros de acuerdo a las condiciones del talud a analizarse, con el objetivo de que las recomendaciones a este problema sean más acertadas y así proteger a la sociedad en general de desastres como los deslizamientos de tierra o deslaves.

La guía, producto de esta investigación, será un aporte práctico para el conocimiento del comportamiento de los parámetros geomecánicos de varios suelos del país en el análisis de estabilidad de taludes y sobre todo de resultados específicos para diferentes casos; por esta razón, los especialistas geotécnicos podrán observar casos de similares características al de los proyectos que estén manejando y así utilizar el más adecuado, comparando sus resultados con los modelos tipos expresados en la guía.

Desde el punto de vista personal, desde hace muchos años he estado involucrado en los estudios de mecánica de suelos y Geotecnia, lo que ha despertado mi interés en desarrollar este aporte, ya que he visto con preocupación e inquietud el abuso de la utilización de softwares poco apegados a la realidad de nuestro país y la interpretación escueta de los resultados, sin confrontarlos con otros.

La importancia de esta investigación, se basa en que esta guía será una puerta abierta para el desarrollo del estudio de los deslizamientos de masa de suelo a lo largo del país, con la finalidad de conocer el historial de estos desastres naturales en Ecuador, las causas, los efectos y sobre todo la prevención fundamentada en la técnica para proponer sistemas de control y evitar mayores catástrofes.

## 1.8. Definición de términos básicos

La palabra talud, hace mención a cualquier superficie con un ángulo de inclinación con respecto a la horizontal producto de un proyecto específico o circunstancia natural.

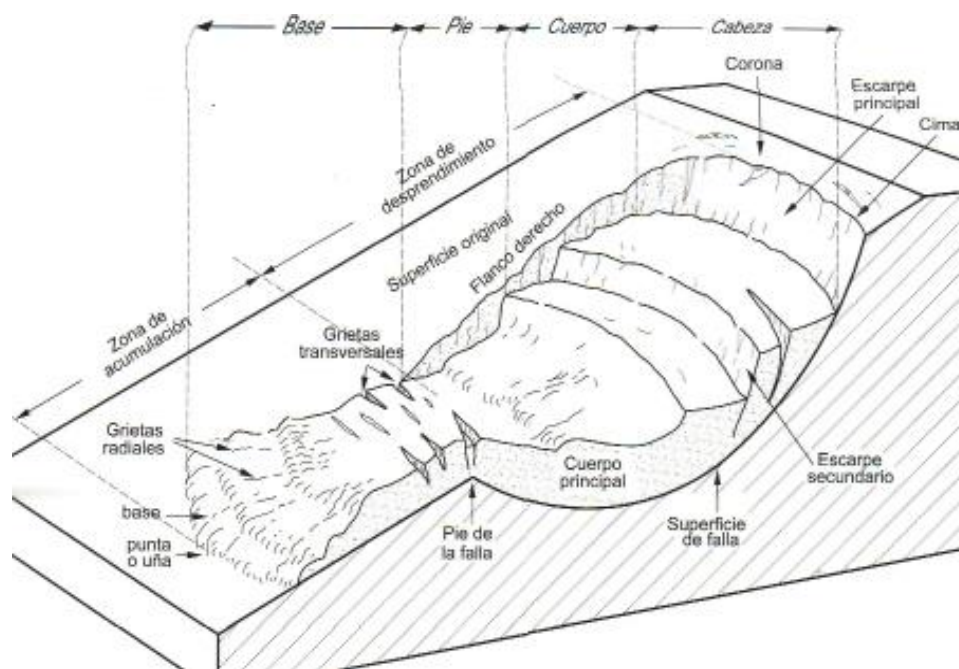


Figura 1.- Partes de un talud

Fuente:” Deslizamientos - Análisis Geotécnico Volumen 1 (2009) – JAIME SUAREZ”

Partes de un Talud: en un talud o ladera se puede apreciar los siguientes elementos:

- Pie, pata o base: el pie es el sitio de cambio brusco de la pendiente en la parte inferior del talud. Generalmente la forma del pie es cóncava.
- Cabeza, cresta, cima o escarpe: se refiere al lugar de cambio brusco de la pendiente en la parte superior del talud . Cuando la pendiente de este punto es hacia abajo es semi-vertical o de alta pendiente, se la denomina “escarpe”. Los escarpes pueden también

pueden coincidir con coronas de deslizamientos. La forma de la cabeza de un talud en la mayoría de los casos es convexa.

- Altura: es la medida vertical entre el pie y la cabeza de un talud, la cual se presenta muy bien definida en taludes artificiales, pero es difícil de cuantificar en los taludes debido a que el pie y la cabeza no son accidentes topográficos exactos.
  
- Altura de nivel freático: es la medida vertical desde el pie del talud hasta el nivel del flujo de agua (la presión en el agua es igual a la presión atmosférica). La altura del nivel freático se acostumbra a referirla desde la cabeza del talud.
  
- Pendiente: es la medida de la inclinación de la superficie del talud . Puede medirse en grados, en porcentaje o en relación de las medidas verticales y horizontales.
  
- Símbolos generales:
  - D10 Diámetro por el que pasará el 10% del suelo
  - D50 Diámetro por el que pasará el 50% del suelo
  - Cu Coeficiente de uniformidad
  - Cv Coeficiente de consolidación
  - i Gradiente hidráulico
  - $\eta_f$  Esfuerzo cortante
  - $\zeta$  Esfuerzo normal
  - c Cohesión

$\phi$	Ángulo de fricción interna
$\zeta_1$	Esfuerzo principal mayor
$\zeta_3$	Esfuerzo principal menor
$\Theta$	Ángulo que forma el plano de falla con el plano principal mayor
$\zeta'$	Esfuerzo efectivo
$u$	Presión de poros
$N$	Resultante normal sobre una dovela
$B$	Ángulo de inclinación de la resultante $\Delta T$ con respecto a la horizontal
$R$	Radio del círculo de deslizamiento
$c'$	Cohesión efectiva
$W$	Peso de cada dovela
$\phi'$	Ángulo de fricción interna efectivo
$\alpha$	Ángulo entre la tangente del centro de cada rebanada y la horizontal
$S$	Resistencia al cortante
$\gamma_{sat}$	Peso unitario del suelo saturado
$\gamma_w$	Peso unitario del agua
$\gamma_s$	Peso unitario de los sólidos
$\gamma_d$	Peso específico seco
$\gamma_f$	Peso específico húmedo
$G_s$	Gravedad específica
$\delta_s$	Longitud de arco de una dovela
$F, FS$	Factor de seguridad $b$ Ancho de la dovela
$\gamma_f$	Peso unitario del suelo seco



- Z1 Altura de material húmedo en el centro de la dovela
- Z2 Altura de material sumergido en el centro de la dovela
- Z3 Altura del suelo saturado en el centro de la dovela
- k Permeabilidad
- E Tensión normal en el costado de la dovela
- uc Componente de consolidación de la presión de poro
- uh Componente hidrostática de la presión de poro
- uf Componente de filtración de la presión de poro
- $\lambda$  Parámetro de Morgenstem & Price (factor de minoración de funciónf(x))
- $\bar{A}$  Presión de poro de Skempton
- V Volumen
- Vv Volumen de vacíos Vs Volumen de sólidos w Humedad
- Ec Energía de compactación
- m Constante del ángulo de inclinación del talud
- Q Gasto hidráulico
- Ff Factor de seguridad que satisface el equilibrio de fuerzas
- Fm Factor de seguridad que satisface el equilibrio de momentos

## **ACRÓNIMOS**

- IP Índice Plástico
- LP Límite Plástico
- N.F. Nivel Freático
- L.C.S. Línea de Corriente Superior

N.A.N Nivel de aguas normales

LL Límite Líquido

LP Límite Plástico

ASTM American Society for Testing Materials

SUCS Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

## **CAPÍTULO II**

### **2. Marco Teórico**

#### **2.1. Antecedentes**

La construcción de varios proyectos de infraestructura y desarrollo urbano han ido de la mano con el crecimiento imparable de nuestro país; lo que ha significado un gran reto para los especialistas en todos los campos de la construcción.

El primer paso en un proyecto constructivo, es definir las características geomecánicas de la zona, estableciendo las propiedades más importantes del suelo, como: estabilidad de taludes, estratigrafía, capacidad portante, capacidad de corte y problemas presentados.

La inestabilidad en taludes es un problema latente que amerita un tratamiento correctivo o de prevención; ya que, tras haber comenzado el fenómeno, éste en la mayoría, de casos se presentaría de forma progresiva.

#### **2.2. Propiedades Geomecánicas de los suelos**

En todo proyecto de obra civil, sea de infra estructura o superestructura, se debe tomar en cuenta al suelo como un material básico en los procesos constructivos, considerando su importancia desde el inicio de las obras tanto en la etapa exploratoria, como en movimiento de tierra y cimentación.

Por ello, la geotecnia considera al suelo como uno de los principales materiales de construcción; desarrollando alrededor de su comportamiento y características físicas - mecánicas, toda una ciencia que a lo largo del tiempo se ha encargado de investigar sus solicitaciones y reacciones a los diferentes tipos de obras civiles.

### **2.2.1. Definición de suelo**

Conjunto de partículas minerales o de materia orgánica, que se presenta en forma de depósito, minerales y muchas veces de origen orgánico, que puede separarse por medio de una acción mecánica; la que también se conforma, de cantidades variables de agua y aire.<sup>1</sup>

### **2.2.2. Características de los suelos**

El suelo presenta diferentes características de acuerdo a las condiciones en que actúan sobre el mismo, por ello se debe considerar las fases que presenta el suelo en su composición:

En éste se distinguen tres fases constituyentes:

La sólida

La líquida

La gaseosa

Las tres fases gobiernan el comportamiento del suelo, y se puede representar como se muestra esquemáticamente en la figura 2.

<sup>1</sup> Rico del Castillo, (2008), La Ingeniería de Suelos en las vías Terrestres, página 18

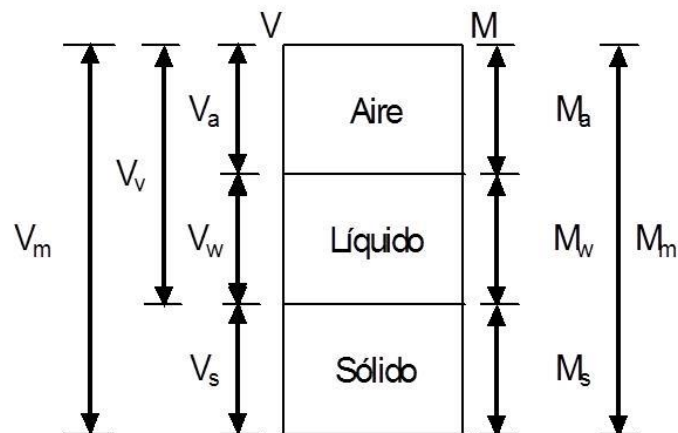


Figura 2. Esquema de los estados del suelos – Relaciones Peso- Volumen

Fuente: “Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Quinta Edición 2006 – BRAJA MDAS”

En la parte izquierda se observa el volumen total, así como el volumen de cada una de las fases; del lado derecho tenemos la masa total y la masa de cada una de las fases.

Para caracterizar las propiedades del suelo se debe realizar un análisis entre las relaciones de volumen y masa de las partículas que componen el suelo, como se mencionó anteriormente; para eso se tiene las siguientes definiciones:

### 2.2.3. Relación de vacíos (e)

Es la proporción de vacíos que tiene un elemento, en otras palabras es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de sólidos.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

#### 2.2.4. Porosidad (n)

También es una medida de los vacíos que tiene una muestra de suelo.

Es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de la muestra, se expresa como porcentaje.

$$n = \frac{V_v}{V_m} \times 100$$

#### 2.2.5. Densidad relativa (Dr.)

La comparación entre la relación de vacíos in situ, con la relación de vacíos máxima y mínima ( $e_{\max}$ ,  $e_{\min}$ ) que puedan obtenerse en un suelo

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

#### 2.2.6. Grado de saturación (Sr)

Es la relación entre el volumen de agua y el volumen de vacíos

$$S_r = \frac{V_w}{V_v}$$

Varía de 0 a 1, para un  $S_r = 0$  se dice que el suelo está totalmente seco; para un  $S_r = 1$  el suelo está totalmente saturado; si  $0 < S_r < 1$  el suelo es parcialmente saturado.

### 2.2.7. Contenido de agua (%w)

Es la relación entre la masa de agua y la masa de los sólidos, se da por lo general en porcentaje

$$w = \frac{M_w}{M_s} \times 100$$

### 2.2.8. Densidad

Es la relación entre la masa y el volumen

$$\rho = \frac{M}{V}$$

Peso específico del suelo:

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

### 2.2.9. Gravedad específica (Gs)

$$G_s = \frac{\rho_s}{\rho_0}$$

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_0}$$

Donde  $\rho_o = 1000 \text{ kg/mm}^3 = 1 \text{ Mg/m}^3$

$\gamma_o$  es el peso específico del agua a 40°C de temperatura y a la presión atmosférica al nivel del mar.  $\gamma_o = 1 \text{ gf/cm}^3 = 1 \text{ tf/m}^3$

### **2.3. Clasificación de los suelos**

Para poder nombrar a los diferentes tipos de suelo se necesita una clasificación estándar, la cual ha sido determinada internacionalmente a través del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS); este sistema se basa fundamentalmente en dos aspectos: el primero, en el tamaño de los granos del suelo (granulometría), y el segundo, para suelos finos en la consistencia del material (límites de consistencia).

#### **2.3.1. Granulometría**

La granulometría consiste en determinar el tamaño y la distribución de los granos que componen la masa del suelo, representados en una gráfica conocida como curva granulométrica, (figura 3) el ensayo consiste en pasar la muestra de suelo por diferentes tamaños de mallas o tamices de diferentes aberturas. En la Tabla 1 se encuentran las diferentes mallas que se utilizan para la granulometría de suelos. Existen tres tamices que son importantes dentro de la clasificación, el primer tamiz divide lo que son fragmentos de roca y grava, su abertura es de 3 pulgadas (76.2 mm); el segundo es el tamiz número 4 (4.699 mm) que separa a las gravas de las arenas; y por último el tamiz número 200 (0.074 mm) que proporciona información sobre suelo fino (limos y arcillas).



Tabla 1. Tamices y sus aberturas en mm

Malla Número	Abertura en Mm
3"	76.2
4	4.699
6	3.327
8	2.362
9	1.981
10	1.651
14	1.168
20	0.833
28	0.589
35	0.417
48	0.295
60	0.246
65	0.208
100	0.147
150	0.1040
200	0.0074

Fuente: “Manual de Suelos – Módulo 1 – Laboratorio de Materiales de Construcción , PUCE”

La curva granulométrica se grafica en escala semilogarítmica, tomando como eje de las abscisas en escala logarítmica el tamaño de las partículas en milímetros y el eje de las ordenadas en escala natural; el porcentaje en peso que pasa en cada una de los diferentes tamices.

En la curva granulométrica es muy importante analizar , tres porcentajes de peso de diámetro de partículas que pasa, como son:

$D_{60}$  es el diámetro de partículas, tal que el 60 % del tamaño en peso del total del suelo pasa por el tamiz

$D_{30}$  es el diámetro de partículas de suelo, que el 30 % del tamaño en peso del total del suelo pasa por el tamiz

$D_{10}$  es el diámetro de partículas, que el 10 % del tamaño en peso del total del suelo pasa por ese tamiz; el  $D_{10}$  también se le conoce como diámetro efectivo (Hazen).

Con estos tres diámetros se calcula: el coeficiente de uniformidad ( $C_u$ ) y el coeficiente de curvatura de los suelos ( $C_c$ ), los cuales nos permiten definir a los suelos gruesos como: suelos uniformes o no uniformes; o bien graduados o mal graduados.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60}D_{10}}$$

Para coeficientes de uniformidad ( $C_u$ ) menores a 3, el suelo es muy uniforme.

Para coeficientes de curvatura ( $C_c$ ) comprendidas entre 1 y 3, se tiene que el suelo está bien graduado.

El ensayo granulométrico consiste en hacer pasar al suelo por diferentes tamices que van de mayor a menor abertura, llegando hasta el tamiz número 200, y el material que pasa este tamiz se conoce como suelo fino. Por lo general no es importante conocer el tamaño de los suelos finos, sin embargo, si se deseara conocer el tamaño de estas porciones de suelos, se deberá usar el método del hidrómetro, que se basa en la velocidad de sedimentación de partículas en un líquido.

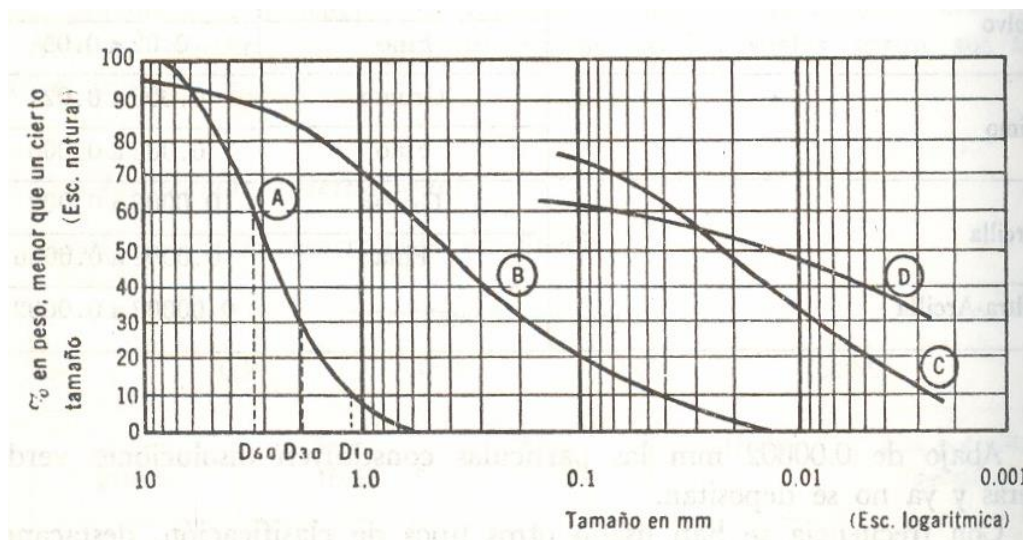


Figura 3.- Curvas granulométricas

Fuente: “La Ingeniería de Suelos en las vías Terrestres – Carreteras, Ferrocarriles y Aeropista – (2008) – RICO – DEL CASTILLO”

### 2.3.2. Estados de Consistencia

Atterberg, define los estados de consistencia del suelo fino dependiendo de su contenido de agua, para lo cual, presenta cinco estados que puede tener este tipo de suelos, a saber:

Estado líquido, el material presenta propiedades y apariencia de una suspensión.

Estado semilíquido, el suelo tiene un comportamiento de un fluido viscoso.

Estado plástico, el suelo tiene un comportamiento plástico.

Estado semisólido, el suelo se comporta como un material deformable cuando pierde humedad, pero su apariencia es de un sólido.

Estado sólido, el volumen del suelo no cambia al secarse.

La frontera entre cada uno de los estados es totalmente convencional, sin embargo, Atterberg estableció en las fronteras de cada uno de los estados los límites de consistencia y los definió:

Límite líquido (L.L), a la frontera entre el estado semilíquido y plástico.

Límite plástico (L.P.), a la frontera entre el estado plástico y semisólido.

Límite de contracción (L.C), es la frontera entre los estados semisólidos y sólido.

Además definió otros dos límites.

Límite de adhesión: es el contenido de agua con el que la arcilla pierde sus propiedades de adherencia con una hoja metálica. Este límite es de utilidad para la agricultura.

Límite de cohesión, es el contenido de agua con el que los grumos de arcilla ya no se adhieren entre sí.<sup>2</sup>

### **2.3.3. Sistema Unificado de clasificación de suelos (SUCS)**

El sistema está basado en el Sistema de Clasificación de Aeropuertos.

El sistema cubre los suelos gruesos y los finos, distinguiendo ambos por el cribado a través de la malla 200.

Las partículas gruesas son mayores que dicha malla.

Las partículas finas son menores a la malla 200.

Un suelo se considera grueso, si más del 50% de sus partículas son gruesas.

Un suelo se considera fino, si más del 50% de sus partículas en peso son finas.

<sup>2</sup> Braja M. Das, (2006), Principios de Ingeniería de Cimentaciones, página 12

**SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (S.U.C.S.)**  
INCLUYENDO IDENTIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN

DIVISIÓN MAYOR		NOMBRES TÍPICOS		CRITERIO DE CLASIFICACIÓN EN EL LABORATORIO				
SUELOS DE PARTÍCULAS GRUESAS Más de la mitad del material es retenido en la malla número 200 (φ)	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por la malla No. 4	GW	Gravas bien graduadas mezclas de gravas y arena con poco contenido de finos	DETERMINARSE LOS PORCENTAJES DE GRAVA Y ARENA DE LA CURVA GRANULOMÉTRICA DEPENDIENDO DEL PORCENTAJE DE FINOS (fracción que pasa por la malla No. 200) LOS SUELOS GRUESOS SE CLASIFICAN COMO SIGUE: * Menos de 5% GW, GP, SW, SP; más de 5% GM, GC, SM, SC; entre 5% y 15% C con la notación apropiada para sus subtipos de clasificación.	COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD Cu: mayor de 4. COEFICIENTE DE CURVATURA Cc: entre 1 y 3. Cu = D <sub>60</sub> / D <sub>30</sub> Cc = (D <sub>30</sub> ) <sup>3</sup> / (D <sub>60</sub> )(D <sub>10</sub> )			
		GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos		NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACIÓN PARA GW.			
		* GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo		LÍMITES DE ATTERBERG ABAJO DE LA "LÍNEA A" O I.P. MENOR QUE 4.	Arriba de la "línea A" y con I.P. entre 4 y 7 son casos de fronteras que requieren el uso de símbolos dobles.		
		GC	Gravas arcillosas, mezclas de gravas, arena y arcilla		LÍMITES DE ATTERBERG ARRIBA DE LA "LÍNEA A" CON I.P. MAYOR QUE 7.			
		ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la malla No. 4	SW		Arenas bien graduadas, arena con gravas, con poca o nada de finos	Cu = D <sub>60</sub> / D <sub>30</sub> mayor de 6 ; Cc = (D <sub>30</sub> ) <sup>3</sup> / (D <sub>60</sub> )(D <sub>10</sub> ) entre 1 y 3.		
			SP		Arenas mal graduadas, arena con gravas, con poca o nada de finos	No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW		
	* SM		Arenas limosas, mezclas de arena y limo		LÍMITES DE ATTERBERG ABAJO DE LA "LÍNEA A" O I.P. MENOR QUE 4.	Arriba de la "línea A" y con I.P. entre 4 y 7 son casos de fronteras que requieren el uso de símbolos dobles.		
	SC		Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla		LÍMITES DE ATTERBERG ARRIBA DE LA "LÍNEA A" CON I.P. MAYOR QUE 7.			
	SUELOS DE PARTÍCULAS FINAS Más de la mitad del material pasa por la malla número 200 (φ) Las partículas de 0.075 mm de diámetro (la malla No. 200) son, aproximadamente, las más pequeñas visibles a simple vista.		LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido menor de 50		ML	Limos inorgánicos, privo de mica, sílice o carbonos o arcillosos, ligeramente plásticos.	G – Grava, S – Arena, O – Suelo Orgánico, P – Turba, M – Limo C – Arcilla, W – Bien Graduada, P – Mal Graduada, L – Baja Compresibilidad, H – Alta Compresibilidad	<p align="center"><b>CARTA DE PLASTICIDAD (S.U.C.S.)</b></p>
					CL	Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres.		
		LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido Mayor de 50	OL		Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.			
			MH		Limos inorgánicos, limos micáceos o diautomícos, más elásticos.			
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS		CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas finas.					
		OH	Arcillas orgánicas de media o alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad.					
P		Turbas y otros suelos altamente orgánicos.						

Figura 4.- Procedimiento para la clasificación unificada de suelos SUCS.  
Fuente: “La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres – Carreteras, Ferrocarriles y Aeropista – (2008) – RICO – DEL CASTILLO”

**2.4. Parámetros de resistencia al corte**

La resistencia al esfuerzo cortante se define como la oposición que ofrecen las partículas al desplazamiento relativo; puesto que depende de la interacción entre éstas, la naturaleza de las interacciones será la que determine la magnitud de la resistencia.

La resistencia al esfuerzo cortante depende de la composición del suelo. En los suelos granulares, constituidos por partículas microscópicas, la resistencia parece derivar exclusivamente de efectos de fricción entre los granos, mientras que, en los suelos en los que domina la fricción coloidal, la resistencia depende de fuerzas atractivas y repulsivas ejercidas entre ellas. De aquí la distinción entre los suelos friccionantes o granulares, que incluyen: los enrocamientos, cantos rodados, gravas, arenas, limos no plásticos y suelos cohesivos.

Es importante entender la naturaleza de la resistencia cortante, para pronosticar los problemas de estabilidad de taludes, tales como fallas y deslizamientos.

#### **2.4.1. Criterios de falla de Mohr – Coulmb**

El matemático investigador Mohr, (1900) presentó su teoría sobre la ruptura de los materiales la cual concluye que éstos fallan, producto de una combinación crítica del esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no únicamente por la presencia de un esfuerzo máximo de alguno de éstos. De tal forma que la relación funcional entre estos esfuerzos sobre un plano de falla, se expresa de la siguiente manera:

$$\eta f = f(\zeta)$$

Siendo:  $\eta f$  = esfuerzo cortante sobre el plano de falla

$\zeta$  = esfuerzo normal sobre el plano de falla

La envolvente de falla expresada por esta ecuación, es una línea curva teóricamente, pero en la práctica basta aproximar el esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal (Coulomb, 1776). Esta relación se define como:

$$\eta f = c + \zeta \tan \theta$$

Siendo :  $c$  = cohesión

$\theta$  = ángulo de fricción interna

Esta ecuación es conocida, como criterio de falla de Mohr-Coulomb

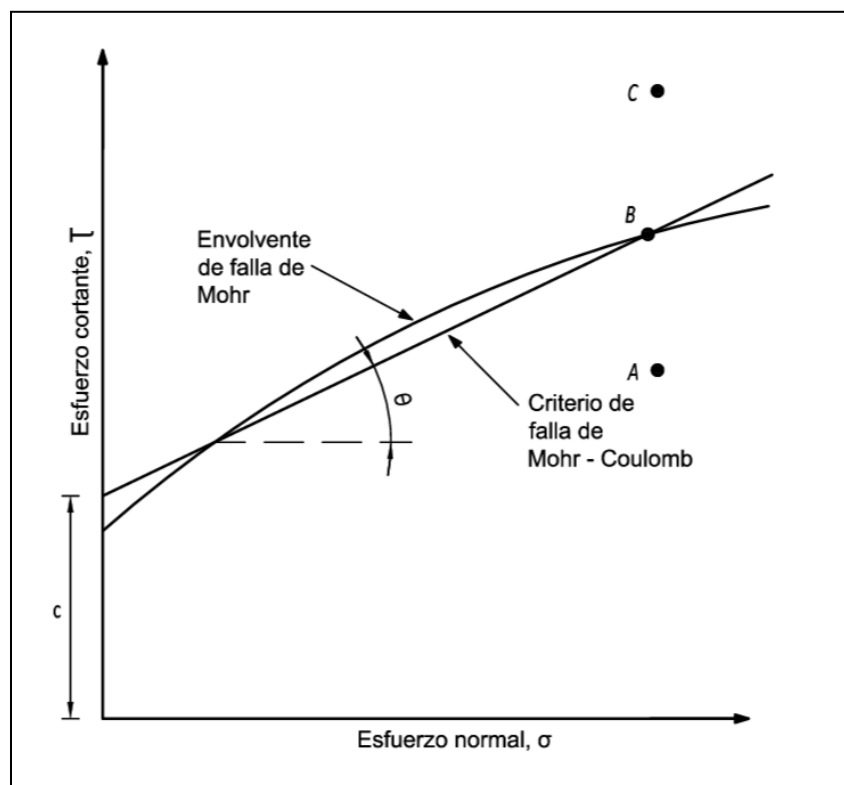


Figura 5.- Envolvente de falla de Mohr y los criterios de falla de Mohr-Coulomb

Fuente: “Apuntes de resistencia al corte – Universidad Nacional de la Plata(1987) – LEONI  
AUGUSTO

La Figura 5, nos muestra que si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano en una masa de suelo, son tales que son representados por el punto A, entonces no ocurrirá una falla a cortante a lo largo de ese plano. Si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante pueden ser representados por el punto B, ocurrirá una falla cortante a lo largo de ese plano. Si un estado de esfuerzos se representa por el punto C, no existe falla, ya que este se encuentra arriba de la envolvente de falla, por lo que la falla a cortante ya habría ocurrido antes.

Inclinación del plano de falla causado por cortante:

La falla por cortante, ocurre cuando el esfuerzo cortante sobre un plano alcanza un valor dado por la ecuación de Coulomb. Para determinar la inclinación del plano de falla respecto al plano principal mayor, siendo  $\zeta_1$  y  $\zeta_3$  los esfuerzos principales mayor y menor. El plano de falla EF forma un ángulo  $\Theta$  con el plano principal mayor. Para determinar el ángulo  $\Theta$  y la relación entre  $\zeta_1$  y  $\zeta_3$ , se utiliza el Círculo de Mohr y la envolvente de falla.

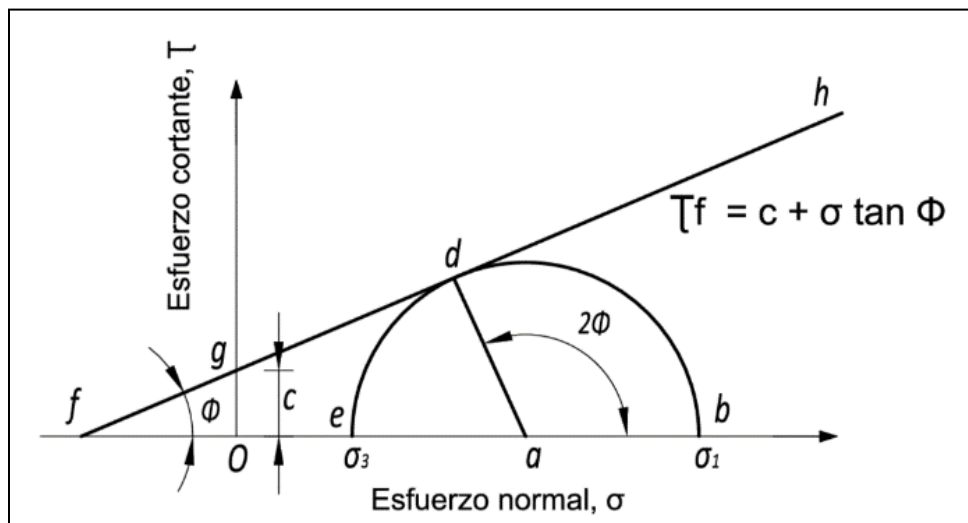


Figura 6. Círculo de Mohr y envolvente de falla

Fuente: “Apuntes de resistencia al corte – Universidad Nacional de la Plata(1987) – LEONI AUGUSTO



La Figura 6, muestra la envolvente de falla definida por la relación  $s = c + \zeta \tan \theta$ . El radio del círculo define el plano principal mayor, y la línea radial (ad), define el plano de falla.

Ley de falla por cortante en suelo saturado

En un suelo saturado, el esfuerzo normal total en un punto, es la suma del esfuerzo efectivo y la presión de poro, como sigue:

$$\zeta = \zeta'' + u$$

El esfuerzo efectivo  $\zeta''$ , es asumido por los sólidos del suelo. Por esta razón, para poder aplicar la ecuación de Coulomb a la mecánica del suelo se restituye, como:

$$\eta f = c + (\zeta - u) \tan \theta = c + \zeta'' \tan \theta$$

## 2.5. Análisis de estabilidad de taludes

Mediante el cálculo de un factor de seguridad, se procede al análisis de la estabilidad de cada talud, de forma que se pueda definir el tipo de medidas correctoras que deben ser aplicadas en caso de fallas potenciales. Para este procedimiento se vuelve necesario un estudio geológico y geomecánico de los materiales conformantes del talud, de los posibles mecanismos de rotura que pueden tener lugar y de los factores que influyen, condicionan y desencadenan las inestabilidades.

La estabilidad de un talud está determinada por factores geométricos (altura en inclinación), factores geológicos (presencia de planos y zonas de debilidad y anisotropía), factores hidrogeológicos (presencia de agua) y factores geotécnicos relacionados con el comportamiento mecánico del terreno.<sup>3</sup>

Todos estos factores pueden determinar la condición de rotura a lo largo de una superficie de falla. La probabilidad de rotura y los mecanismos de ésta, están controlados principalmente por factores geológicos y geométricos, los cuales son intrínsecos a los materiales naturales.

El factor de seguridad, expresa la reducción que experimentan los índices de resistencia a cortante  $c$  y  $\tan \theta$ , para alcanzar un estado de equilibrio límite.

Los cálculos para el factor de seguridad dependen de:

- a) La precisión de los parámetros mecánicos del suelo, obtenidos en los ensayos de laboratorio, para los estados de carga que son necesarios para el diseño del talud.
- b) El método de análisis de estabilidad utilizado en el cálculo del factor de seguridad.
- c) El método elegido para el análisis de estabilidad y la forma en que se definan los valores de las presiones intersticiales, a usar en cada uno de ellos.

<sup>3</sup> Rico del Castillo, (2008), La Ingeniería de Suelos en las vías Terrestres, página 315

### 2.5.1. Estabilidad de taludes

La estabilidad de taludes o de laderas naturales se relaciona a muchos trabajos como la construcción de caminos, líneas de trenes, represas, etc.

La ladera debe ser estable, siempre teniendo presente el costo que significa rebajar ángulos o utilizar soportes.

La estabilidad es usualmente expresada en términos de un FACTOR DE SEGURIDAD (FS). El grado de estabilidad aumenta a medida que FS aumenta.

El factor de seguridad representa una tentativa para determinar una línea de demarcación, entre un estado de ruptura incipiente y un estado de seguridad absoluta.

El factor de seguridad para una ladera, una fundación o una excavación profunda, se define como la razón entre las fuerzas totales que resisten y las fuerzas totales que tienden a producir ruptura.

En términos generales, el concepto de seguridad se conoce como la división de la Resistencia entre la Solicitación del sistema:

$$\eta = \frac{\text{Resistencia}}{\text{solicitud}} \text{ón}$$

==> Si  $F > 1$  ==> Fuerzas “perturbadoras” < fuerzas que resisten

- $F > 1$  => estable
- $F = 1$  => crítico
- $F < 1$  => ruptura

En la práctica, para el análisis de la estabilidad de laderas, se utilizan métodos de equilibrio límite. Se considera que la “falla” está a punto de ocurrir en una superficie de ruptura supuesta o conocida.

La resistencia al cizalle requerida para mantener una condición de equilibrio límite, es comparada con la resistencia al cizalle del suelo.

### **2.5.2. Mecanismos de Falla.**

Dentro de los Mecanismos de falla en taludes, se dispone de los mecanismos de falla de tipo rotacional y mecanismos de falla de tipo traslacional. Dentro de los métodos de análisis de los mismos, se toma en cuenta las consideraciones de equilibrio límite o colapso inminente, suponiendo que se produce una falla debido al deslizamiento longitudinal de una superficie de ruptura, tomando como criterio a aquella falla que tenga el menor factor de seguridad contra la falla considerada. La mayoría de las veces, se obtiene una forma circular en la superficie de deslizamiento, aunque en algunos casos, la posición de la superficie de deslizamiento y la forma obtenida en el deslizamiento de la masa de tierra, se ven influenciadas por la presencia de estratos blandos en el apoyo de la estructura, dando como resultado una forma de cuña o superficie de falla recta.

#### *2.5.2.1. Falla circular*

Cuando el material que compone a un talud es muy frágil, la falla será determinada por una sola superficie de discontinuidad que tiende a recorrer una trayectoria circular. Este tipo de falla esquematizada en la Figura 7 muestra que la superficie de falla circular es libre de seguir una línea de mínima resistencia a lo largo del talud.

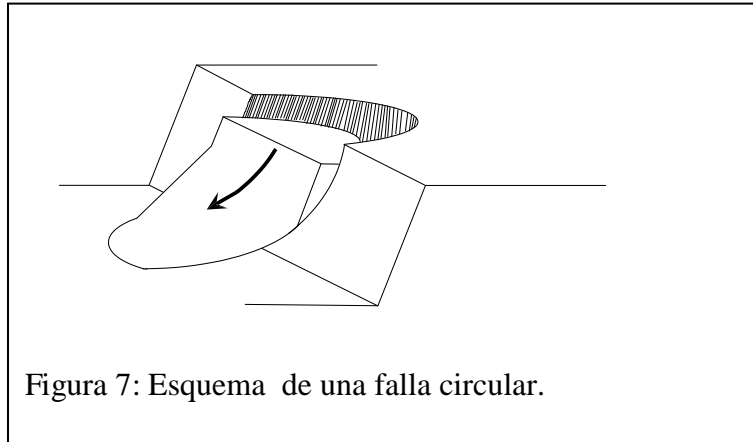


Figura 7: Esquema de una falla circular.

Fuente: “*Rock slope engineering (1981)* Hoek-E. and Bray-J.W”

Cuando la falla es circular, generalmente se pueden observar grietas en la cresta del talud y abombamiento al pie. La superficie de falla circular se puede presentar de tres maneras:

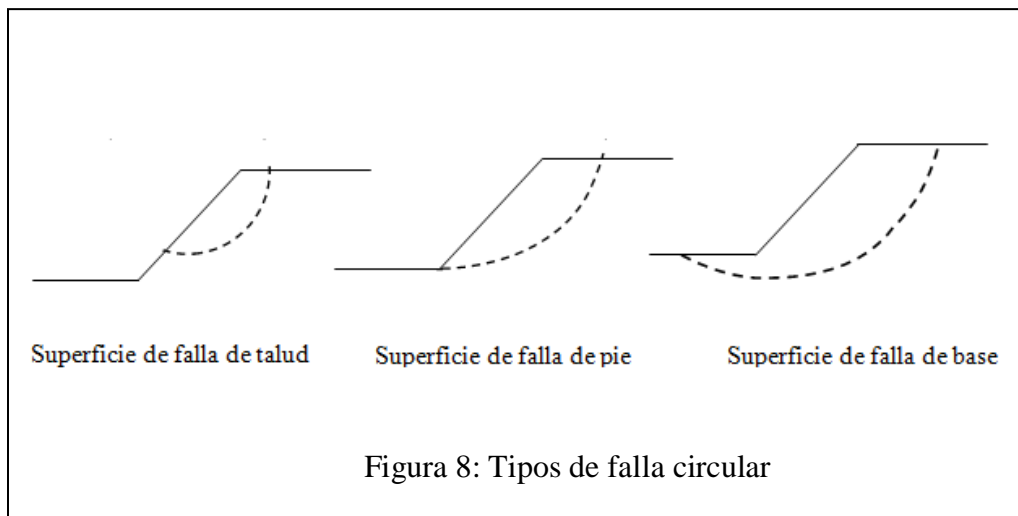


Figura 8: Tipos de falla circular

Fuente: “*Rock slope engineering (1981)* Hoek-E. and Bray-J.W”

### 2.5.2.2. Falla plana

El plano de falla ocurre por la presencia de una discontinuidad geológica que choca paralela a la cara del talud. El deslizamiento ocurre cuando la inclinación del plano de falla  $\psi_p$ , es mayor que el ángulo de fricción  $\phi$ . Ver Figura 9

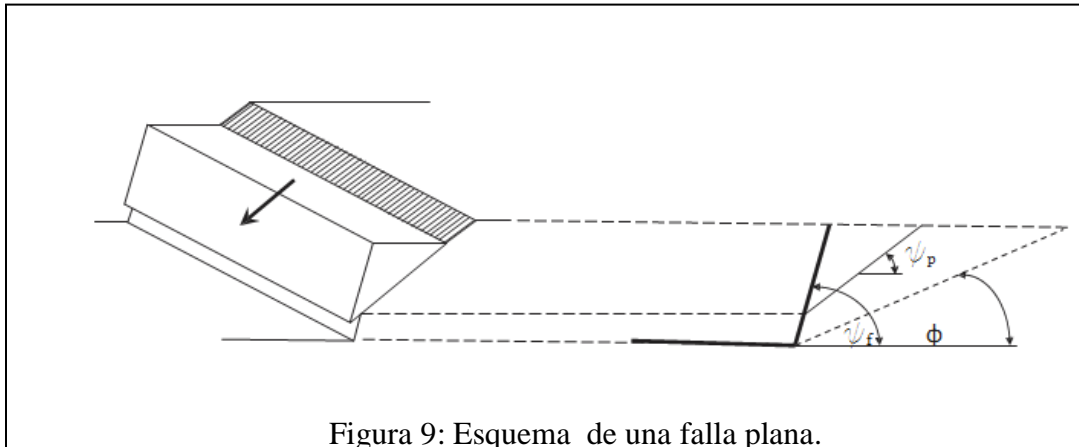


Figura 9: Esquema de una falla plana.

Fuente: “*Rock slope engineering (1981)* Hoek-E. and Bray-J.W”

En la siguiente fotografía, (Figura 10) se puede apreciar una falla plana ocurrida en un talud de una mina de carbón a cielo abierto: La Francia, Compañía Carbones del Cesar, La Loma, Cesar-Colombia.



Figura 10: Fotografía de una falla planar, mina La Francia, Carbones del Cesar.

Fuente: “Ingeniería Geológica (2002) – GONZALEZ DE VALLEJO, LUIS

### **2.5.3 Métodos de cálculo de estabilidad de taludes**

A continuación se muestra (Tabla 2) un listado de los métodos más conocidos y utilizados para el cálculo de estabilidad de taludes y sus principales características tomadas en cuenta en cada uno de los modelos de acuerdo a los investigadores que plantearon las teorías de cálculo y análisis.

Tabla 2  
Métodos para el Cálculo de estabilidad de taludes y características

MÉTODO	CARACTERÍSTICAS
Gráficos	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dependen directamente de la incertidumbre de los datos de geometría, peso, resistencia y presión de poro.</li> <li>- Desarrollados para condiciones simples.</li> <li>- Es necesario realizar aproximaciones para aplicarlos a casos reales.</li> <li>- Resultados precisos en menor tiempo.</li> </ul>
Tradicional de las dovelas	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Muy conservador para taludes poco inclinados, en esfuerzos efectivos con presión de poro alta.</li> <li>- Muy precisos para taludes formados de material puramente cohesivo.</li> <li>- Suficientemente preciso para análisis, mediante esfuerzos totales utilizando superficies de falla circulares.</li> </ul>
Bishop modificado	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Resultados precisos para cualquier condición.</li> <li>- Presenta problemas numéricos para algunas condiciones.</li> <li>- Sólo es aplicable a superficies de fallas circulares.</li> </ul>
Equilibrio de fuerzas	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sensible cuando se asume inclinación de fuerzas entre dovelas.</li> <li>- Presenta problemas numéricos para algunas condiciones.</li> </ul>
Janbu, Morgenstern & Price y Spencer	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Son precisos para cualquier condición.</li> <li>- Presenta problemas numéricos para algunas condiciones.</li> <li>- Los resultados no difieren en más de un 12% de los otros métodos y no más de un 6% de la solución que puede considerarse como correcta.</li> </ul>

Fuente:” Deslizamientos - Análisis Geotécnico Volumen 1 (2009) – JAIME SUAREZ”

Existe un sin número de metodologías y propuestas de cálculo para el análisis de la estabilidad de taludes basados en criterios de equilibrio, tanto de fuerzas como de momentos. A continuación se presenta un cuadro sinóptico de la clasificación de los métodos de cálculo en la siguiente figura (Figura 11).



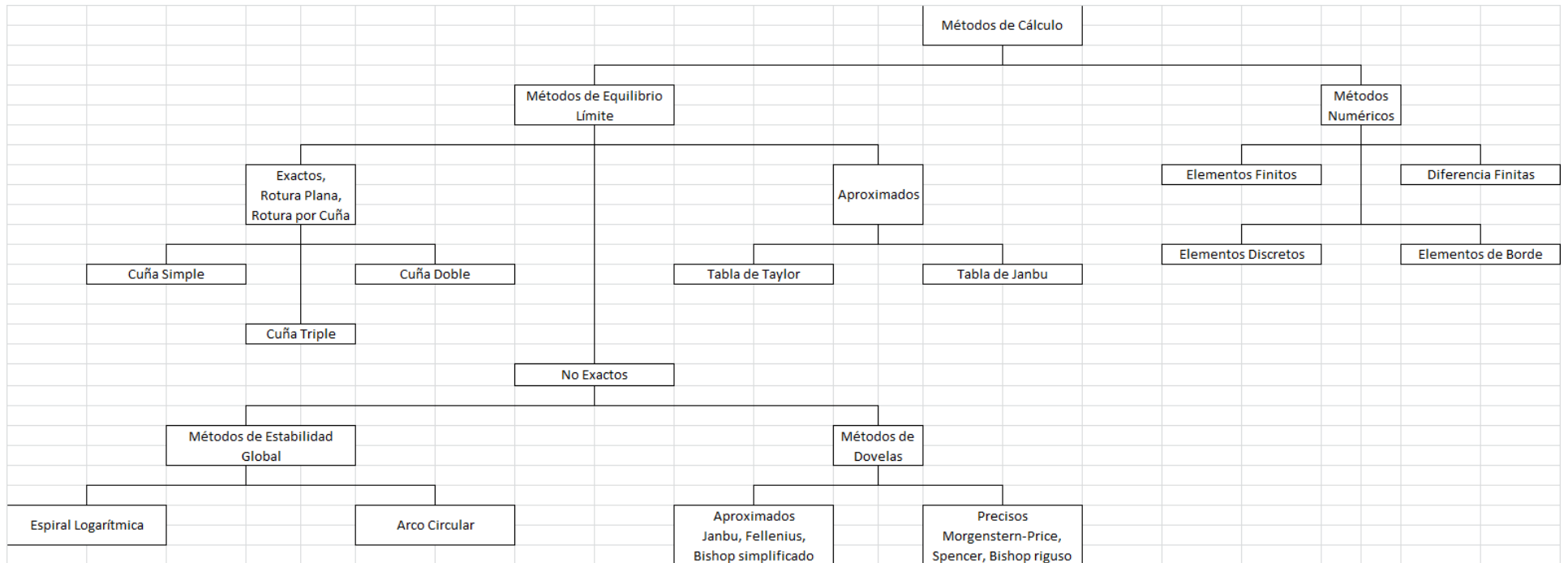


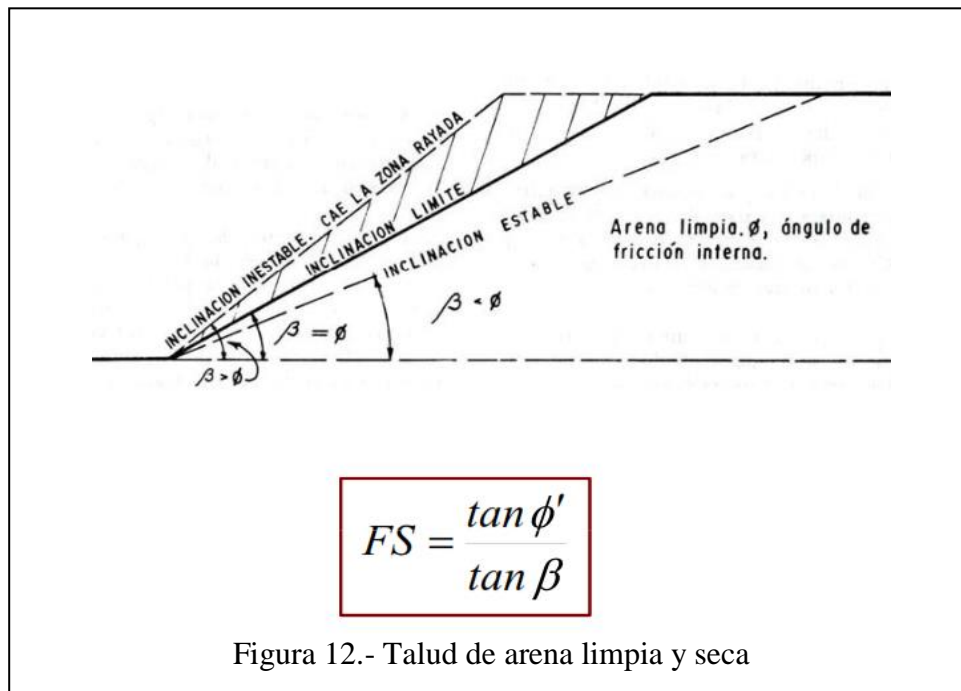
Figura 11: Cuadro sinóptico de la clasificación de los métodos de cálculo de estabilidad de taludes.

## 2.5.4 Métodos Gráficos

Para la determinación de la estabilidad de un talud expresada en los valores del factor de seguridad se ha investigado los estudios realizados por varios geotecnistas que han plasmado su conocimiento en expresiones tabuladas y graficadas con suelos y condiciones tipo para así simplificar la obtención del factor de seguridad de un talud.

### 2.5.4.1 Método gráfico de Taylor

- Talud en arena limpia y seca



- Suelos cohesivos homogéneos (Taylor, 1925-1940)

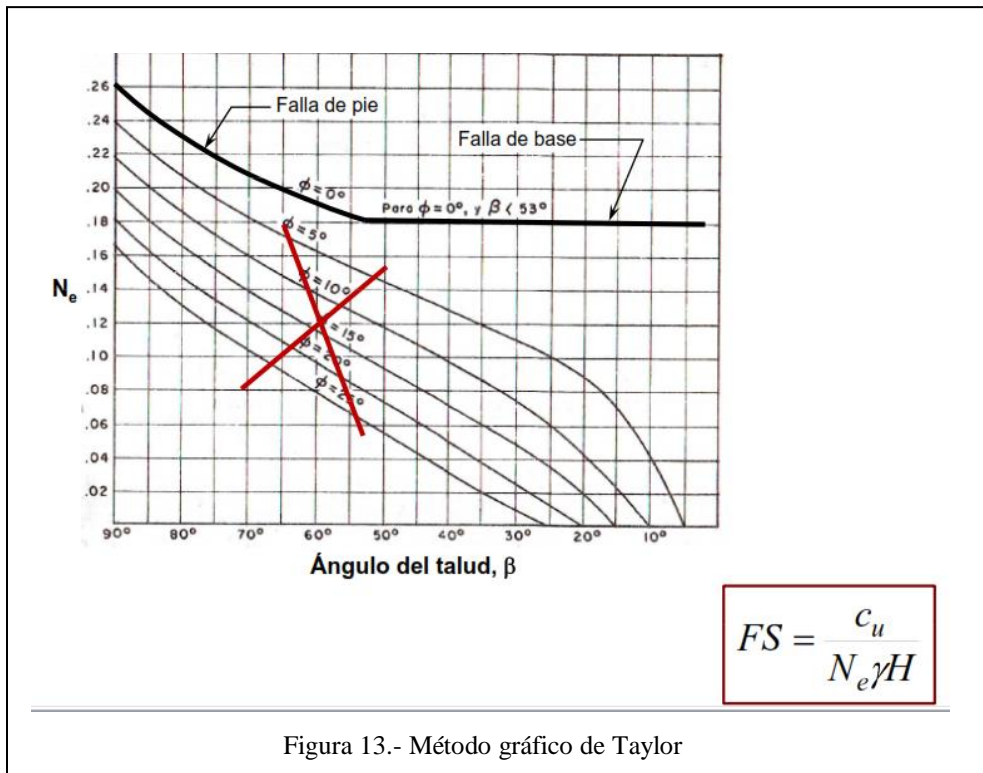


Figura 13.- Método gráfico de Taylor

**2.5.4.2. Método gráfico de Jambu.**

- Suelos cohesivos, condiciones no-drenadas (Jambu, 1954)

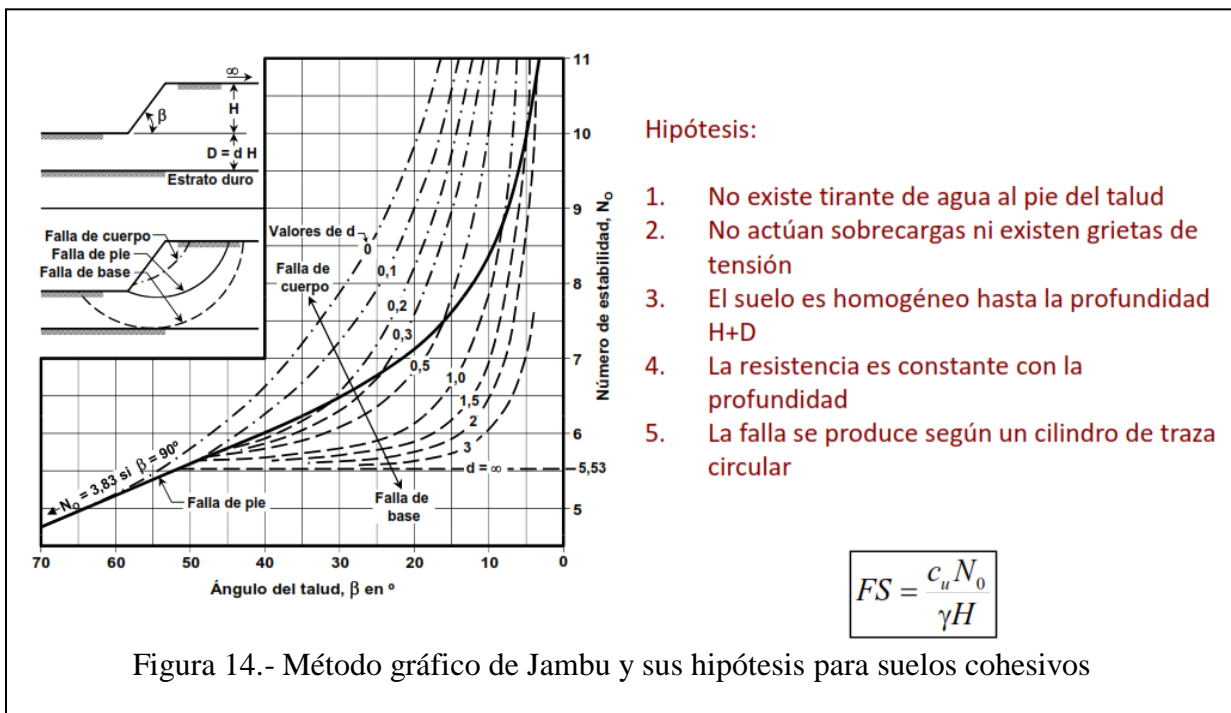
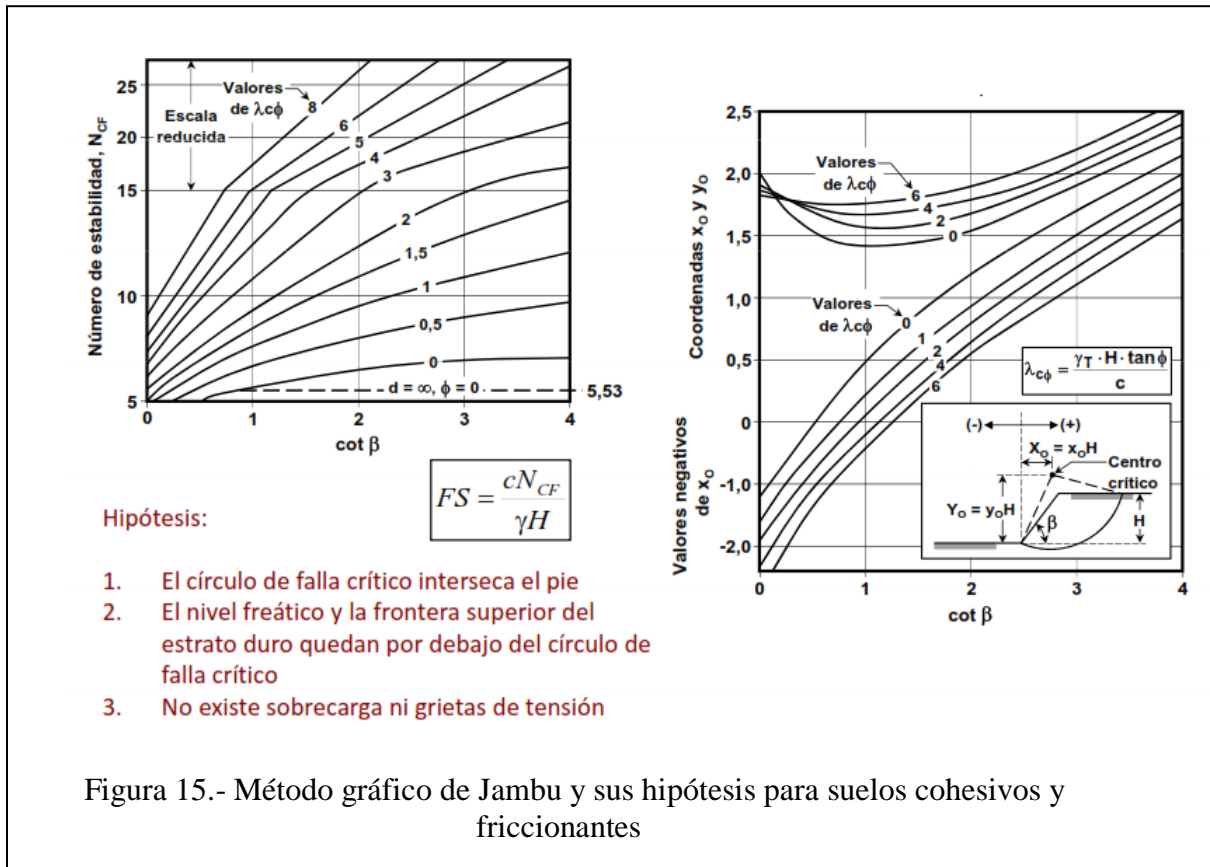


Figura 14.- Método gráfico de Jambu y sus hipótesis para suelos cohesivos

**Hipótesis:**

1. No existe tirante de agua al pie del talud
2. No actúan sobrecargas ni existen grietas de tensión
3. El suelo es homogéneo hasta la profundidad H+D
4. La resistencia es constante con la profundidad
5. La falla se produce según un cilindro de traza circular

- Suelos con cohesión y fricción, (Jambu, 1954)



## 2.5.5. Métodos de equilibrio límite

### 2.5.5.1. Método de Fellenius u Ordinario (Fellenius, 1918) $\Phi_u = 0$

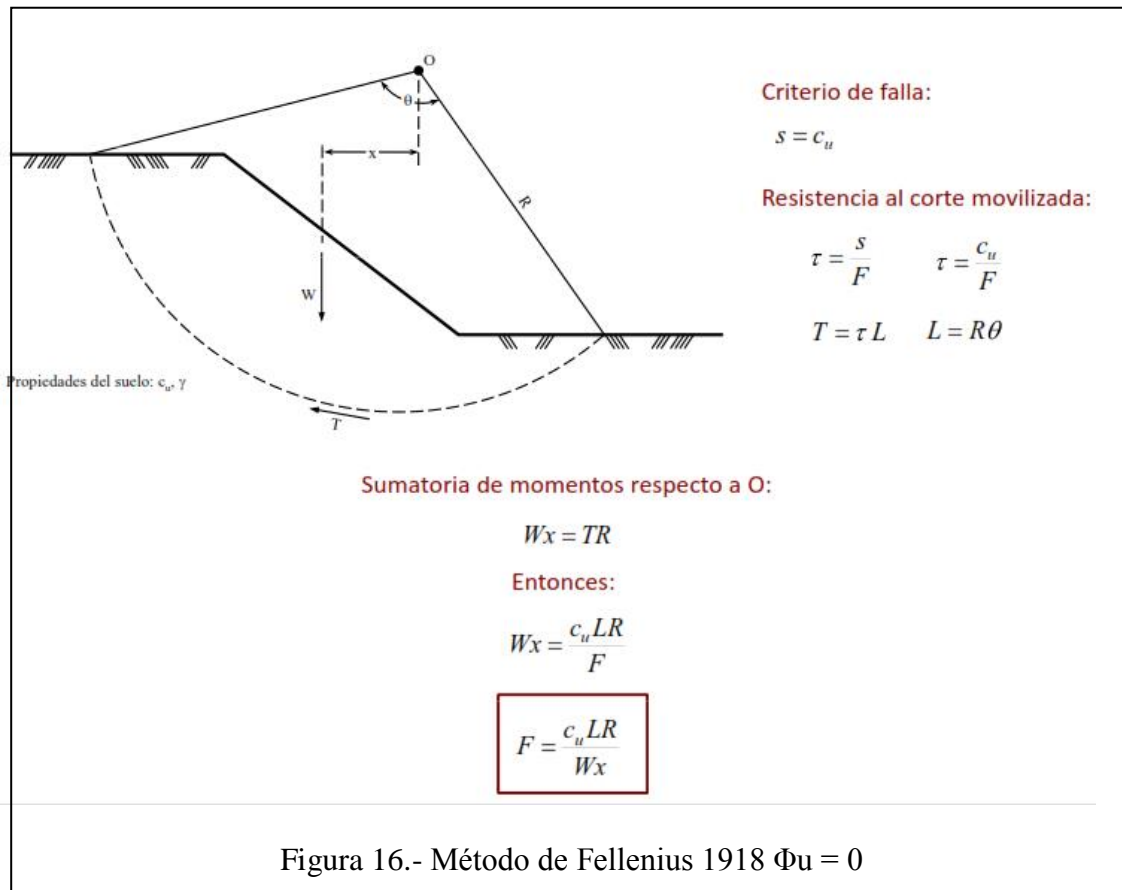


Figura 16.- Método de Fellenius 1918  $\Phi_u = 0$

## 2.5.5.2. Método de las dovelas simplificado Fellenius (Fellenius, 1927)

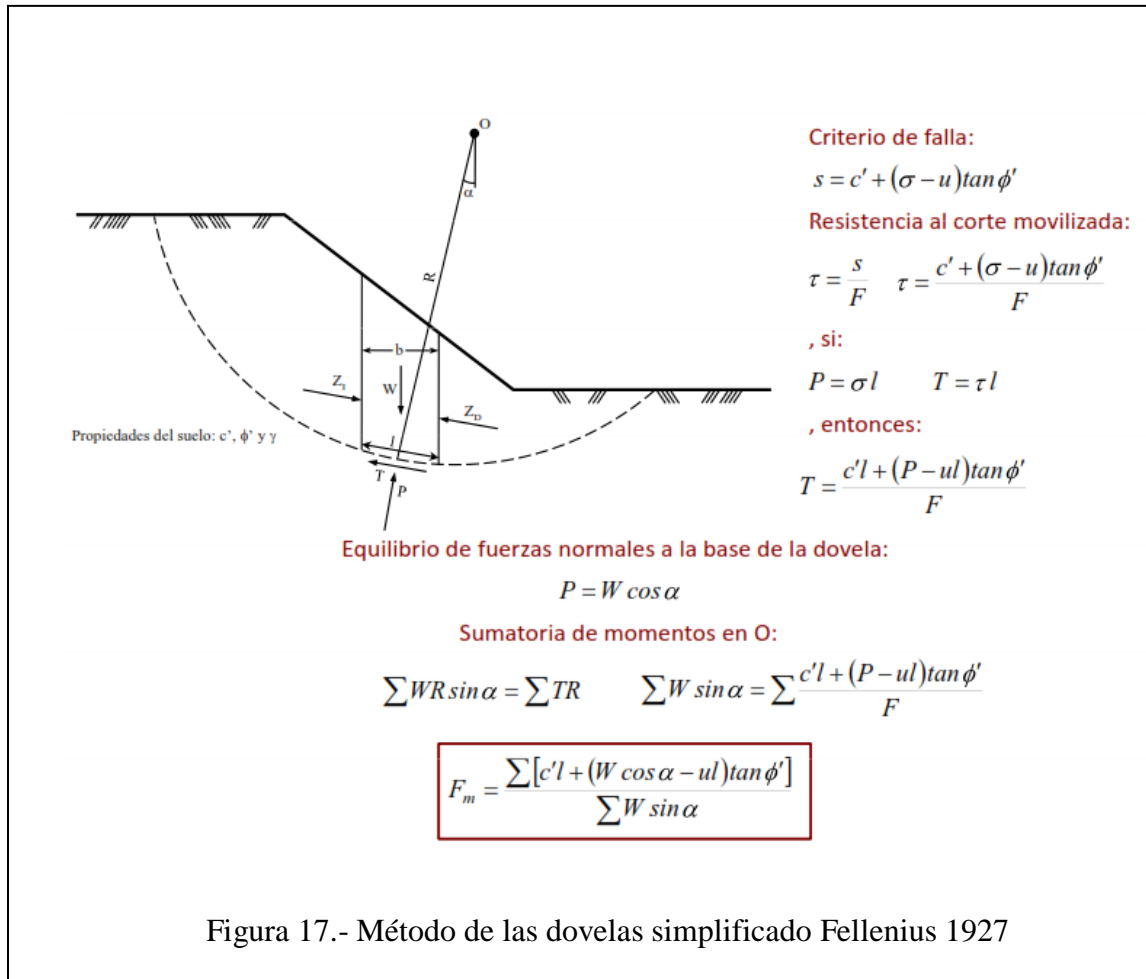


Figura 17.- Método de las dovelas simplificado Fellenius 1927

## 2.5.5.3 Método general de las dovelas (Fredlund, 1977)

Propiedades del suelo:  $c'$ ,  $\phi'$  y  $\gamma$

**Criterio de falla:**  
 $s = c' + (\sigma - u)\tan\phi'$

**Resistencia al corte movilizada:**  
 $\tau = \frac{s}{F} \quad \tau = \frac{c' + (\sigma - u)\tan\phi'}{F}$

, si:  
 $P = \sigma l \quad T = \tau l$

, entonces:  
 $T = \frac{c'l + (P - ul)\tan\phi'}{F}$

**Equilibrio de fuerzas verticales:**

$$P \cos \alpha + T \sin \alpha = W - (X_D - X_I)$$

$$P = \left[ W - (X_D - X_I) - \frac{c'l \sin \alpha - ul \tan \phi' \sin \alpha}{F} \right] / m_a \quad m_a = \cos \alpha \left( 1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi'}{F} \right)$$

**Equilibrio de fuerzas horizontales:**

$$P \sin \alpha - T \cos \alpha = E_D - E_I$$

$$E_D - E_I = P \sin \alpha - \frac{c'l + (P - ul)\tan \phi'}{F} \cos \alpha$$

Propiedades del suelo:  $c'$ ,  $\phi'$  y  $\gamma$

$$T = \frac{c'l + (P - ul)\tan\phi'}{F}$$

$$P = \left[ W - (X_D - X_I) - \frac{c'l \sin\alpha - ul \tan\phi' \sin\alpha}{F} \right] / m_a$$

$$m_a = \cos\alpha \left( 1 + \tan\alpha \frac{\tan\phi'}{F} \right)$$

$$E_D - E_I = P \sin\alpha - \frac{c'l + (P - ul)\tan\phi'}{F} \cos\alpha$$

**Sumatoria de momentos en O:**

$$\sum Wd = \sum TR + \sum Pf$$

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (P - ul)\tan\phi'] R}{\sum (Wd - Pf)}$$

Para superficie circular:

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (P - ul)\tan\phi']}{\sum W \sin\alpha}$$

---

Propiedades del suelo:  $c'$ ,  $\phi'$  y  $\gamma$

$$T = \frac{c'l + (P - ul)\tan\phi'}{F}$$

$$P = \left[ W - (X_D - X_I) - \frac{c'l \sin\alpha - ul \tan\phi' \sin\alpha}{F} \right] / m_a$$

$$m_a = \cos\alpha \left( 1 + \tan\alpha \frac{\tan\phi'}{F} \right)$$

$$E_D - E_I = P \sin\alpha - \frac{c'l + (P - ul)\tan\phi'}{F} \cos\alpha$$

**Sumatoria de fuerzas:**

$$\sum (E_D - E_I) = \sum P \sin\alpha - \frac{1}{F} \sum (c'l + (P - ul)\tan\phi') \cos\alpha$$

$$F_I = \frac{\sum [c'l + (P - ul)\tan\phi'] \sec\alpha}{\sum (W - (X_D - X_I)) \tan\alpha}$$

Debe evaluarse P en función de  $X_D$  y  $X_I$ , por lo que el problema es indeterminado.

$X_D - X_I = 0$  Bishop (1955)

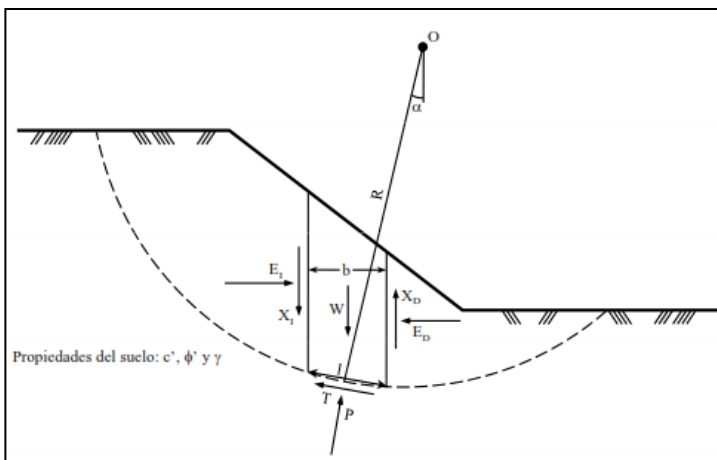
$\frac{X}{E} = cte$  Spencer (1967)

$\frac{X}{E} = \lambda f(x)$  Morgenstern and Price (1965)

Figura 18.- Método general de las dovelas Fredlund, 1977



## 2.5.5.4 Método de Bishop simplificado (1955)



Propiedades del suelo:  $c'$ ,  $\phi'$  y  $\gamma$

**Criterio de falla:**  
 $s = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$

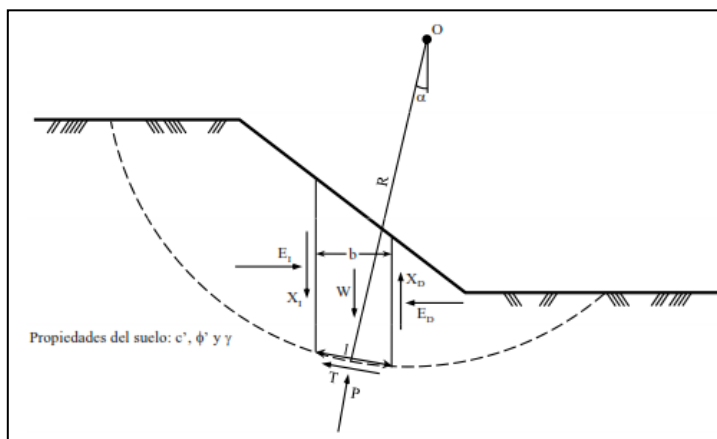
**Resistencia al corte movilizada:**  
 $\tau = \frac{s}{F} \quad \tau = \frac{c' + (\sigma - u) \tan \phi'}{F}$

, si:  
 $P = \sigma l \quad T = \tau l$

, entonces:  
 $T = \frac{c'l + (P - ul) \tan \phi'}{F}$

**Equilibrio de fuerzas verticales:**  
 $P \cos \alpha + T \sin \alpha = W - (X_D - X_I)$

**Asumiendo que  $X_D = X_I = 0$ :**

$$P = \left[ W - \frac{c'l \sin \alpha - ul \tan \phi' \sin \alpha}{F} \right] / m_a \quad m_a = \cos \alpha \left( 1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi'}{F} \right)$$


Propiedades del suelo:  $c'$ ,  $\phi'$  y  $\gamma$

$$T = \frac{c'l + (P - ul) \tan \phi'}{F}$$

$$P = \left[ W - \frac{c'l \sin \alpha - ul \tan \phi' \sin \alpha}{F} \right] / m_a$$

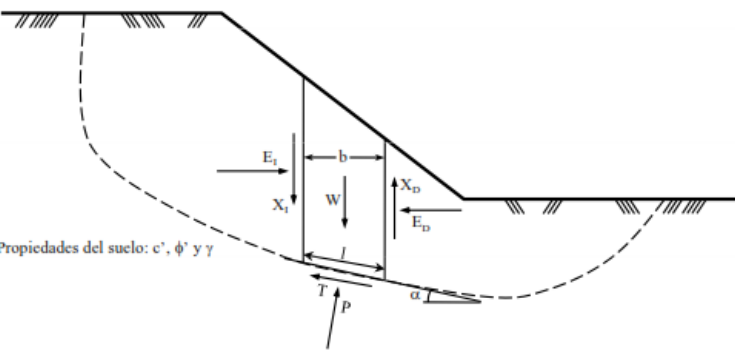
$$m_a = \cos \alpha \left( 1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi'}{F} \right)$$

**Sumatoria de momentos en O:**  
 $\sum WR \sin \alpha = \sum TR$

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (P - ul) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad \leftarrow \text{Método iterativo}$$

Figura 19.- Método de Bishop simplificado 1955

## 2.5.5.5 Método de Janbu simplificado (1956)



Propiedades del suelo:  $c'$ ,  $\phi'$  y  $\gamma$

**Criterio de falla:**  
 $s = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$

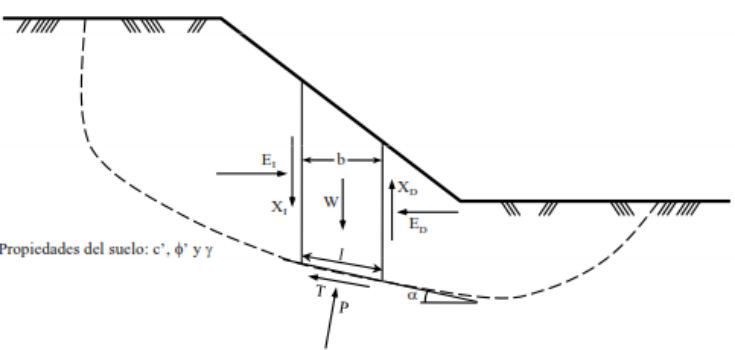
**Resistencia al corte movilizada:**  
 $\tau = \frac{s}{F} \quad \tau = \frac{c' + (\sigma - u) \tan \phi'}{F}$

, si:  
 $P = \sigma l \quad T = \tau l$

, entonces:  
 $T = \frac{c'l + (P - ul) \tan \phi'}{F}$

**Equilibrio de fuerzas verticales:**  
 $P \cos \alpha + T \sin \alpha = W - (X_D - X_I)$

**Asumiendo que  $X_D = X_I = 0$ :**

$$P = \left[ W - \frac{c'l \sin \alpha - ul \tan \phi' \sin \alpha}{F} \right] / m_a \quad m_a = \cos \alpha \left( 1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi'}{F} \right)$$


Propiedades del suelo:  $c'$ ,  $\phi'$  y  $\gamma$

$$T = \frac{c'l + (P - ul) \tan \phi'}{F}$$

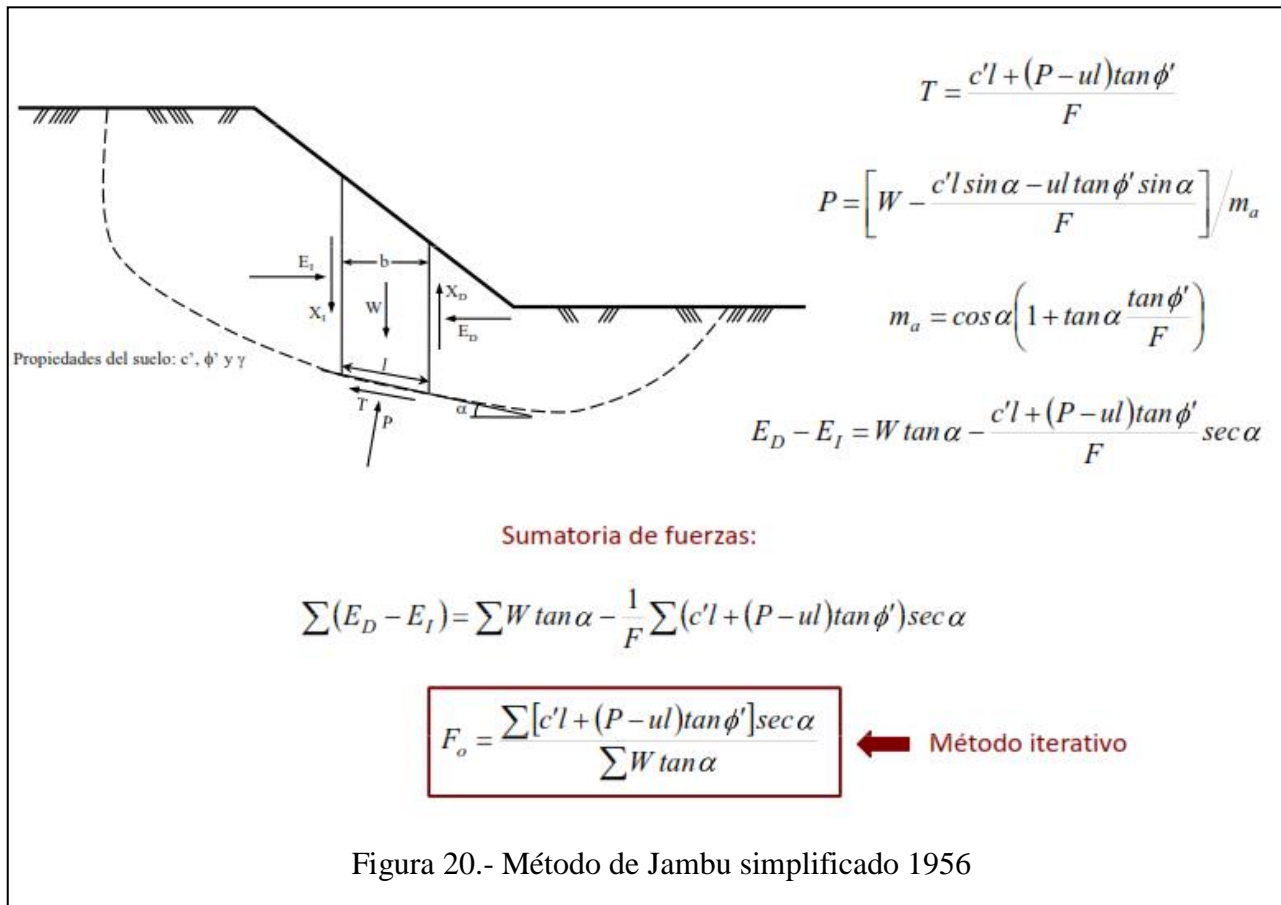
$$P = \left[ W - \frac{c'l \sin \alpha - ul \tan \phi' \sin \alpha}{F} \right] / m_a$$

$$m_a = \cos \alpha \left( 1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi'}{F} \right)$$

**Equilibrio de fuerzas paralelas a la base de la dovela:**  
 $T + (E_D - E_I) \cos \alpha = (W - (X_D - X_I)) \sin \alpha$

**Asumiendo que  $X_D = X_I = 0$ :**

$$E_D - E_I = W \tan \alpha - \frac{c'l + (P - ul) \tan \phi'}{F} \sec \alpha$$



2.5.5.6 Método de Spencer (1967)

Propiedades del suelo:  $c'$ ,  $\phi'$  y  $\gamma$

**Criterio de falla:**  
 $s = c' + (\sigma - u)\tan\phi'$

**Resistencia al corte movilizada:**  
 $\tau = \frac{s}{F} \quad \tau = \frac{c' + (\sigma - u)\tan\phi'}{F}$

, si:  
 $P = \sigma l \quad T = \tau l$

, entonces:  
 $T = \frac{c'l + (P - ul)\tan\phi'}{F}$

**Equilibrio de fuerzas verticales:**

$$P \cos\alpha + T \sin\alpha = W - (X_D - X_I)$$

$$P = \left[ W - (X_D - X_I) - \frac{c'l \sin\alpha - ul \tan\phi' \sin\alpha}{F} \right] / m_a \quad m_a = \cos\alpha \left( 1 + \tan\alpha \frac{\tan\phi'}{F} \right)$$

Propiedades del suelo:  $c'$ ,  $\phi'$  y  $\gamma$

$$T = \frac{c'l + (P - ul)\tan\phi'}{F}$$

$$P = \left[ W - (X_D - X_I) - \frac{c'l \sin\alpha - ul \tan\phi' \sin\alpha}{F} \right] / m_a$$

$$m_a = \cos\alpha \left( 1 + \tan\alpha \frac{\tan\phi'}{F} \right)$$

$$E_D - E_I = P \sin\alpha - \frac{c'l + (P - ul)\tan\phi'}{F} \cos\alpha$$

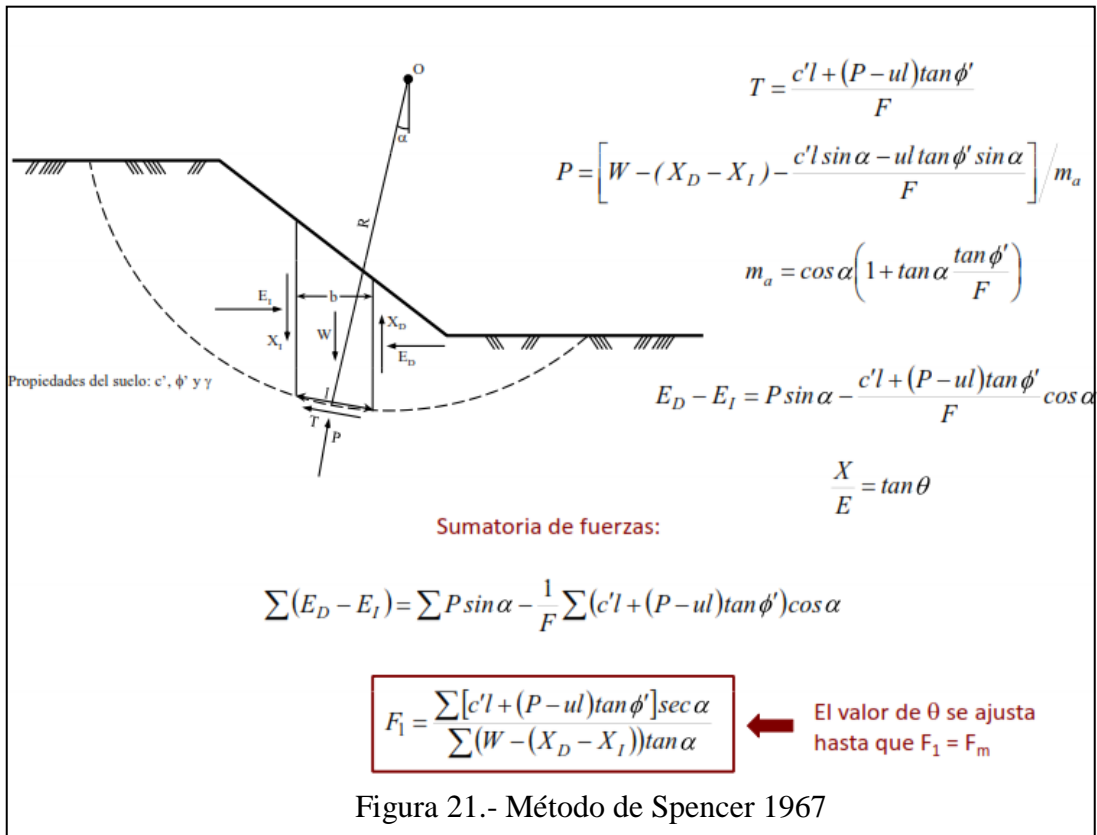
$$\frac{X}{E} = \tan\theta$$

**Sumatoria de momentos en O:**

$$\sum WR \sin\alpha = \sum TR$$

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (P - ul)\tan\phi']}{\sum W \sin\alpha}$$

$\frac{X}{E} = \tan\theta$  ← Constante a lo largo del talud



### 2.5.6 Resumen de las condiciones y características de los diferentes métodos de cálculo de estabilidad de taludes.

Los diferentes métodos de cálculo de estabilidad de taludes demostrados anteriormente, contienen criterios y condiciones específicos a tomar en cuenta para la decisión del método más óptimo de acuerdo al caso analizado; por lo tanto, a continuación se presenta una tabla que muestra las principales condiciones de cada método empleado en el cálculo del factor de seguridad y las limitaciones de los mismos.

TABLA 3

Resumen de las condiciones de cada método de cálculo de estabilidad de taludes

Método	Forma de la superficie de falla	Interacción entre dovelas		Relación X/E	Equilibrio de momentos	Equilibrio de fuerzas
		Normal, E	Cortante, X			
De las dovelas simplificado	Cilíndrica	No	No	No	Si	No
Bishop simplificado	Cilíndrica	Si	No	Horizontal	Si	No
Jambu simplificado	No-cilíndrica	Si	No	Horizontal	No	Si
Spencer	Cilíndrica	Si	Si	Cte.	Si	Si
Morgenstern-Price	No-cilíndrica	Si	Si	Variable	Si	Si

Fuente: Deslizamientos - Análisis Geotécnico Volumen 1 (2009) – JAIME SUAREZ

## 2.6. Fundamento Legal

Esta investigación se fundamenta en los procedimientos técnicos para la exploración geotécnica, es decir, toma de muestras, ensayos de laboratorio y trabajos de gabinete que son parte de los estudios de mecánica de suelos o geotecnia.

Existen normativas que describen los procesos y especificaciones a seguir para la ejecución de cada paso, en la investigación necesaria para la determinación de los parámetros geomecánicos de los suelos; y en el caso del análisis de estabilidad de un talud, se proponen límites mínimos y máximos para considerar a un talud, estable o no.

A continuación se detalla las normas que esta tesis toma en cuenta, como fundamento legal:

### **2.6.1. La American Society for Testing Materials, ASTM.**

Es una organización de normas internacionales que desarrolla y publica, acuerdos voluntarios de normas técnicas para una amplia gama de materiales, productos, sistemas y servicios.

Los ensayos necesarios para determinar las características del suelo que conforma un talud, se basan en las siguientes normas:

- Ensayo de penetración estándar (SPT), toma de muestras alteradas cada metro, según la norma ASTM D-1586.
- Clasificación Manual Visual, propuesto por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS y de acuerdo a la norma ASTM 2487.
- Toma de muestras inalteradas tipo bloque                   ASTM D-3550
- Toma de muestras inalteradas con tubo de pared delgada tipo shelby  
ASTM D-1587
- Contenido de humedad   ASTM D-2216
- Análisis granulométrico                                       ASTM D-422
- Límites Líquido y Plástico                                     ASTM D-4318
- Ensayo de Compresión Triaxial no Consolidado no Drenado (U.U)  
ASTM D-2850

**2.6.2 Norma ecuatoriana de la construcción NEC-2015 – geotecnia y cimentaciones. – Capítulo 5 - excavaciones - páginas 35 – 38**

Tabla 4.-

Metodología sugerida en el código NEC 2015 para el análisis de estabilidad de taludes establecida en el Canadian Foundation Engineering Manual, CFEM(2006)

CONDICIÓN	CONSTRUCCIÓN	ESTÁTICO	SISMO	PSEUDO ESTÁTICO
Deslizamiento	1.60	1.60	Diseño	1.05
Volcamiento: el que resulte más crítico de				
Momento Resistente/Momento Actuante	$\geq 3.00$	$\geq 3.00$	Diseño	$\geq 2.00$
Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	$\leq 1/6$	$\leq 1/6$	Diseño	$\leq 1/4$
Capacidad Portante	Ver Tabla 9.4.1			
Estabilidad general del sistema:				
Permanente o de Larga duración ( > 6 meses)	1.20	1.50	Diseño	1.05
Temporal o de Corta duración ( < 6 meses)	1.20	1.30	50% de Diseño	1.00

**2.6.3 Especificaciones Generales para la construcción de caminos y puentes MOP – 001 – F 2002 – República del Ecuador Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones**



## **Capítulo III**

### **3. Metodología de la Investigación**

La presente investigación desarrolla los procesos necesarios para la determinación de las propiedades geomecánicas de los suelos del Ecuador, siendo éstas la base para la modelación y aplicación de los diferentes métodos de análisis de estabilidad de taludes.

#### **3.1. Técnicas de Investigación**

La metodología aplicada en esta investigación, se fundamenta en los objetivos y alcances de los estudios de mecánica de suelos previstos en la pre - factibilidad y factibilidad de los proyectos de obras civiles y contempla tres fases claramente identificadas que se muestran a continuación:

1. Exploración y muestreo ( ensayos in situ)
2. Ensayos de laboratorio
3. Trabajos de gabinete ( modelación, análisis de estabilidad de taludes)

##### **3.1.1 Exploración y Muestreo**

La fase de exploración y muestreo es el primer paso de un estudio geotécnico y además, el más importante, por lo que su desarrollo debe contemplar procedimientos

precisos que abarquen todas las inquietudes que únicamente en el campo, se las puede determinar.

Es así como, una buena investigación de campo está conformada por:

- El reconocimiento general de la zona del proyecto que identifica las condiciones de la topografía del sector, determina posible presencia de problemas geológicos y ubica exactamente el proyecto a desarrollarse.
- La ejecución de sondeos: proceso que viene predeterminado en función de las características del proyecto a ejecutarse, así se contempla la cantidad tipo y características de los ensayos de campo.
- Recuperación de muestras: este paso es fundamental para la determinación de las propiedades físicas y mecánicas de los estratos investigados, así, la identificación y selección de muestras, se convierte en un paso fundamental para el desarrollo del estudio de mecánica de suelos.
- Pruebas de Campo: este proceso va de la mano de la planificación inicial del estudio, donde, de acuerdo a las necesidades y características del proyecto, se prevé los ensayos in situ a ejecutarse definiendo cantidad, ubicación y tipo de ensayo.

### **3.1.2 Pruebas de campo o ensayos in situ.**

Las técnicas de ejecución de pruebas de campo van estrechamente ligadas a la planificación del proyecto constructivo; por lo que, de acuerdo a las condiciones del lugar, se pre-determina los ensayos a ejecutarse.

Generalmente en los estudios de mecánica de suelos se ejecuta el ensayo de penetración estándar conocido como SPT, que sirve para la determinación de la capacidad portante del suelo y su mecanismo, permite la recolección de muestras, tanto alteradas como inalteradas.

### 3.1.2.1. Ensayos de penetración estándar S.P.T (ASTM D-1586)

El Ensayo de Penetración Estándar o SPT (sus siglas en inglés), es un tipo de prueba in situ de penetración dinámica, empleada para ensayar suelos en los que queremos realizar un estudio geotécnico.

Es el ensayo más empleado en la realización de estudios de mecánica de suelos, y se lleva a cabo en el fondo de la perforación.

Consiste en contar el número de golpes necesario para que se introduzca a una determinada profundidad un muestreador tipo cuchara partida (cilíndrica y hueca) muy

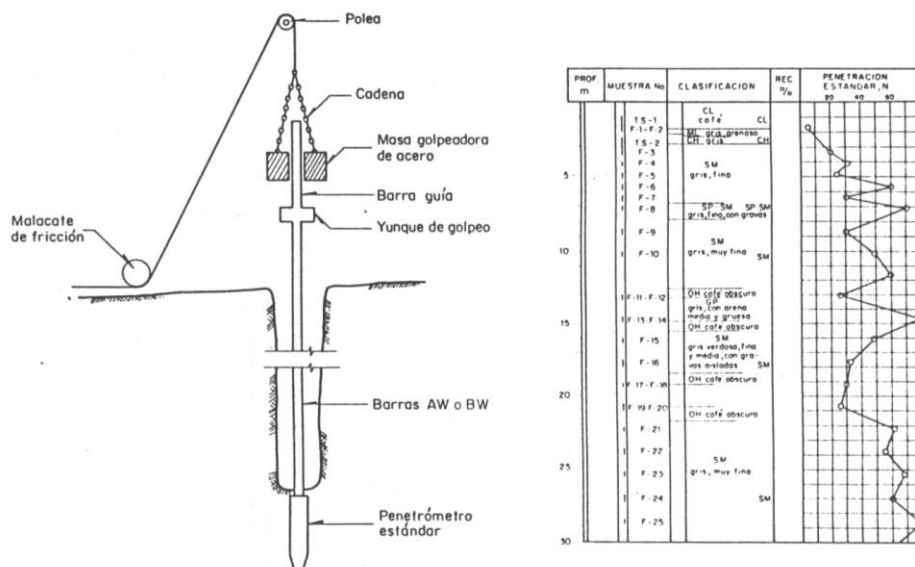


Figura 22. Esquema del mecanismo utilizado para el ensayo de penetración estándar SPT

Fuente: "Exploración de Suelos (2010) - SANTOYO ENRIQUE

robusta (diámetro exterior de 51 milímetros e interior de 35 milímetros, lo que supone una relación de áreas superior a 100), que le permite tomar una muestra en su interior, naturalmente alterada. El peso del martillo y la altura de la caída libre, están normalizados, siendo de 63'5 kilogramos y 76 centímetros respectivamente.

Procedimiento:

Cuando en la perforación del sondeo se alcanza la profundidad donde se efectuará el ensayo, sin avanzar la entubación y con el fondo del sondeo limpio, se desciende el tomamuestras SPT, unido a la tubería tipo AW hasta apoyar en el fondo. Luego se eleva repetidamente el martillo con una frecuencia constante, dejándolo caer libremente sobre una cabeza de golpe, colocada en la zona superior de la tubería. Se contabiliza y se registra el número de golpes necesarios para hincar la cuchara partida, los primeros 15 centímetros (N0 – 15).

Seguidamente se realiza la prueba en sí, introduciendo otros 15 centímetros, total 30, anotando el número de golpes requerido para la hinca en cada intervalo de 15 centímetros de penetración, hasta alcanzar 45 centímetros (N15 – 30 y N30 – 45).

El resultado del ensayo es el golpeo SPT o Resistencia a la Penetración Estándar:

$$NSPT = N15 - 30 + N30 - 45$$

Si el número de golpes requerido para profundizar en cualquiera de estos intervalos de 15 centímetros, supera los 50, el resultado del ensayo deja de ser la suma anteriormente indicada, para convertirse en rechazo (R), debiéndose anotar también la longitud hincada en el tramo en el que se han alcanzado los 50 golpes.

Por lo general se realiza este ensayo cada metro de profundidad y se recuperan las muestras alteradas que se almacenan en el muestreador, tipo cuchara partida.



Figura 23.- Ejecución del ensayo de penetración estándar SPT – ZITROCI.

### **3.1.3 Toma de muestras inalteradas.**

Para la determinación de los parámetros geo mecánicos del suelo, es importante la recuperación de muestras inalteradas; sin embargo, es necesario aclarar, que de acuerdo a las condiciones del procedimiento de toma de muestras la palabra inalterada es de sentido figurado, pero se intenta mantener las características naturales de las muestras recuperadas.

Para cumplir con este tipo de requerimiento se puede mencionar dos métodos de toma de muestras inalteradas:

#### ***3.1.3.1. Toma de Muestras Inalteradas tipo Shelby (ASTM D-1586)***

Una alternativa para la obtención de muestras inalteradas, se lo hace mediante el hincado de un tubo de pared delgada denominado Shelby, de diámetro y longitud variable, su parte inferior debe ser biselada para cortar el suelo a recuperar ver figura N° 24.

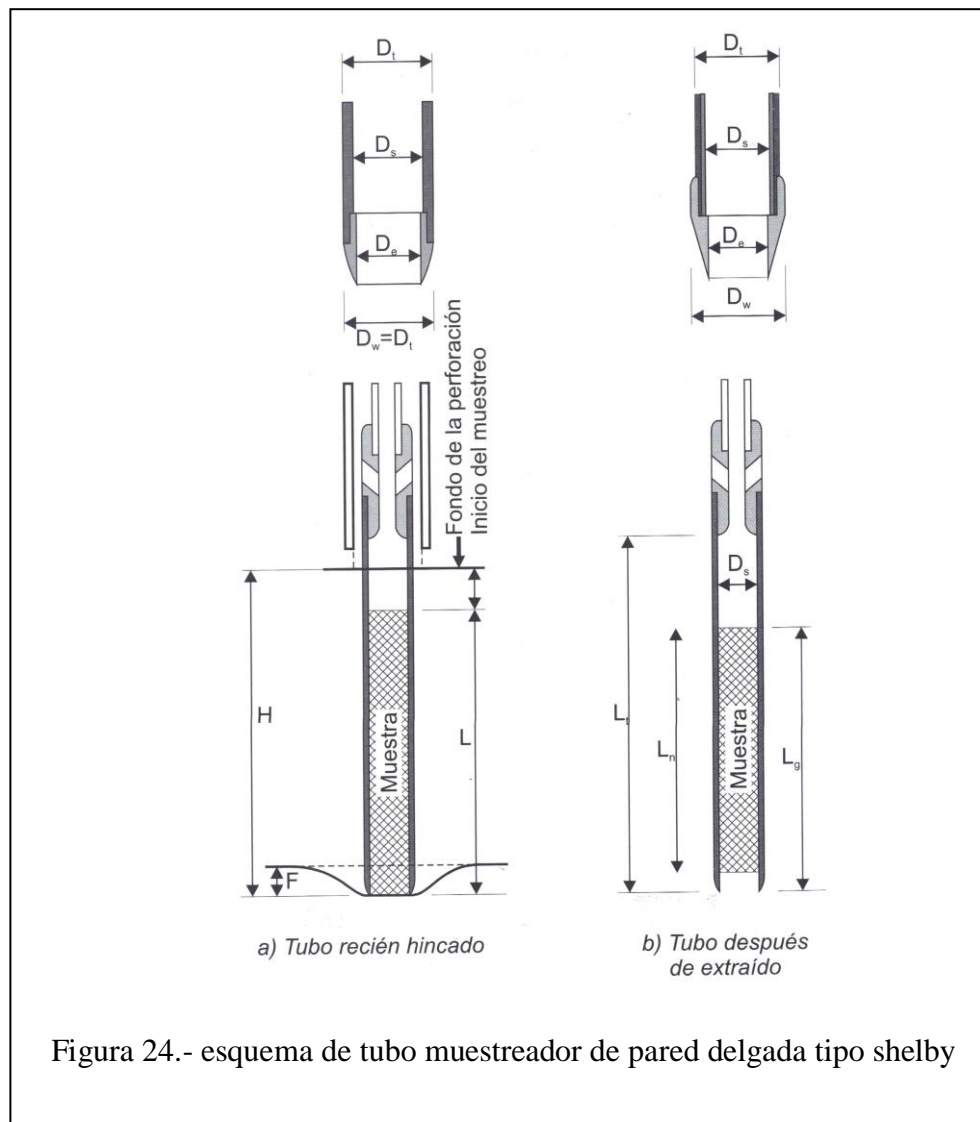


Figura 24.- esquema de tubo muestreador de pared delgada tipo shelby

Fuente: "Exploración de Suelos (2010) - SANTOYO ENRIQUE"

La toma de la muestra mediante este método, consiste en la introducción del tubo shelby mediante presión de máquinas perforadoras o con el mecanismo del ensayo SPT, utilizando el peso del martillo.

Primero se debe limpiar el pozo hasta la profundidad determinada para la extracción de la muestra inalterada, posteriormente se introduce el tubo de pared delgada tipo shelby a

presión hasta la longitud que se desee obtener de la muestra, finalmente se realiza el corte del suelo mediante el giro de la tubería guía.

Al extraer la muestra a la superficie, se debe sellar inmediatamente para mantener las propiedades del suelo, identificando debidamente con la información necesaria y llevando a cabo un transporte cuidadoso de la muestra, para que mantenga sus condiciones, hasta la realización de los ensayos de laboratorio.



Figura 25.- Toma de muestra inalterada tipo shelby y sellado . EMS ZITROCI-2014

#### ***3.1.3.1.1 Toma de muestras inalteradas tipo bloque (ASTM ASTM D-3550)***

El procedimiento para la toma de muestras inalteradas tipo bloque, consiste en la excavación de una zanja que puede ser vertical, como en el caso de taludes expuestos u horizontales, es decir, en la superficie del terreno.

Esta zanja podría ser aproximadamente de un metro cuadrado de área y cincuenta centímetros de profundidad o más, aproximadamente, y se debe ejecutar un tallado perimetral hasta poder retirar el bloque con las medidas necesarias para la extracción de muestras en laboratorio.

Para el sellado y transportación de los bloques obtenidos, se deberá utilizar parafina derretida colocada en un lienzo que envuelva al bloque de suelo extraído, además se debe identificar la ubicación de las caras del bloque para reproducir las mismas condiciones de campo en laboratorio.



FIGURA 26.- Toma de muestra inalterada tipo bloque EMS ZITROCI-2012



### **3.1.4. Ensayos de Laboratorio**

La siguiente fase a desarrollarse en esta investigación y en todo estudio de mecánica de suelos, consiste en los trabajos de laboratorio.

Esta etapa es decisiva para la determinación de las propiedades geo – mecánicas de los estratos encontrados en la fase de exploración y muestreo.

Los especialistas geotécnicos, conjuntamente con sus técnicos de campo y laboratorio, determinarán la cantidad y tipo de ensayos a requerirse de acuerdo a las necesidades del proyecto.

En general, los ensayos más utilizados y disponibles en todo laboratorio de mecánica de suelos, se los puede detallar en la siguiente figura:

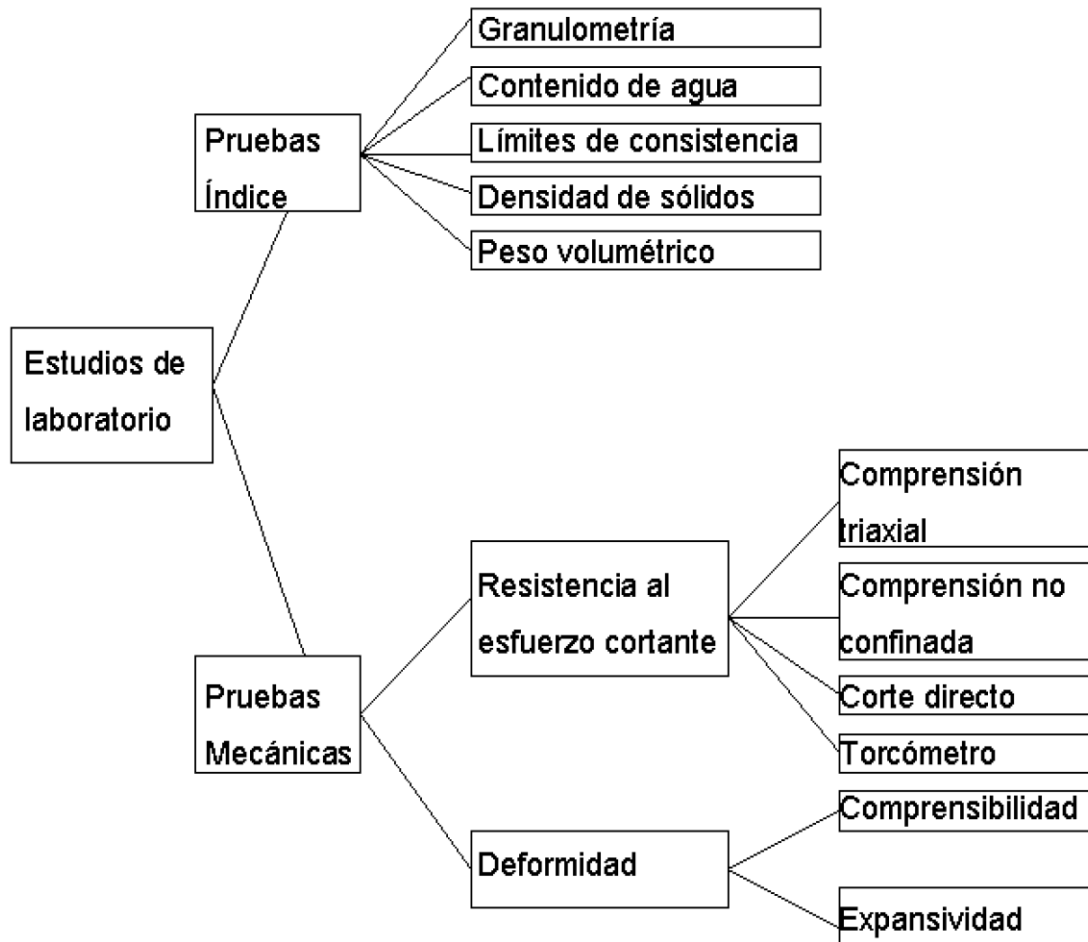


FIGURA 27.- Cuadro sinóptico de los ensayos de laboratorio de mecánica de suelos más utilizados. – Ortiz Carlos 2015

Todos los ensayos de laboratorio se deben realizar en función de las especificaciones mencionadas y estandarizadas en las normas vigentes, como es el caso de las normas de la Association for Testing Materials ASTM; en donde, en su capítulo D constan la mayoría de ensayos antes expuestos. A continuación se detalla los ensayos a realizarse en esta investigación y su descripción de acuerdo a la nomenclatura de las normas ASTM.

Tabla 5  
 Ensayos de laboratorio de mecánica de suelos a utilizarse en la investigación – Normas ASTM

ENSAYO	NORMA ASTM
ENSAYOS ÍNDICE	
Contenido de Humedad %	ASTM D 2216
Límite Líquido	ASTM 4318
Límite Plástico	ASTM 4318
Granulometría	ASTM 422
Densidad natural	ASTM 2049
ENSAYOS DE RESISTENCIA AL CORTE	
Corte directo	ASTM 3080
Triaxial UU	ASTM 2850
Compresión Simple	ASTM 2166-D2938

### 3.1.4.1. Ensayos Índice

Los ensayos índice determinan las propiedades principales de un suelo, necesarias para determinar su clasificación de acuerdo al sistema unificado de suelos SUCS.

#### - CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM D 2216

Objetivo:

- a) Determinar la cantidad de agua que posee una muestra de suelo, con respecto al peso seco de la muestra.
- b) Determinar este contenido de agua con los 2 métodos: Rápido y Estándar.

Definición:

Contenido de humedad: es la relación del peso del agua, entre el peso de los sólidos de un suelo.

Fórmula:

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

Equipo y material que se utiliza:

- Horno eléctrico, que mantenga la temperatura constante a 105 grados Centígrados.
- Balanza con aproximación al 0.1 gr.
- Charola y cápsula de aluminio
- Espátula

Procedimiento:

a) Método rápido:

1. Se anota el número de la charola y se pesa, anotándola como tara (T).
2. Se vacía suelo húmedo a la charola y se pesa, anotándola como tara + suelo húmedo (T + Sh).
3. Se pone a secar el suelo en la estufa, moviéndolo algunas veces para que sea más rápido el secado, se coloca encima el cristal de reloj para comprobar que el suelo ya no tenga humedad; esto ocurrirá cuando ya no empañe el cristal.



Figura 28.- Secado en horno de muestras para determinación de contenido de humedad del suelo. LABORATORIO ZITROCI

4. Posteriormente, se deja enfriar (charola y suelo)
5. Se procede a pesar, lo que sería charola + suelo seco ( $T + S's$ ).



Figura 29.- Medición del peso de muestra seca en la balanza digital. LABORATORIO ZITROCI.

6. Y se realizan los cálculos para determinar el contenido de agua por el método rápido.

$$w = \frac{(T + Sh) - (T + S's)}{(T + S's) - T} X100 = \frac{W_w}{W_s} X100$$

b) Para el método estándar:

1. Se hace lo mismo que en el método anterior, con la diferencia que en este método se utiliza una cápsula, el suelo húmedo es secado al horno a una temperatura de:

100-110°C, durante 24 hrs.

2. Cuando se cumple con todo lo anterior, el suelo es sacado del horno; se deja enfriar y se pesa, aplicándose la fórmula anterior para determinar el contenido de agua.

#### - LÍMITES DE ATTERBERG ASTM 4318

Objetivo:

Determinar los Límites: Líquido y Límite Plástico

El Límite líquido y el Límite plástico, se emplean para clasificar un suelo, de acuerdo a su plasticidad.

Definiciones:

Límite Líquido (LL).- Es la frontera comprendida entre los estados Semi-líquido y Plástico, definiéndose como el contenido de humedad que requiere un suelo previamente remoldeado, en el que al darle una forma trapecial sus taludes fallen simultáneamente, cerrándose la ranura longitudinalmente 13mm., sin resbalar sus apoyos,

al sufrir el impacto de 25 golpes consecutivos, con una frecuencia de 2 golpes por segundo en la Copa de Casagrande, teniendo una altura de caída de 1 cm.

El Límite Líquido, se define también como el contenido de humedad que requiere un suelo para presentar una resistencia al esfuerzo cortante de aproximadamente 25 gr/cm<sup>2</sup>, independientemente de su mineralogía.

Límite Plástico (LP).- Es la frontera comprendida entre el estado plástico y semi-sólido. Se define como el contenido de humedad que posee un cilindro de material en estudio de 11 cms. de longitud y 3.2 mm. de diámetro, (formado al girarlo o rolarlo con la palma de la mano sobre una superficie lisa ) al presentar agrietamientos en su estructura.

Equipo y material que se utiliza:

- Copa de Casagrande
- Ranurador laminar o ranurador curvo
- Cápsula de porcelana
- Espátula
- Charolas de aluminio o vidrio de reloj
- Malla No. 40
- Horno con temperatura constante de 105°C
- Balanza con aproximación de 0.01 gr.
- Placa de vidrio
- Alambre con un diámetro de 3.2 mm.
- Pizeta
- Franela

- Agua
- Papel absorbente

Procedimiento:

1. El suelo debe ser tamizado por la malla No. 40, el cual se vacía en una cápsula de porcelana y debe humedecerse 24 horas., antes de estas determinaciones.
2. Se pesan las taras de aluminio (4 para el LL y 2 para el LP)
3. Para el Límite Líquido, el suelo es mezclado en la cápsula de porcelana, hasta que se vea una mezcla manejable; se coloca en la Copa de Casagrande, distribuyendo el material del centro hacia los extremos, de tal manera que en el centro quede una superficie a nivel.



Figura 30.- Ensayo para determinar el límite líquido del suelos mediante la copa de Casagrande . LABORATORIO ZITROCI

4. Se hace una ranura en la parte media del suelo, utilizando el ranurador, de tal forma que este vaya perpendicular a la Copa de Casagrande.



5. Se procede a darle los golpes en la Copa, con una frecuencia de 2 golpes por segundo, hasta que los taludes del material se unan en una longitud de 13 mm. Los golpes son contados y son registrados en la columna de Número de golpes.

Debe tratarse de que esta condición, antes descrita, se cumpla entre 4 y 40 golpes, para que la prueba se tome como bien ejecutada; se recomienda que esta condición se logre una vez en cada uno de los siguientes intervalos de golpes:

Una vez entre 30 y 40 golpes, Otra entre 20 y 30; “Otra entre 10 y 20; “ Otra entre 4 y 10.

Lo anterior es recomendado con el fin de que los puntos obtenidos al graficar, el número de golpes contra contenido de agua, estos, queden separados unos de otros y se pueda definir con mayor claridad la Curva de Fluidez.

En cada uno de estos ensayos se toman muestra del centro de la Copa, las cuales son pesadas y se anotan en el registro como: tara + suelo húmedo.

6. Estas muestras son introducidas al horno para determinar el contenido de humedad en cada ensaye.

Para la determinación del Límite Plástico (LP):

1. De la muestra menos húmeda, pero que sea moldeable, se hace primeramente una esfera de 1.5 cms. aproximadamente.

2. Se gira o se rola con la palma de la mano, sobre la placa de vidrio, tratando de hacer un cilindro alargado y con un diámetro de 3.2 mm. (se utilizará un alambre para comparar).



Figura 31.- Ensayo para determinar el límite plástico. LABORATORIO ZITROCI

3. Si este cilindro presenta agrietamientos múltiples, se dice que el suelo presenta el Límite plástico, donde se obtendrán muestras de suelo, se someterán al secado para determinar el contenido de agua, el cual equivale al LP.

4. En caso de no cumplirse la anterior condición, el suelo se hará de nuevo una esfera y se repetirá el proceso hasta que se cumpla lo especificado.

Cálculos:

Para el Límite Líquido, las muestras son sacadas del horno, se dejan enfriar y se pesan, se registran en la columna de: tara + suelo seco.

Con estos datos se obtiene el contenido de agua en los 4 ensayos, se grafican:

Número de golpes contra contenido de agua, obteniéndose 4 puntos, por los cuales se traza una línea recta por los puntos o parte intermedia de ellos, a esta recta se le llama Curva de Fluidez; en 25 golpes, subimos e interceptamos la Curva de Fluidez, y de ahí con la horizontal, leemos ese contenido de humedad, la que corresponderá al Límite Líquido.

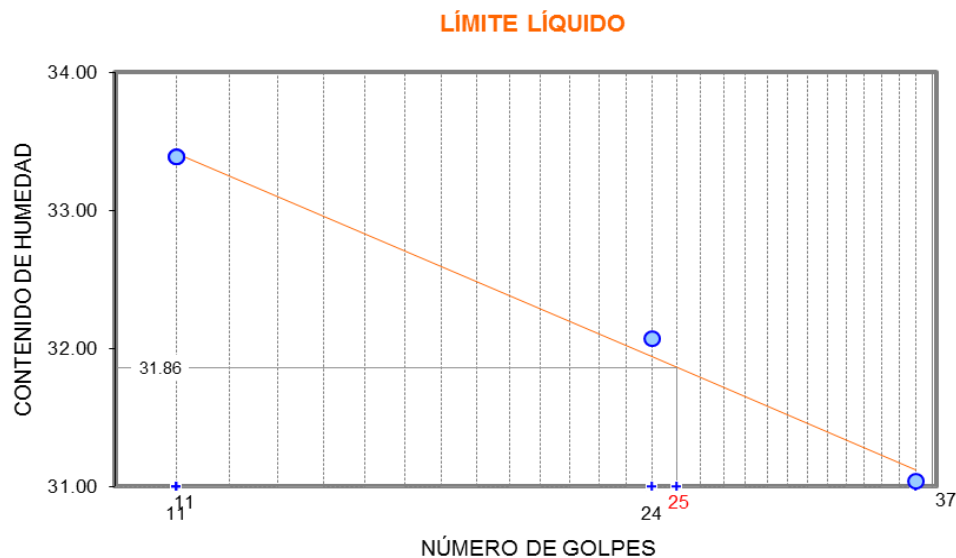


Figura 32.- Curva de fluidez con los resultados de los ensayos de límites de Atterberg – ZITROCI.

Para el Límite Plástico, se procede a obtener el contenido de agua correspondiente, estos 2 contenidos de agua se promediarán, siempre y cuando, no haya una diferencia mayor a 2 puntos porcentuales; en caso contrario se tendrá que repetir esta prueba. El promedio antes descrito, se reportará como el resultado de Límite Plástico.

Para obtener el Índice Plástico ( $I_p$ ) =  $LL - LP$

- GRANULOMETRÍA POR TAMIZADO ASTM 422

Método Mecánico:

**Objetivo:**

Separar por tamaños las partículas de suelos gruesos y finos que componen la muestra de suelo en estudio y en función de lo anterior, clasificar el suelo de acuerdo a su graduación, ejemplo:

Grava bien graduada (GW) Arena mal graduada (SP), etc.

**Definición:**

Se designa como: ensayo granulométrico, a la determinación de la distribución de las partículas de un suelo en cuanto a su tamaño.

**Aplicación:**

Al realizar un análisis granulométrico en suelos gruesos, éste tiene las siguientes aplicaciones:

- a) Poder clasificar los suelos de acuerdo a su graduación.
- b) Calcular el coeficiente de permeabilidad, en una forma aproximada y en suelos finos (partículas que pasan la malla No. 200):
- c) Es conveniente obtener el porcentaje de partículas menores de 0.002 mm., para definir los porcentajes de limo y arcilla que contiene un suelo; en función de lo anterior, podremos definir u obtener la actividad de ese suelo.

**Equipo y material que se utiliza:**

- Juego de mallas (comúnmente se utilizan: 3", 2", 1",  $\frac{3}{4}$ ",  $\frac{1}{2}$ ",  $\frac{3}{8}$ ", No.4, No.10, No.20, No.40, No.60, No.100, No.200 y la Charola).



Figura 33.- Juego de tamices ensayo de granulometría. LABORATORIO - ZITROCI

- Cucharón
- Balanza con aproximación a 0.1gr.
- Charolas rectangulares de 40X60 cms.
- Espátula y vidrio de reloj
- Partidor de muestras o cuarteador
- Malla No. 200, para el lavado del suelo que pasó la malla No. 4
- Alambrón de 5 mm de diámetro, con punta redondeada.
- Horno o estufa
- Charolas de aluminio
- Vaso de aluminio
- Agua
- Suelo en estudio

Procedimiento:

1. Del suelo secado al sol, disgregado y cuarteado, se obtiene una muestra representativa, la cual es pesada y se anota el peso en el registro correspondiente.

2. Se procede a pasar el material por las diferentes mallas, que van de mayor a menor abertura tal y como se presentan en el registro propio para este ensaye.

3. El material retenido en cada malla se va pesando y anotando en la columna de peso retenido.

4. Todo lo anterior se realiza hasta la malla No. 4 y con el material que pasa dicha malla se procede a obtener una porción de suelo que sea representativa, para ello habrá que pasar el material las veces necesarias por el partididor de muestras, hasta que se obtenga una muestra de entre 500 y 1000 grs.

5. La muestra anterior se pone a secar totalmente (hasta que no empañe el cristal de reloj), ésta se enfría y se pesa una muestra de 200.0 grs., la cual se trasvasa a un vaso de aluminio y se vacía agua hasta llenarlo; con esto se procede a realizar el Lavado del suelo. Si el suelo en estudio, tiene una cantidad apreciable de grumos, este se deja en saturación por 24 horas.

6. El Lavado del suelo, consiste en agitar el suelo utilizando el alambrón con punta redondeada, haciendo figuras en forma de “ochos”, durante 15 segundos.

7. Se vacía el líquido a la malla No. 200, con el fin de eliminar los finos (que es el material que pasa por dicha malla), posteriormente se vierte más agua al vaso y se agita de la forma antes descrita.

8. Cuando en la malla se acumule mucho material (arena), se reintegra al vaso, vaciando agua sobre el reverso de la malla, siempre cuidando de no perder material; esto se hará cada 5 veces que se vacíe agua con finos a la malla No. 200. Esta operación se repite las veces necesarias para que el agua salga limpia, o casi limpia.

9. El suelo es secado al horno o a la estufa, se deja enfriar y después se pasa por las siguientes mallas, que son de la No. 10 a la No. 200.



Figura 34.- Ensayo de granulometría proceso de medición de peso por tamiz. LABORATORIO - ZITROCI.

10. Para que sea un vibrado más eficaz se recomienda, llevar todo el conjunto de mallas al vibrador de mallas.

11. Se procede a pesar el material retenido en cada malla.

12. Se realizan los cálculos de: % retenido parcial, % retenido acumulado, % que pasa; se dibuja la curva granulométrica.

13. Se calculan: los % de grava, de arena y de finos; así como los Coeficientes de uniformidad ( $C_u$ ) y de Curvatura ( $C_c$ ).

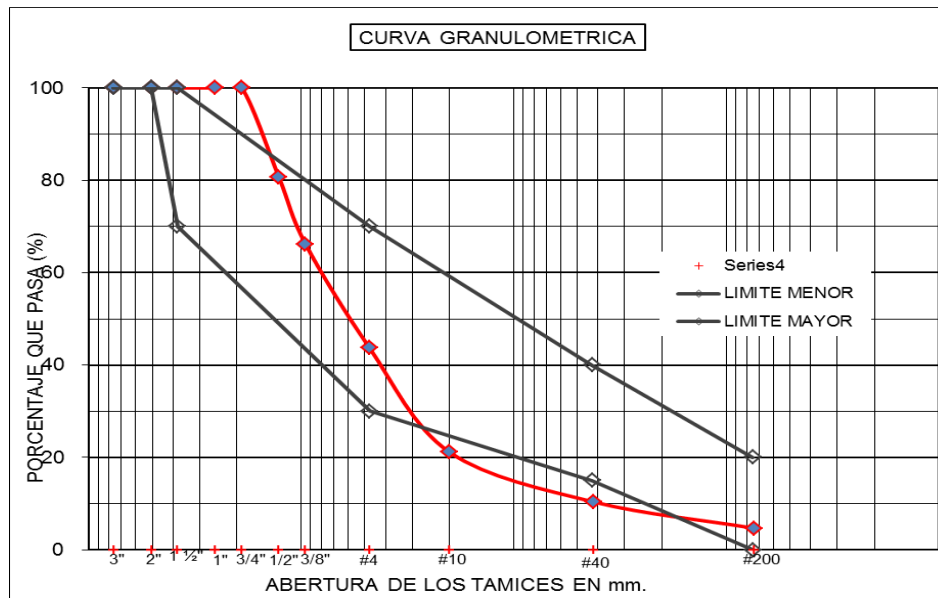


Figura 35.- Curva granulométrica por tamizado mecánico – ZITROCI

Con la ejecución de los ensayos de contenido de humedad, límites de Atterberg (líquido y plástico) y granulometría anteriormente definidos, se obtiene la información necesaria para la determinación de el tipo de suelo, de acuerdo al sistema unificado tipo SUCS. A continuación se muestra el formato utilizado para el reporte de los ensayos definidos:



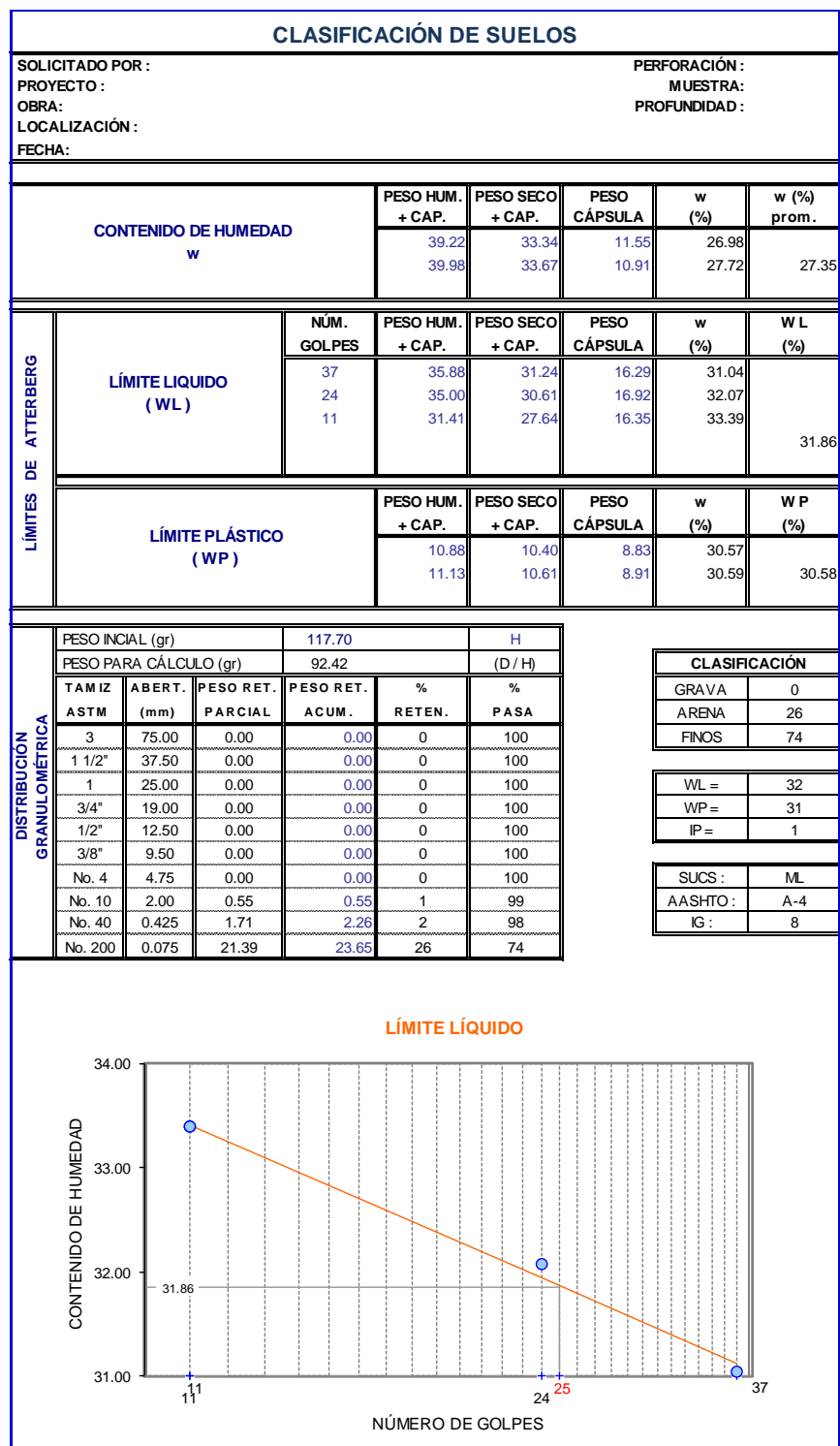


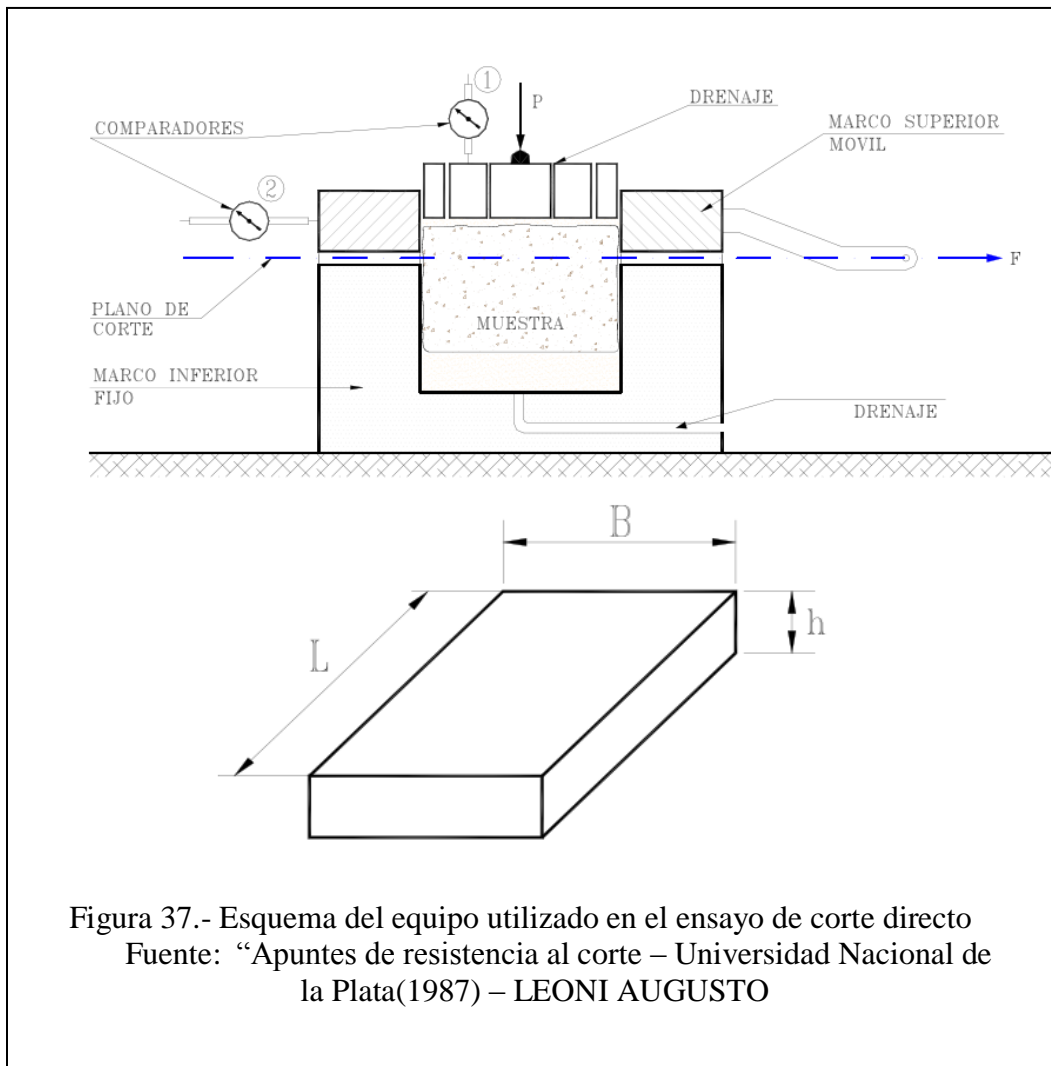
Figura 36.- Curva granulométrica por tamizado mecánico  
– FORMATO ZITROCI

### 3.1.4.2. Ensayos de resistencia al corte.

Entre los ensayos utilizados para medir la resistencia al esfuerzo de corte de los suelos en el laboratorio, aquellos que han alcanzado mayor importancia en el desarrollo de la ingeniería geotécnica práctica, como también en la investigación, son básicamente: el aparato de corte directo y el de compresión triaxial.

#### - Corte directo ASTM 3080

Este ensayo se ejecuta con la caja de corte directo, aparato que se muestra en la Fig.37. Básicamente éste consta de dos marcos que contiene a la muestra. El marco inferior es fijo, mientras que el superior puede desplazarse en forma horizontal. Las muestras a ensayar en este aparato de corte son de forma prismática tal como se indica en la Fig. 37.



Una vez que hemos recortado la muestra, ésta se coloca dentro de la cavidad que forma los dos marcos, de tal manera, que la mitad de su altura  $h$  quede comprendida en cada uno de ellos. En la parte superior e inferior de la misma, se colocará un colchón de arena para permitir el drenaje y un mejor asiento de la probeta, que como dijimos, se recorta lo mejor posible de un “bloque” de suelo inalterado, y que en los casos de suelos cohesivos, no siempre se puede lograr una superficie perfectamente lisa.

Posteriormente sometemos a la probeta, a través de una placa de distribución de tensiones, que se coloca en la parte superior de la misma, a la acción de una carga vertical “P1” que desarrolla una tensión normal  $\sigma_{n1}$ .

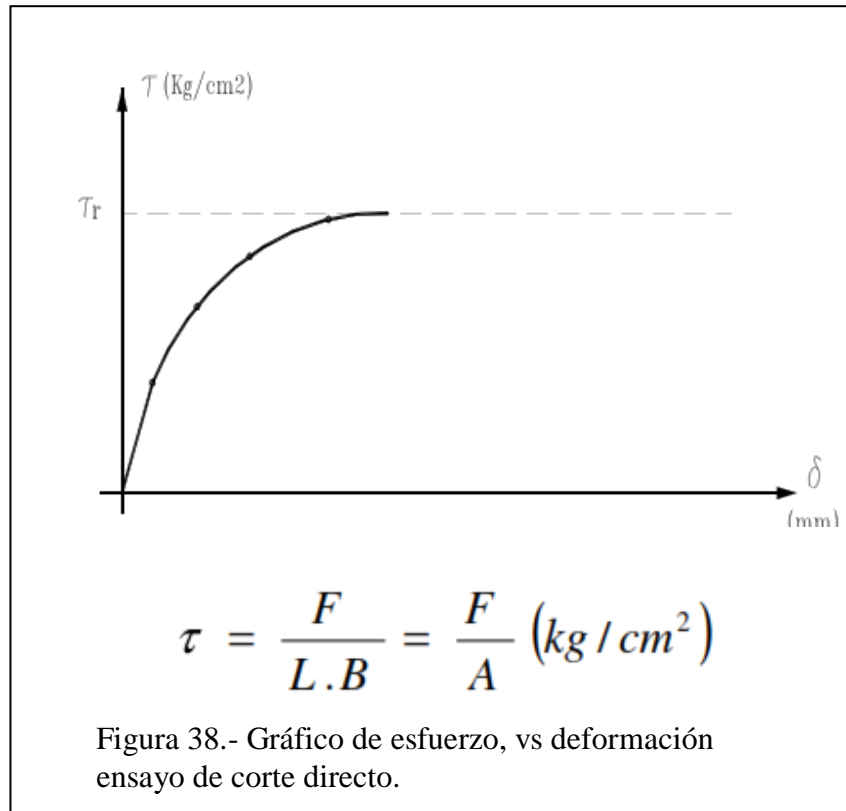
$$\sigma_{n1} = \frac{P_1}{A}$$

Donde  $A$  es el área de la probeta según un plano horizontal.

Una vez que la muestra ha consolidado, bajo la acción de  $\sigma_{n1}$ , (cosa que verificamos con las lecturas efectuadas en el comparador N° 1) procedemos a solicitar a la probeta con fuerzas horizontales constantes  $F$ .

Luego de cada aplicación de una fuerza  $F$ , medimos las deformaciones horizontales  $\delta$  en el comparador N° 2. Cuando las deformaciones se detienen, tenemos un par de valores ( $F_1$ ;  $\delta_1$ ) que nos permiten obtener un punto en el gráfico de la Fig. 38. Repitiendo este procedimiento, observaremos que para las restantes fuerzas horizontales  $F$ , obtenemos deformaciones  $\delta$  que serán cada vez mayores hasta que para una fuerza  $F$ , el marco superior

llegará al límite de su desplazamiento mecánico, lo que nos indicará que hemos alcanzado la rotura por corte de la muestra, bajo la tensión normal  $\sigma_1$ .

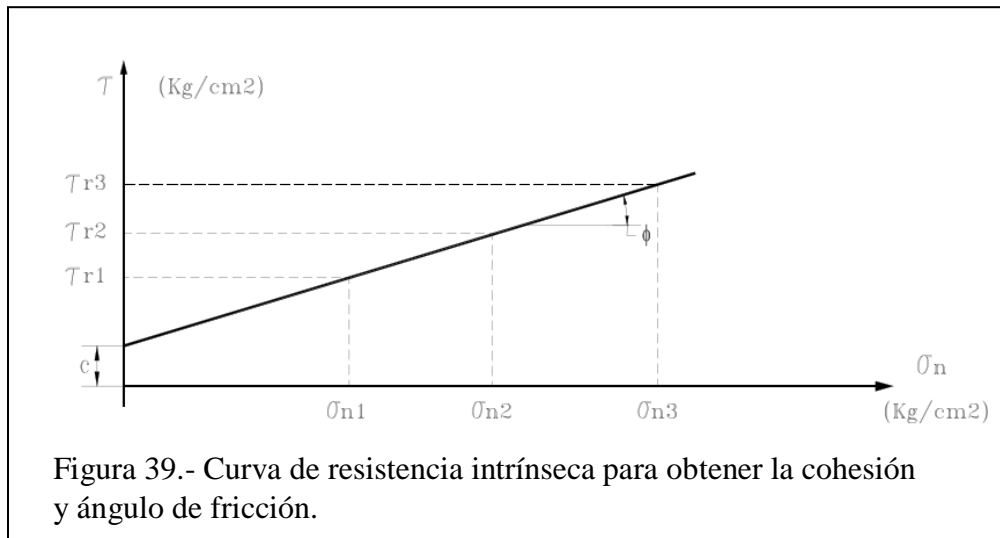


Fuente: “Apuntes de resistencia al corte – Universidad Nacional de la Plata(1987) – LEONI AUGUSTO

Es conveniente, en la ejecución de este tipo de ensayo, ir disminuyendo los incrementos de la fuerza horizontal aplicada, a medida que nos acercamos a la rotura, con el objetivo de poder definir con mayor precisión la tensión de corte en rotura  $\tau$ .

El par de valores ( $\sigma_1$ ;  $\tau_1$ ) nos define un punto correspondiente a la curva de resistencia intrínseca (C.R.I.) del material ensayado. Por lo tanto, si repetimos el procedimiento anteriormente descrito con dos probetas más, sobre las que aplicamos tensiones normales de  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$ , obtendremos otros dos pares de valores, ( $\sigma_2$ ;  $\tau_2$ ) ( $\sigma_3$ ;

$\tau_3$ ) con los cuales podremos definir perfectamente la C.R.I. y a partir de ella, obtener los parámetros de corte del material ( $c$  y  $\phi$ ). Fig. 39.



Fuente: “Apuntes de resistencia al corte – Universidad Nacional de la Plata(1987) – LEONI AUGUSTO

Este tipo de ensayo no es el más utilizado para determinar los parámetros del suelo, fundamentalmente porque adolece de los siguientes defectos:

a) No es fácil ni económico extraer muestras inalteradas de estratos que pueden estar bajo el nivel freático, con las medidas necesarias, como para posteriormente poder recortar tres probetas cúbicas y ensayarlas. Es más fácil y económico extraer muestras inalteradas cilíndricas, a través de la ejecución de una perforación.

b) En los aparatos de corte tradicionales, es prácticamente imposible poder manejar el drenaje del agua intersticial de la probeta cuando está siendo ensayada.

c) El desplazamiento relativo del marco superior con respecto al inferior, provoca una variación en el área de corte de la probeta que hace que la tensión normal aplicada  $\sigma_n$ , se incremente.

- Compresión triaxial ASTM 2850

El ensayo de compresión triaxial, al igual que el ensayo de corte directo, permite al ingeniero obtener los parámetros de corte necesarios para calcular en la forma más aproximada posible la resistencia última de una masa de suelo que será sometida a sollicitaciones por la construcción de alguna obra de ingeniería.

A diferencia del ensayo de corte directo, el ensayo de compresión triaxial, no fija a priori el plano de rotura de la muestra ensayada, sino que permite que el mismo, se genere en forma natural y adopte la orientación más desfavorable.

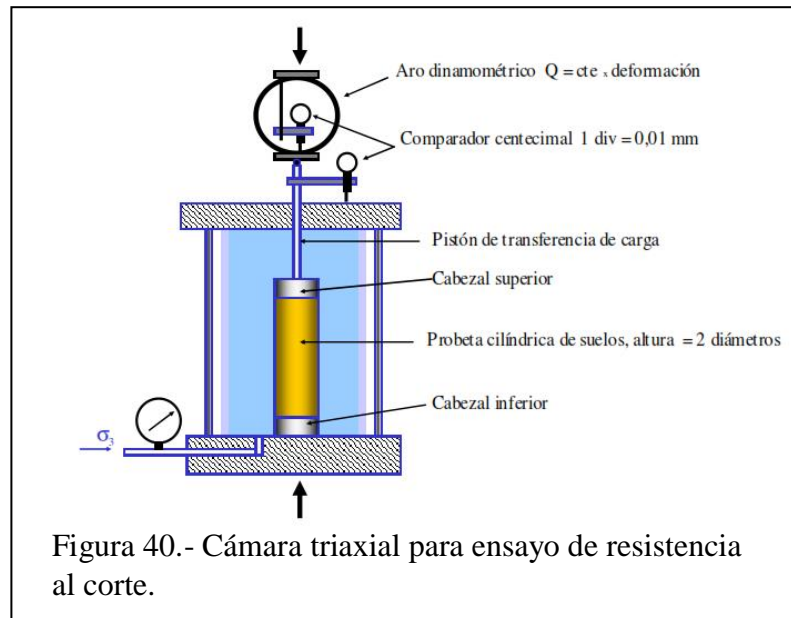
Por otra parte, este tipo de ensayo nos permite controlar a voluntad el drenaje de la muestra, como así también, la velocidad de aplicación de las cargas. Por lo tanto, podemos simular en la ejecución del ensayo, cualquier situación que se presente en la naturaleza, como veremos mas adelante.

Otra de las ventajas que presenta el ensayo de compresión triaxial con respecto al de corte directo, es la utilización de probetas cilíndricas de tamaños variados que son más fáciles y económicos de obtener.

- Cámara Triaxial ASTM 2850

Para la ejecución de los distintos tipos de ensayos triaxiales, se utiliza la misma cámara triaxial esquematizada en la Fig. 40.

Esta cámara es totalmente desmontable y para la ejecución del ensayo se comienza a montar o armar a partir de la base.



Fuente: “Apuntes de resistencia al corte – Universidad Nacional de la Plata(1987) – LEONI AUGUSTO

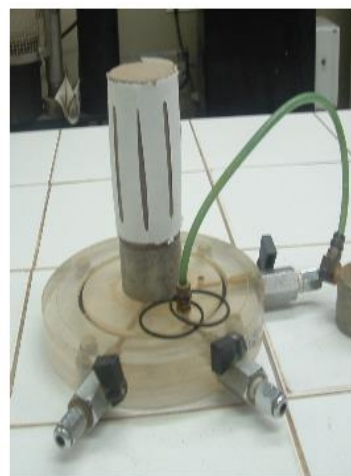
Sobre dicha base colocamos, enroscando el cabezal inferior, cuyo diámetro es variable y depende del tamaño de la probeta a ensayar.

Los diámetros usados comúnmente son de 3,5 cm, 5,0 cm y 7,6 cm. Estos cabezales pueden ser ciegos o permeables. Los ciegos son por lo general metálicos, lisos y no permiten el drenaje de la muestra; los permeables en cambio, tienen alojada en una cavidad una piedra porosa en forma de disco en la cara que está en contacto con la probeta, que permite, a través de conductos internos de la base, el drenaje de agua que ingresa o que expulsa la probeta cuando es ensayada.

Sobre el cabezal inferior, se apoya en forma centrada la probeta cilíndrica a ensayar. Es conveniente que las mismas no sean demasiado esbeltas, ya que serían difíciles de manejar y pueden pandear cuando se ensayan. Por otra parte, tampoco conviene que sean demasiado cortas, pues entonces, la uniformidad en la distribución de tensiones, quedaría muy afectada por el rozamiento que se origina en sus extremos. La proporción que normalmente se utiliza entre la altura y su diámetro (relación de esbeltez), es igual a 2.

A continuación se procede a colocar una vaina de Látex que envuelva a la muestra, con la intención de aislarla completamente del medio que la rodea, para luego colocar sobre la parte superior de la misma el cabezal superior, que al igual que el inferior, puede ser ciego o permeable.

En las fotos que se muestran a continuación, se pueden observar cada uno de estos pasos.





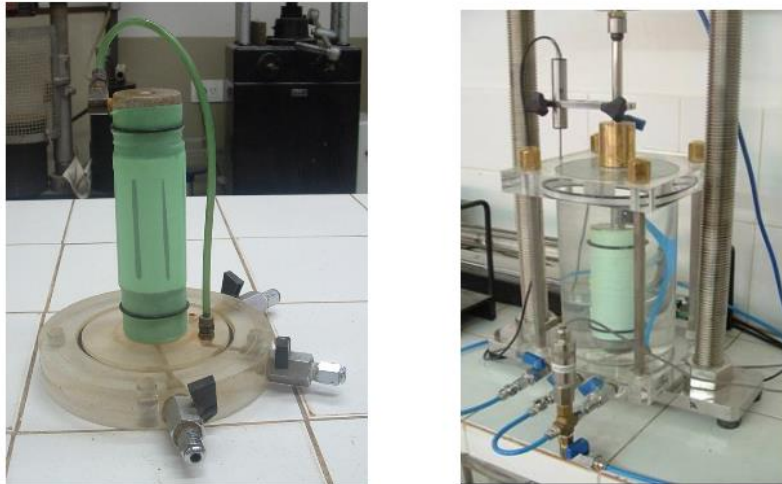


Figura 41.- Fotografías del proceso previo par el ensayo triaxial UU – LABORATORIO - ZITROCI.

La vaina de goma se ajusta posteriormente sobre ambos cabezales mediante anillos de goma dura, con la intención de producir un cierre hermético, también es común que en algunos ensayos de larga duración, se asegure este cierre mediante una abrazadera metálica montada sobre los anillos de goma u “O-ring”.

Una vez montada la probeta, se coloca un cilindro de acrílico transparente, de Luxite o de acrílico, de aproximadamente 6 mm de espesor, sobre el que se apoya la tapa de la cámara, que en su parte central tiene montado un pistón de acero lapidado que se desplaza sobre bujes, comúnmente de teflón, que prácticamente no generan esfuerzos de rozamiento al desplazamiento del mismo, y a su vez, aseguran un cierre hermético de la cámara.

Esta tapa se fija mediante cuatro (4) varillas enroscadas a la base de la cámara y en forma exterior al tubo de acrílico. Armada y ajustada la cámara triaxial se procede a

quitar el pistón y por dicho orificio, mediante el auxilio de un embudo se derrama líquido a su interior, a la vez que se permite que el aire que es desplazado se escurra por la válvula de drenaje superior.

Es común utilizar glicerina o simplemente agua para esta operación, es posible también utilizar aire, pero como veremos más adelante, este fluido posteriormente debe ser sometido a presión lo que hace que sea más segura y más sencilla la utilización de agua.

Cuando notamos que la totalidad de las burbujas de aire han sido expulsadas, volvemos a colocar el pistón haciéndolo apoyar en la muela semiesférica que posee el cabezal superior. Tenemos ahora armada la cámara triaxial, con la probeta a ensayar montada en su interior; veamos entonces como aplicamos los esfuerzos.

En todo tipo de ensayo triaxial tenemos, durante su ejecución, dos etapas bien diferenciadas:

**1° Etapa:** consiste en la aplicación de una presión hidrostática (igual en todas direcciones) y que logramos mediante la inyección de líquido a presión a través de la llave (A) de la fig. 42, la que mide la presión del mismo en el manómetro. Esta tensión, aplicada sobre toda la superficie de la probeta, que se conoce con el nombre de Tensión Confinante, es similar a la esquematizada en la fig.42, a la derecha con la denominación de  $\sigma_3 = \sigma_2$  por lo tanto, no hay tensión intermedia o mejor dicho, la tensión principal intermedia ( $\sigma_2$ ), coincide con la tensión principal mínima ( $\sigma_3$ ). Lógicamente que en esta primera etapa también la tensión principal máxima coincide con la tensión principal menor y que la carga es hidrostática.

**2° Etapa** aplicamos por intermedio del pistón de la cámara triaxial un esfuerzo vertical que se distribuye a toda el área de la probeta y que se conoce con el nombre de Tensión Desviante. Esta tensión desviante  $\sigma$ , sale de dividir el esfuerzo  $Q$  que se transmite a través del pistón por área de la probeta  $A$ .

$$\sigma = Q / A$$

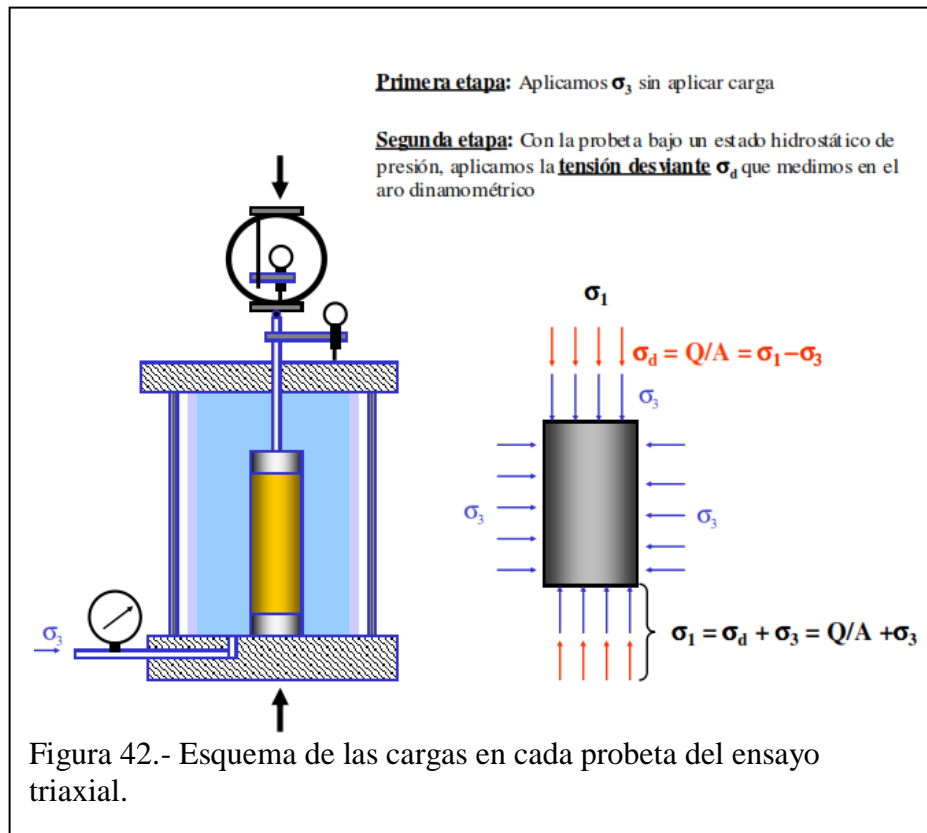
La tensión principal mayor  $\sigma_1$  estará compuesta por la suma de la tensión confinante  $\sigma_3$  aplicada en la 1° etapa y la tensión desviante  $\sigma_d$ , aplicada en la segunda, por lo tanto:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$$

Con lo cuál la tensión desviante será:

$$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$$

Una vez armada la cámara triaxial, la misma debe montarse en el marco de carga que puede ser de deformación controlada o de carga controlada. En el marco de carga de deformación controlada se aplica, como su nombre lo indica, una deformación constante a la probeta y se mide en un anillo dinamométrico la fuerza  $Q$  que desarrolla la probeta para oponerse a la deformación.



Fuente: “Apuntes de resistencia al corte – Universidad Nacional de la Plata(1987) – LEONI AUGUSTO

En la Fig. 42 se muestra un esquema de este tipo de marco de carga, que no es otra cosa, que una prensa de accionamiento mecánico o manual que permite que el plato inferior se mueva en sentido vertical y que el pistón de la cámara triaxial reaccione contra el aro dinamo métrico montado en la parte superior de la prensa.

Estos aros dinamo métricos son intercambiables y cada uno tiene un rango de carga dado por el fabricante, dentro del cual se comportan como perfectamente elástico, es decir que si medimos su deformación, para un esfuerzo dado y la multiplicamos por la constante elástica que nos indica el fabricante, podemos conocer la carga Q en kg que estamos ejerciendo contra el aro y por ende sobre la probeta.

Hoy ya prácticamente en los laboratorios, los aros dinamométricos han dejado su lugar a las celdas de carga, que nos dan en forma digital y en tiempo real, la carga a la que está siendo sometida.

La velocidad de deformación de la prensa se puede variar a voluntad y cubre un rango muy amplio de velocidades que van desde los 500  $\mu$ /min a los 2  $\mu$ /min.

Tanto la deformación del aro dinamométrico, como la que sufre la probeta al ser sometida a los esfuerzos de la tensión desviante, se miden con el auxilio de Comparadores o Flexímetros de gran sensibilidad, que consta esencialmente de una aguja que recorre un cuadrante de 100 divisiones cuando el extremo del comparador sufre una deformación de 1 mm, lo cual nos permite obtener como lectura directa un desplazamiento de 0,01 mm

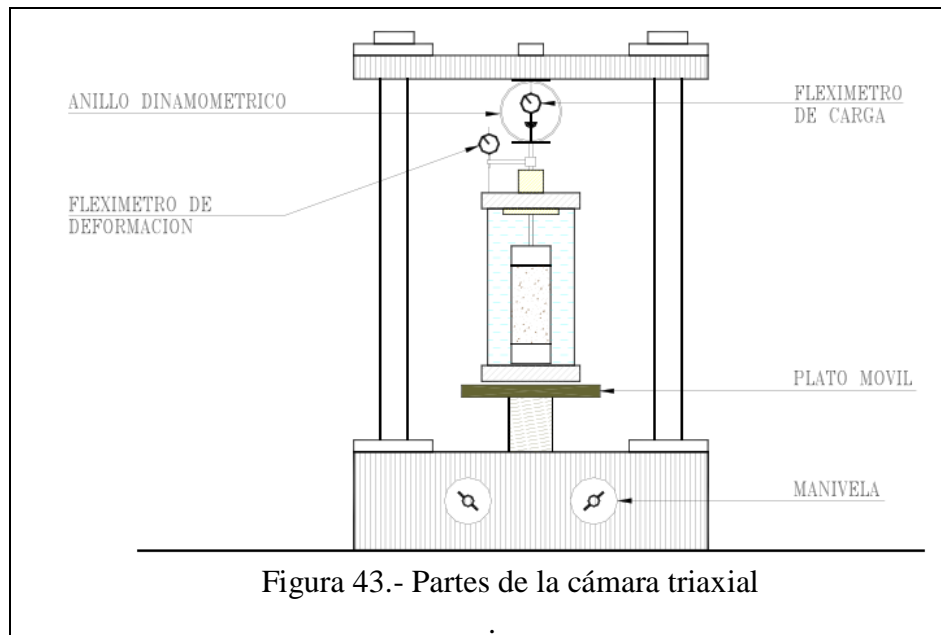


Figura 43.- Partes de la cámara triaxial

Fuente: “Apuntes de resistencia al corte – Universidad Nacional de la Plata(1987) – LEONI AUGUSTO

Para medir la deformación que sufre la probeta, fijamos un comparador al pistón de la cámara triaxial de tal forma que el extremo del mismo reaccione contra la tapa de la cámara, que es un punto fijo del sistema.

Por último debemos decir que para evitar fuerzas horizontales que podrían generar esfuerzos de flexión sobre el pistón por alguna pequeña excentricidad, es conveniente colocar una bolilla de acero entre el pistón y el aro dinámico.

El marco de carga controlada, como su nombre lo indica, aplica en forma directa mediante pesas, o mediante pesas y brazos de palanca, una carga constante sobre el pistón de la cámara triaxial y luego se miden las deformaciones de la probeta hasta que las mismas se detengan para volver a aplicar otro escalón de carga que se suma al ya aplicado y que genera, por lo tanto, mas deformaciones de la probeta.

Siguiendo este esquema, se alcanza la rotura de la probeta. Estos marcos de carga controlada no tienen en la actualidad gran utilidad y se usan en algunos estudios, o para investigar los fenómenos del CREEP.

- Preparación de probetas

Para la ejecución de los ensayos triaxiales, un paso muy importante es la obtención de las muestras representativas, para la ejecución del ensayo. Estas muestras pueden ser tomadas desde distintos tipos de muestras inalteradas que pueden ser muestras “tipo bloque” recuperadas de calicatas, o muestras inalteradas obtenidas de perforaciones con sacamuestras especiales: “tubos tipo shelby” . En la foto que se adjunta, se muestra una: “muestra tipo bloque”, desde la que se procede a recortar un prisma para ser colocados en un torno especial que se utiliza en el laboratorio para tallar la probeta cilíndrica a ser ensayada.

Este torno tiene dos cabezales móviles del diámetro de la probeta a tallar, que se pueden ajustar mediante un tornillo roscado sobre el prisma, tal como se muestra en las fotografías adjuntas.

A continuación, se procede a recortar los excesos de material siguiendo con una regla metálica afilada sobre uno de sus lados, las generatrices de la futura muestra cilíndrica que se intenta tallar.



Figura 44.- Tallado de muestras para obtención de probetas de ensayo – LABORATORIO - ZITROCI

Este proceso de recorte del material excedente, se continúa hasta lograr que la muestra quede perfectamente cilíndrica. Luego se retira del torno aflojando los cabezales y se empareja la cara superior e inferior de manera que queden lo más paralelas posible.

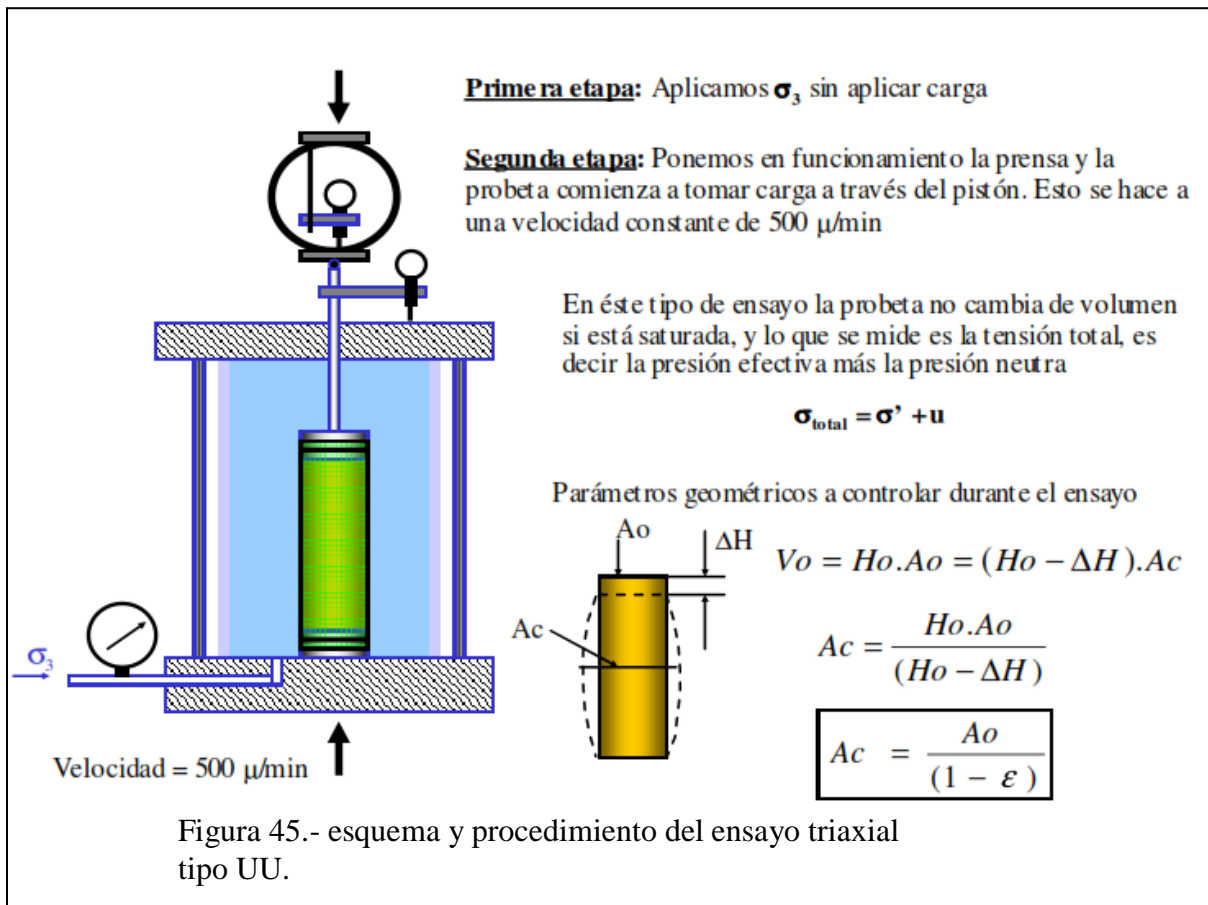
A continuación, la muestra se mide, se pesa y se monta en la cámara de ensayo triaxial, con los aditamentos necesarios de acuerdo a la característica del ensayo que se piensa realizar. Veremos más adelante que en ciertos ensayos será necesario colocar piedras porosas en ambos cabezales y un papel de filtro especialmente recortado en el perímetro de



la misma, para favorecer el drenaje de la muestra durante la ejecución del ensayo. Finalmente se colocan los cabezales metálicos, que servirán para transmitir la tensión desviante sobre la probeta.

- Ensayo triaxial no consolidado, no drenado, Rápido UU ASTM 2850

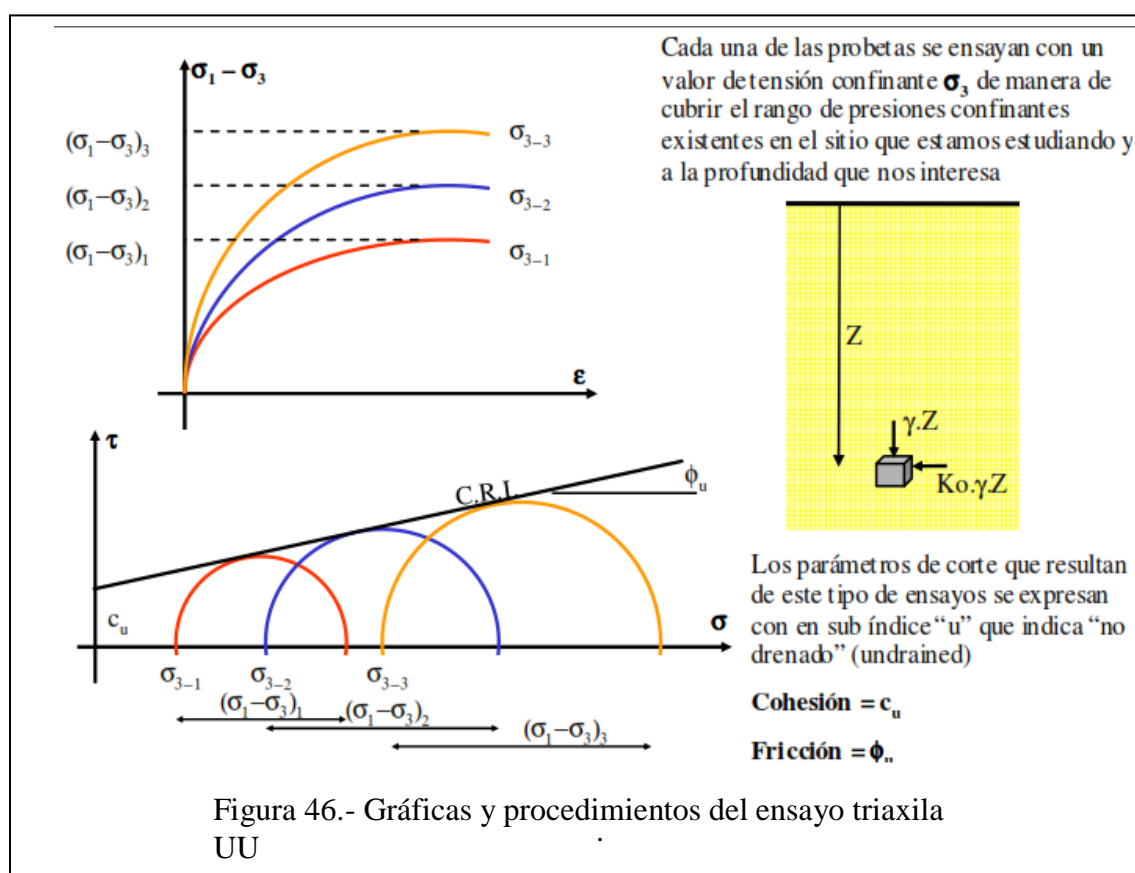
En este tipo de ensayo, como su nombre lo indica, no se permite el drenaje de la probeta en ninguna de las dos etapas, por lo tanto la rotura de la misma, se puede alcanzar en un tiempo relativamente rápido.



Fuente: "Apuntes de resistencia al corte – Universidad Nacional de la Plata(1987) – LEONI AUGUSTO

Operando de esta forma, con tres o más probetas representativas del suelo investigado a las que aplicamos presiones de confinamiento distintas ( $\sigma$ ), podemos determinar, en la rotura, la tensión desviante máxima ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) para cada valor de  $\sigma_3$ ; lo cual nos permite trazar tantos círculos de Mohr como probeta hayamos ensayado: Fig. 46.

Y a partir de ellos obtener los parámetros de corte, para condiciones de drenaje impedidos que se identifican como  $c_u$  y  $\phi_u$ .

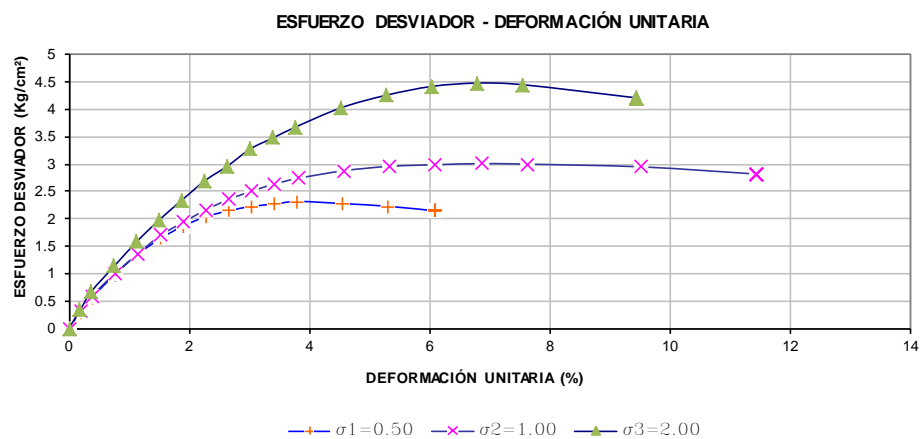


Fuente: "Apuntes de resistencia al corte – Universidad Nacional de la Plata(1987) – LEONI AUGUSTO

El formato a utilizarse para el ensayo de compresión no drenada o no consolidada triaxial UU con toda la información necesaria para la determinación de los parámetros de resistencia al corte de un suelo, se muestra a continuación:

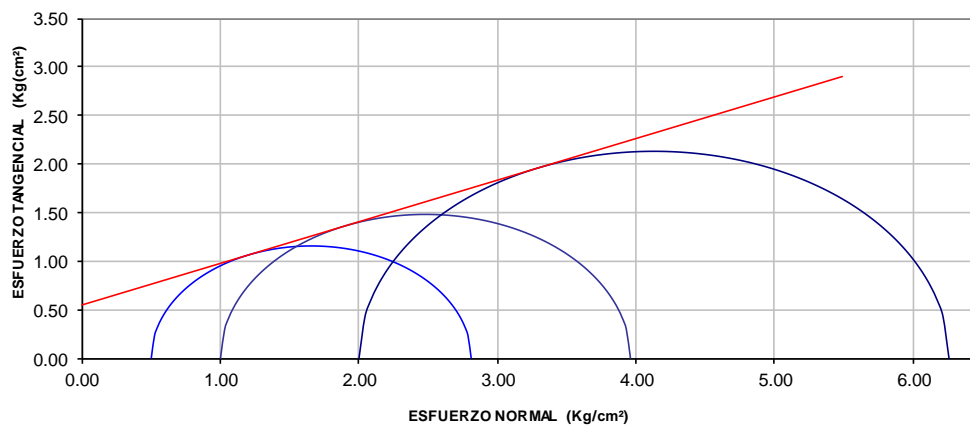
	<b>ENSAYO TRIAXIAL UU</b>	ASTM D 2850
	PROYECTO:	SONDEO
	PROVINCIA:	
	CIUDAD:	
UBICACIÓN:		
FECHA:		PROF.

## RESULTADOS



PROBETA	$\sigma$ DESVIADOR (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_3$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	2.31	0.50	2.81	1.155	1.655
2	2.96	1.00	3.96	1.480	2.480
3	4.26	2.00	6.26	2.130	4.130

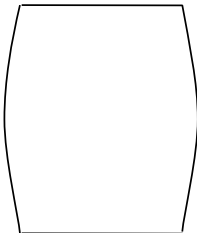
## CÍRCULOS DE MOHR

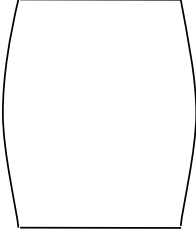


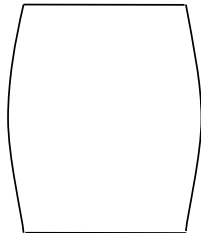
## RESULTADOS

HUMEDAD :	17.09	%
PESO UNITARIO :	1.62	(g/cm <sup>3</sup> )
ANGULO DE FRICCIÓN $\phi$ :	23.2	°
COHESIÓN c :	5.50	(Ton/m <sup>2</sup> )

		<b>ENSAYO TRIAXIAL UU</b>						ASTM D 2850		
		PROYECTO: PROVINCIA: CIUDAD: UBICACIÓN: FECHA:						SONDEO		
								PROF.		
<b>DATOS GENERALES DE LAS PROBETAS</b>										
<b>DIMENSIONES</b>										
<b>PROBETAS</b>		<b>1</b>			<b>2</b>			<b>3</b>		
<b>DIÁMETROS (cm)</b>	S - M - I	Superior	Medio	Inferior	Superior	Medio	Inferior	Superior	Medio	Inferior
		3.52	3.52	3.53	3.66	3.56	3.60	3.65	3.61	3.56
	PROMED.	3.52			3.58			3.61		
<b>ALTURA (cm)</b>		6.68			6.66			6.72		
<b>ÁREAS (cm<sup>2</sup>)</b>	S - M - I	9.73	9.73	9.79	10.52	9.95	10.18	10.46	10.24	9.95
	PROMED.	9.73			10.07			10.24		
<b>VOLUMEN (cm<sup>3</sup>)</b>		65.00			67.07			68.81		
<b>PESO (g)</b>		106.94			108.42			109.22		
<b>CONTENIDO DE AGUA</b>										
<b>Cápsula + Suelo húmedo (g)</b>	81.51			76.76			81.16			
<b>Cápsula + suelo seco (g)</b>	72.30			68.09			72.18			
<b>Peso cápsula (g)</b>	18.57			16.40			20.41			
<b>Contenido de agua w (%)</b>	17.14			16.77			17.35			
<b>PESOS UNITARIOS</b>										
<b>HÚMEDO <math>\gamma</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	1.65			1.62			1.59			
<b>SECO <math>\gamma_d</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	1.41			1.39			1.35			
<b>DE SÓLIDOS <math>G_s</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>										
<b>RELACIONES FUNDAMENTALES</b>										
<b>RELACION DE VACIOS <math>e</math></b>										
<b>SATURACIÓN <math>S</math> (%)</b>										

			<b>ENSAYO TRIAXIAL UU</b>		ASTM D 2850	
					SONDEO	
PROYECTO:						
PROVINCIA:						
CIUDAD:						
UBICACIÓN:						
FECHA:					PROF.	
<b>PROBETA 1</b>						
Constante de anillo de prueba :			0.1120			
Presión de confinamiento (Kg/cm <sup>2</sup> ) :			0.50			
DEFORMACION VERTICAL		AREA CORREGIDA A <sub>o</sub> / (1-ε)	CARGA		ESFUERZO DESVIADOR (Kg/cm <sup>2</sup> )	
DIAL DEFORMACION 0.001 "	DEFORMACION UNITARIA ε = ΔH/H		DIAL CARGA 0.0001 "	CARGA (Kg)		
0	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	
5	0.190	9.75	26.00	2.91	0.30	
10	0.380	9.77	49.00	5.49	0.56	
20	0.760	9.80	86.00	9.63	0.98	
30	1.141	9.84	119.00	13.33	1.35	
40	1.521	9.88	145.00	16.24	1.64	
50	1.901	9.92	166.00	18.59	1.87	
60	2.281	9.96	181.00	20.27	2.04	
70	2.662	10.00	192.00	21.50	2.15	
80	3.042	10.04	200.00	22.40	2.23	
90	3.422	10.07	204.00	22.85	2.27	
100	3.802	10.11	209.00	23.41	2.32	
120	4.563	10.20	208.00	23.30	2.28	
140	5.323	10.28	205.00	22.96	2.23	
160	6.084	10.36	199.00	22.29	2.15	
			<b>MUESTRA ENSAYADA</b>			
						
			ESFUERZO DESVIADOR σ (Kg/cm <sup>2</sup> ) = 2.31			
			PRESION DE CONFINAMIENTO σ <sub>3</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )= 0.50			

			<b>ENSAYO TRIAXIAL UU</b>		ASTM D 2850	
					SONDEO	
PROYECTO:						
PROVINCIA:						
CIUDAD:						
UBICACIÓN:						
FECHA:			PROF.			
<b>PROBETA 2</b>						
Constante de anillo de prueba :			0.1120			
Presión de confinamiento (Kg/cm <sup>2</sup> ) :			<b>1.00</b>			
DEFORMACION VERTICAL		AREA CORREGIDA A <sub>o</sub> / (1-ε)	CARGA		ESFUERZO DESVIADOR (Kg/cm <sup>2</sup> )	
DIAL DEFORMACION 0.001 "	DEFORMACION UNITARIA ε = ΔH/H		DIAL CARGA 0.0001"	CARGA (Kg)		
0	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	
5	0.191	10.09	28.00	3.14	0.31	
10	0.381	10.11	53.00	5.94	0.59	
20	0.763	10.15	91.00	10.19	1.00	
30	1.144	10.19	124.00	13.89	1.36	
40	1.526	10.23	155.00	17.36	1.70	
50	1.907	10.27	178.00	19.94	1.94	
60	2.288	10.31	200.00	22.40	2.17	
70	2.670	10.35	218.00	24.42	2.36	
80	3.051	10.39	233.00	26.10	2.51	
90	3.432	10.43	246.00	27.55	2.64	
100	3.814	10.47	256.00	28.67	2.74	
120	4.577	10.55	271.00	30.35	2.88	
140	5.339	10.64	281.00	31.47	2.96	
160	6.102	10.72	286.00	32.03	2.99	
180	6.865	10.81	291.00	32.59	3.01	
200	7.628	10.90	292.00	32.70	3.00	
250	9.535	11.13	293.00	32.82	2.95	
300	11.441	11.37	286.00	32.03	2.82	
			<b>MUESTRA ENSAYADA</b>			
						
			ESFUERZO DESVIADOR σ (Kg/cm <sup>2</sup> ) = 2.96			
			PRESION DE CONFINAMIENTO σ <sub>3</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )= 1.00			

			<b>ENSAYO TRIAXIAL UU</b>		ASTM D 2850
					SONDEO
PROYECTO:			PROVINCIA:		
CIUDAD:			UBICACIÓN:		
FECHA:			FECHA:		
			PROF.		
<b>PROBETA 3</b>					
Constante de anillo de prueba :			0.1120		
Presión de confinamiento (Kg/cm <sup>2</sup> ) :			<b>2.00</b>		
DEFORMACION VERTICAL		AREA CORREGIDA A <sub>0</sub> / (1-ε)	CARGA		ESFUERZO DESVIADOR (Kg/cm <sup>2</sup> )
DIAL DEFORMACION 0.001 "	DEFORMACION UNITARIA ε = ΔH/H		DIAL CARGA 0.0001"	CARGA (Kg)	
0	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.189	10.26	31.00	3.47	0.34
10	0.378	10.28	62.00	6.94	0.68
20	0.756	10.32	105.00	11.76	1.14
30	1.134	10.36	147.00	16.46	1.59
40	1.512	10.40	185.00	20.72	1.99
50	1.890	10.44	219.00	24.53	2.35
60	2.268	10.48	253.00	28.34	2.70
70	2.646	10.52	279.00	31.25	2.97
80	3.024	10.56	309.00	34.61	3.28
90	3.402	10.60	329.00	36.85	3.48
100	3.780	10.64	350.00	39.20	3.68
120	4.536	10.73	386.00	43.23	4.03
140	5.292	10.81	411.00	46.03	4.26
160	6.048	10.90	430.00	48.16	4.42
180	6.804	10.99	440.00	49.28	4.48
200	7.560	11.08	440.00	49.28	4.45
250	9.449	11.31	425.00	47.60	4.21
<b>MUESTRA ENSAYADA</b>					
					
<p>Figura 47.- Formato para reporte de resultados del ensayo triaxial UU -</p> <p>ESFUERZO DESVIADOR (Kg/cm<sup>2</sup>) = 4.26</p> <p>FORMATO ZITROCI PRESION DE CONFINAMIENTO σ<sub>3</sub> (Kg/cm<sup>2</sup>) = 2.00</p>					

### **3.1.5. Trabajos de Gabinete.**

Concluidos todos los trabajos de campo (exploración y muestreo) y ensayos de laboratorio, se realiza la tercera etapa correspondiente a los trabajos de oficina, fase igual de importante que las anteriores y en la que prima los criterios de los profesionales en mecánica de suelos para interpretar los resultados obtenidos en las dos fases anteriores.

Los trabajos de oficina contemplan los siguientes pasos descritos a continuación:

1. Recopilación de toda la información de campo, exploración y muestreo.
2. Identificación de los antecedentes y características de cada proyecto.
3. Inventario y tabulación de los ensayos de laboratorio ejecutados.
4. Análisis y clasificación de los resultados, producto de los ensayos de laboratorio.
5. Determinación de los parámetros índice y geomecánicos a utilizarse en la modelación de los diferentes métodos de cálculo de estabilidad de taludes.
6. Definición de los diferentes tipos de modelos o prototipos de taludes a analizarse.
7. Aplicación y ejecución de los métodos de cálculo con la utilización de software propuesto Geoestudio - Geoslope y Plaxis.
8. Análisis y tabulación de los resultados obtenidos de las aplicaciones de los softwares escogidos para el cálculo de estabilidad de taludes.
9. Recomendaciones y conclusiones de los procesos desarrollados en la investigación.



### 3.1.5.1. Programas Computacionales para el cálculo de estabilidad de taludes.

Como se mencionó anteriormente en las etapas de los trabajos de oficina de esta investigación, se ha escogido como métodos de cálculo vía software, los siguientes programas disponibles en el mercado:

- GeoStudio 2012 (versión 7.10, Build 4143) copyright © 2008 – 2012 GEO- SLOPE International Ltda.
- PLAXIS 8.2 Professional version (Update Pack 4 (Build 811) copyright 2002Plaxis B.V.

Además, se utilizarán los métodos gráficos de cálculo de estabilidad de taludes basados en las teorías de Taylor y Jambu.

## **GEOSLOPE**

SLOPE/W de GEO-SLOPE es el software líder de análisis de estabilidad en suelos en declive para calcular el factor de seguridad de las pistas de tierra y roca. Con SLOPE/W, se puede analizar al mismo tiempo sencillos y complejos problemas para una variedad de formas de desnivel de la superficie, condiciones de presión de agua de los poros, las propiedades del suelo, métodos de análisis y condiciones de carga.

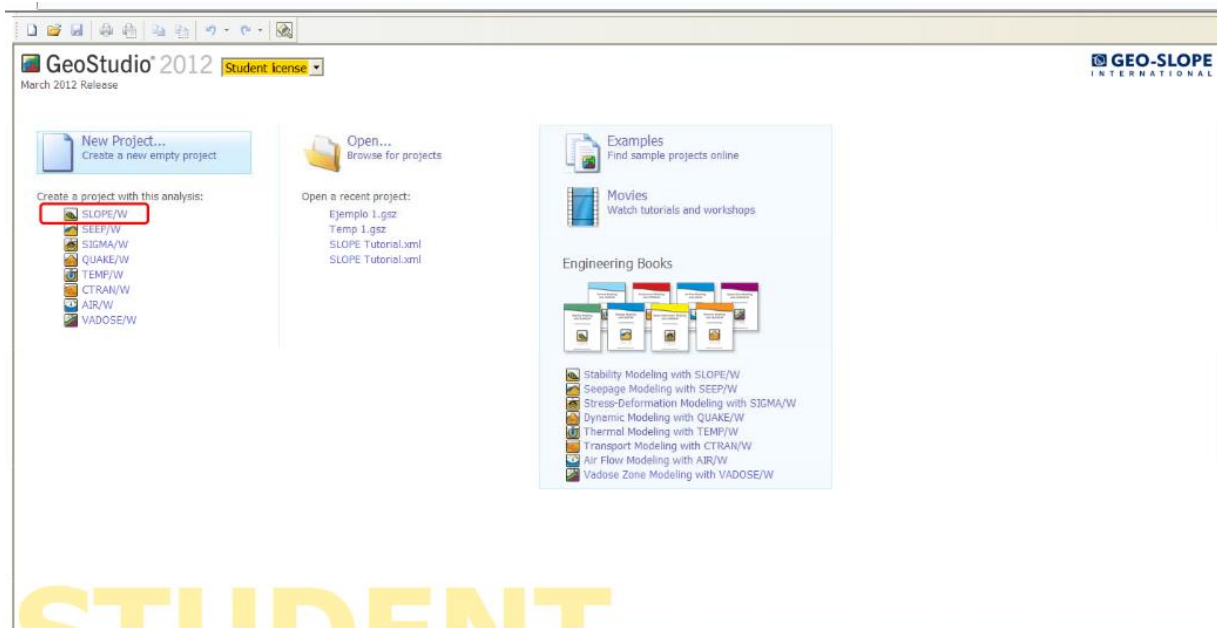
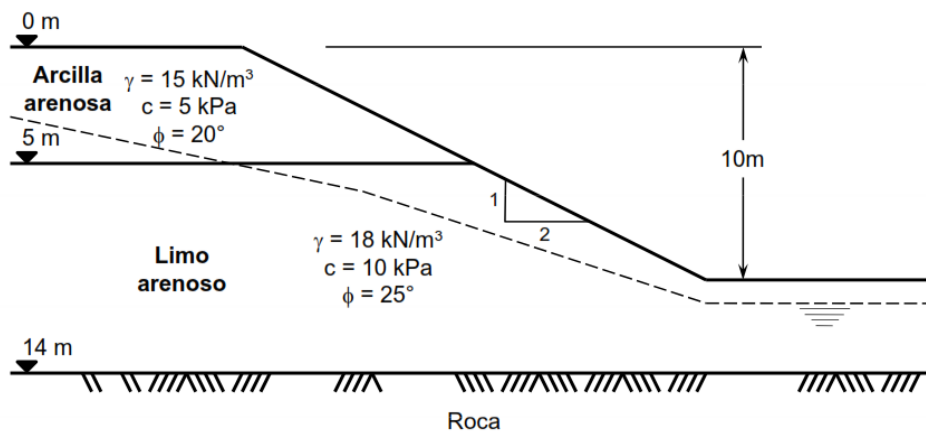
Usando equilibrio límite, SLOPE/W puede modelar los tipos de suelo heterogéneos, condiciones complejas de presión y geometría de la superficie de deslizamiento estratigráfica y variables de presión de agua en los poros, utilizando una gran variedad de tipos de suelo.

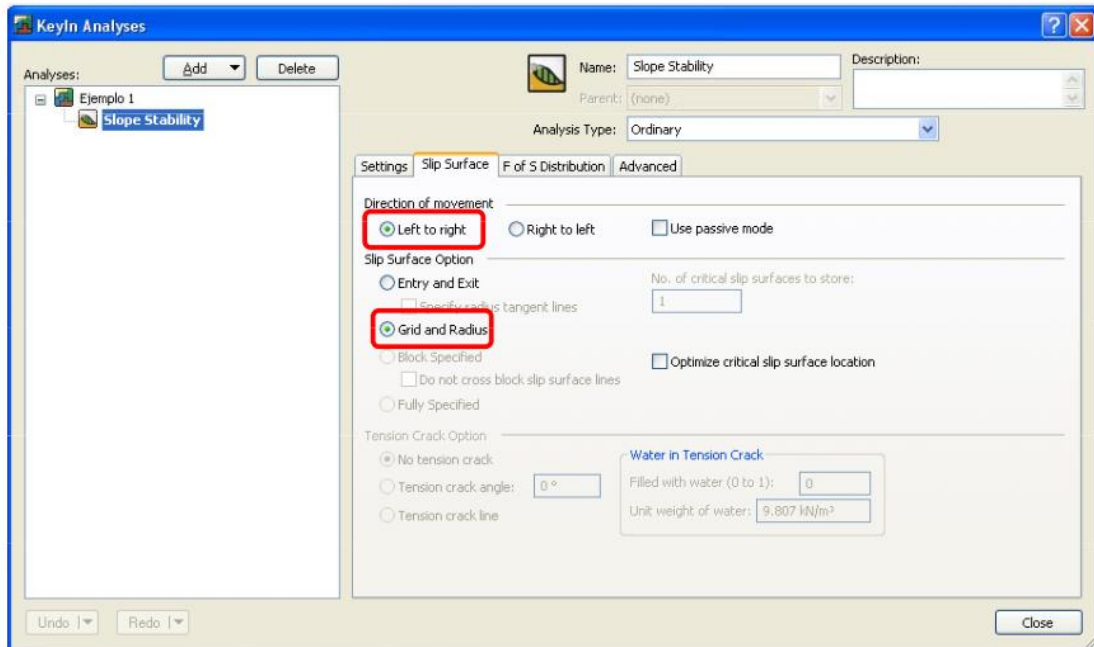
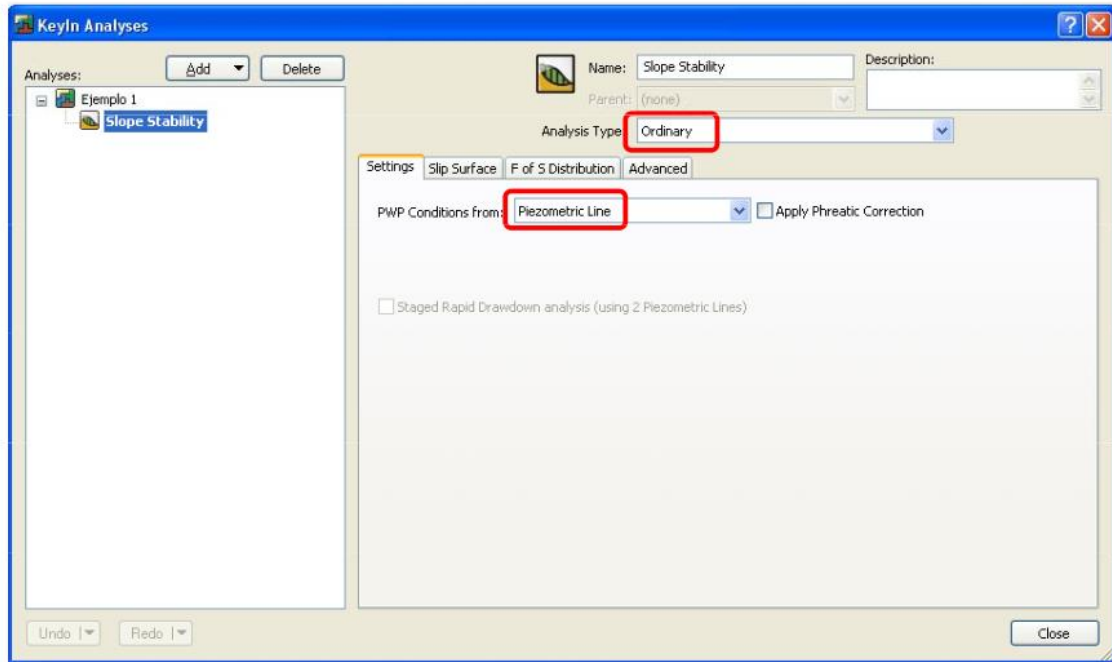
Los análisis de estabilidad de taludes pueden ser realizados utilizando los parámetros de

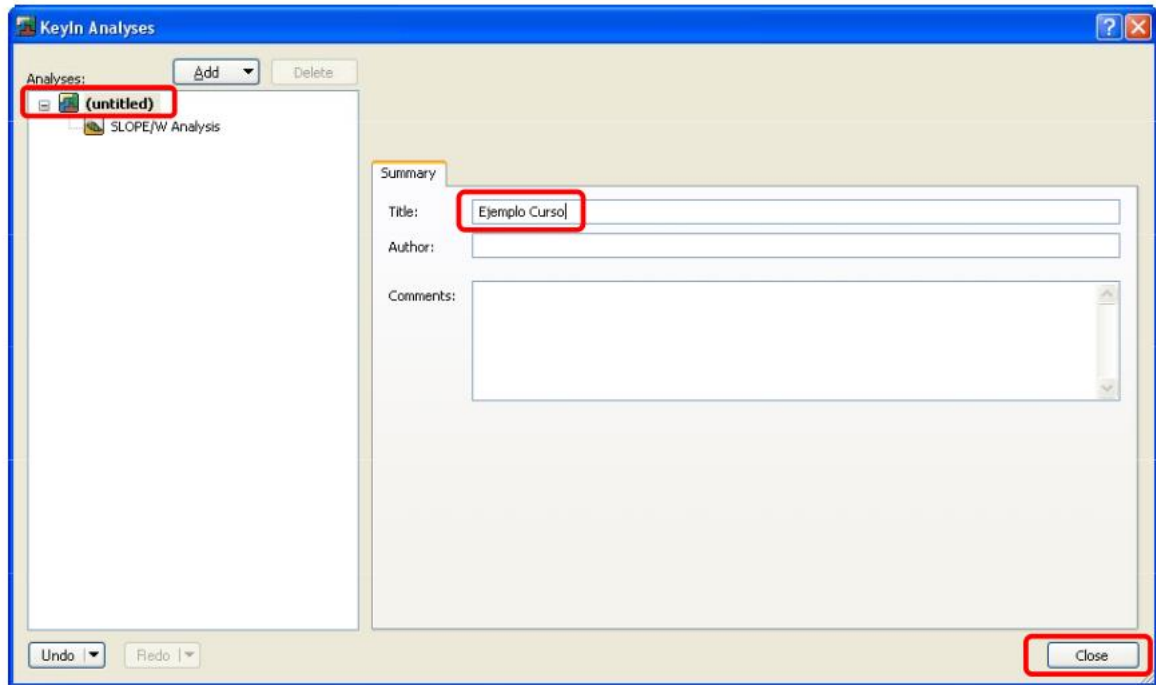
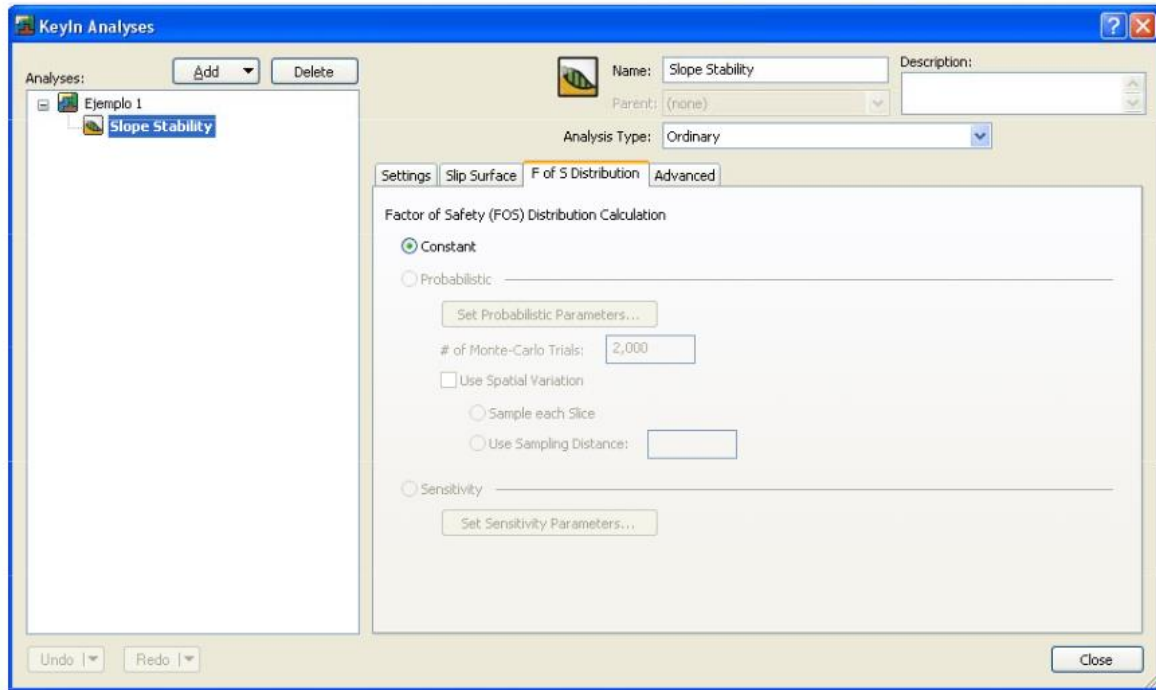
entrada determinista o probabilística. Los cálculos se destacan por un análisis de elementos finitos de estrés que pueden ser utilizados más allá de los cálculos de equilibrio límite, para el análisis de estabilidad de talud más completo disponible.

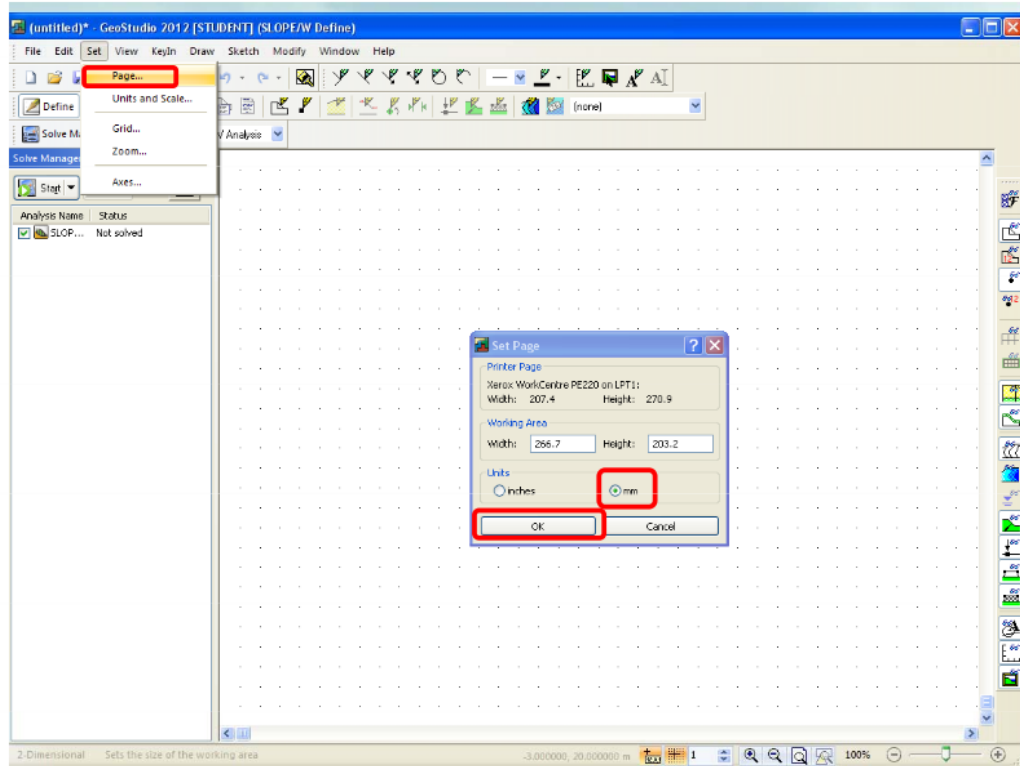
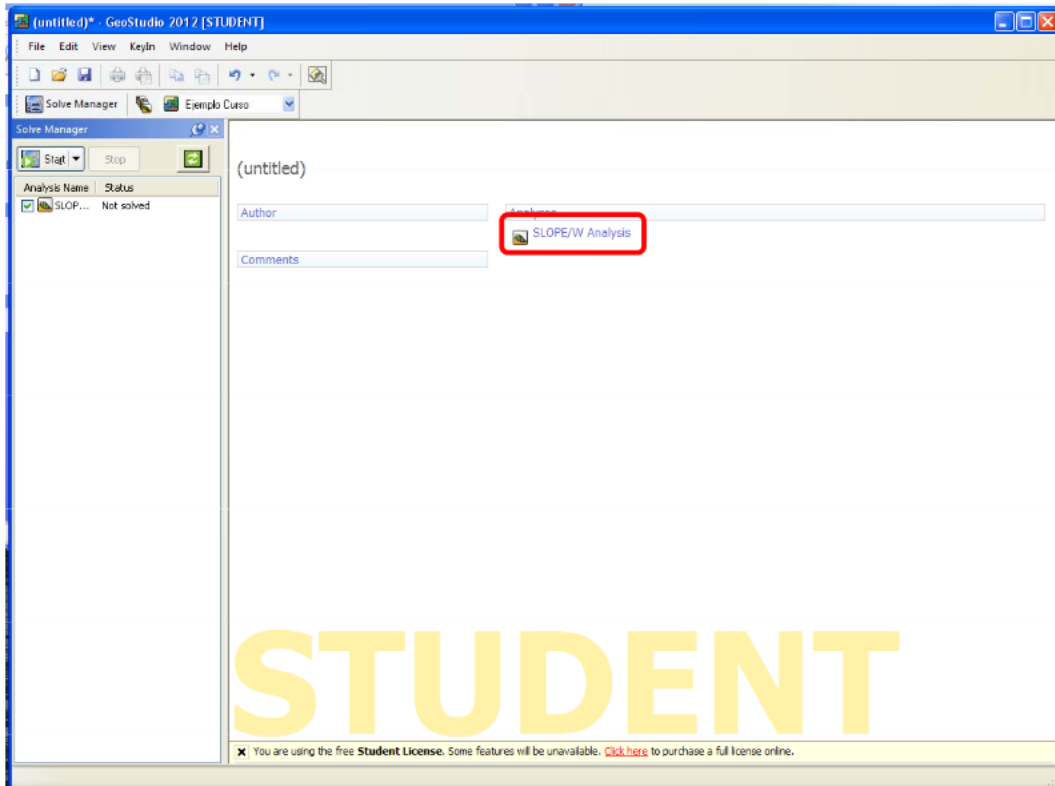
A continuación se muestra un ejemplo del análisis de estabilidad de taludes paso a paso utilizando la herramienta computacional GEO STUDIO – GEO SOLPE

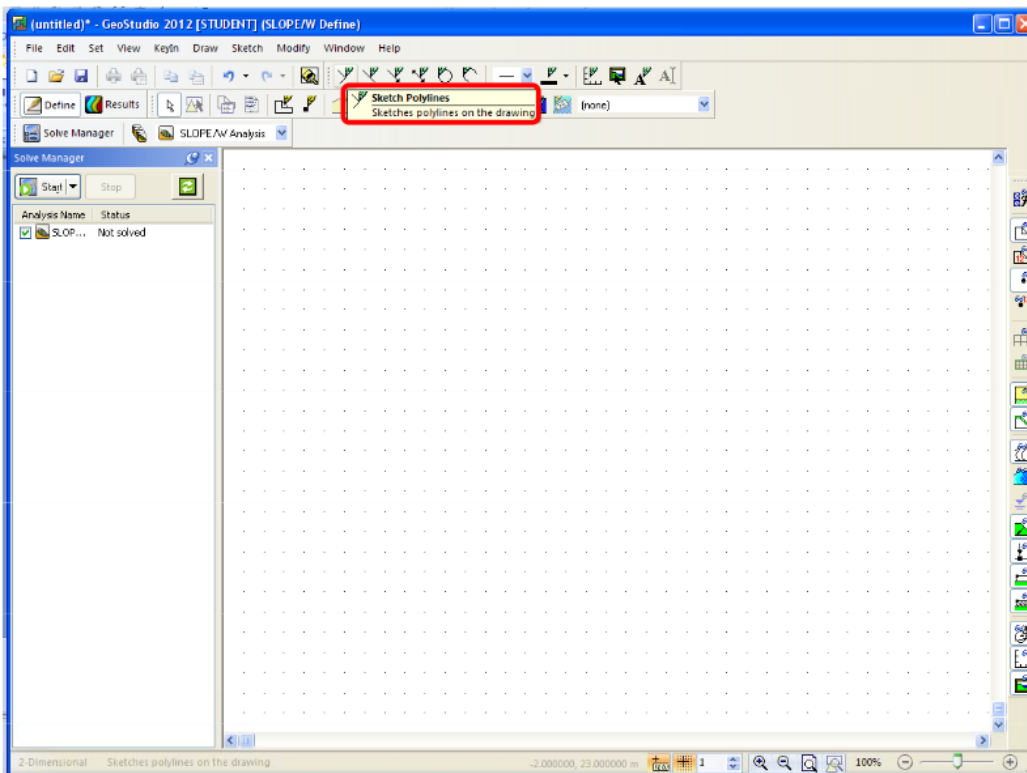
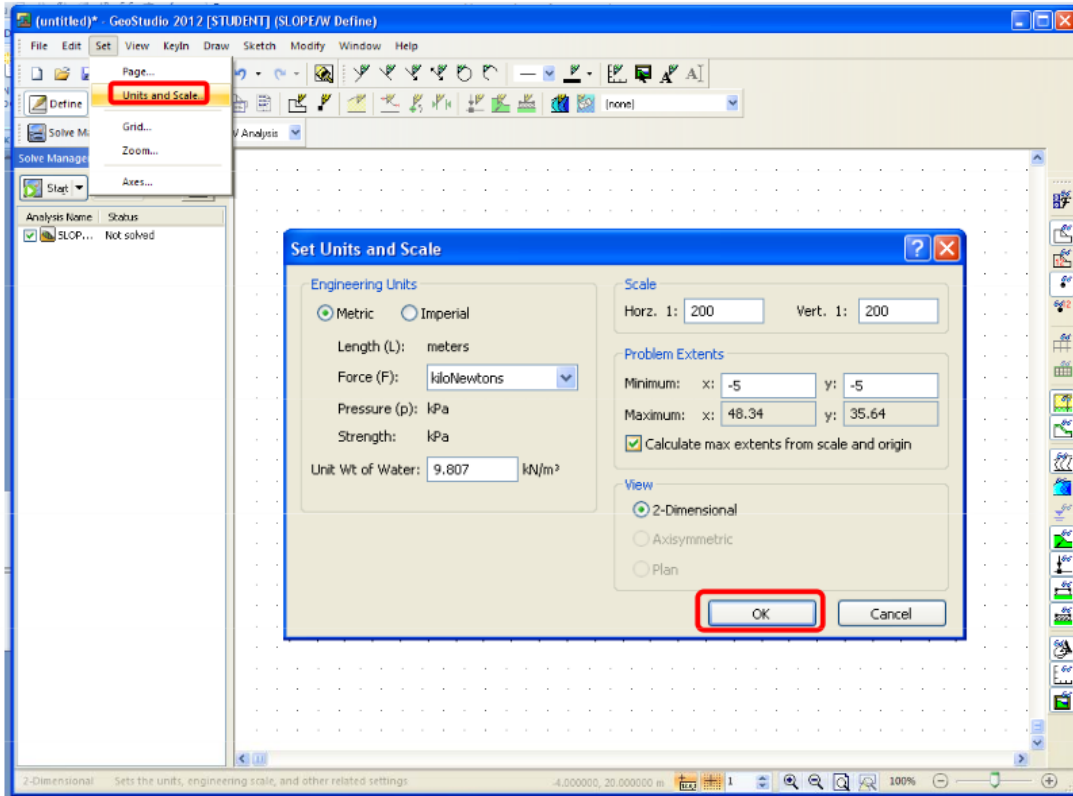
### EJEMPLO

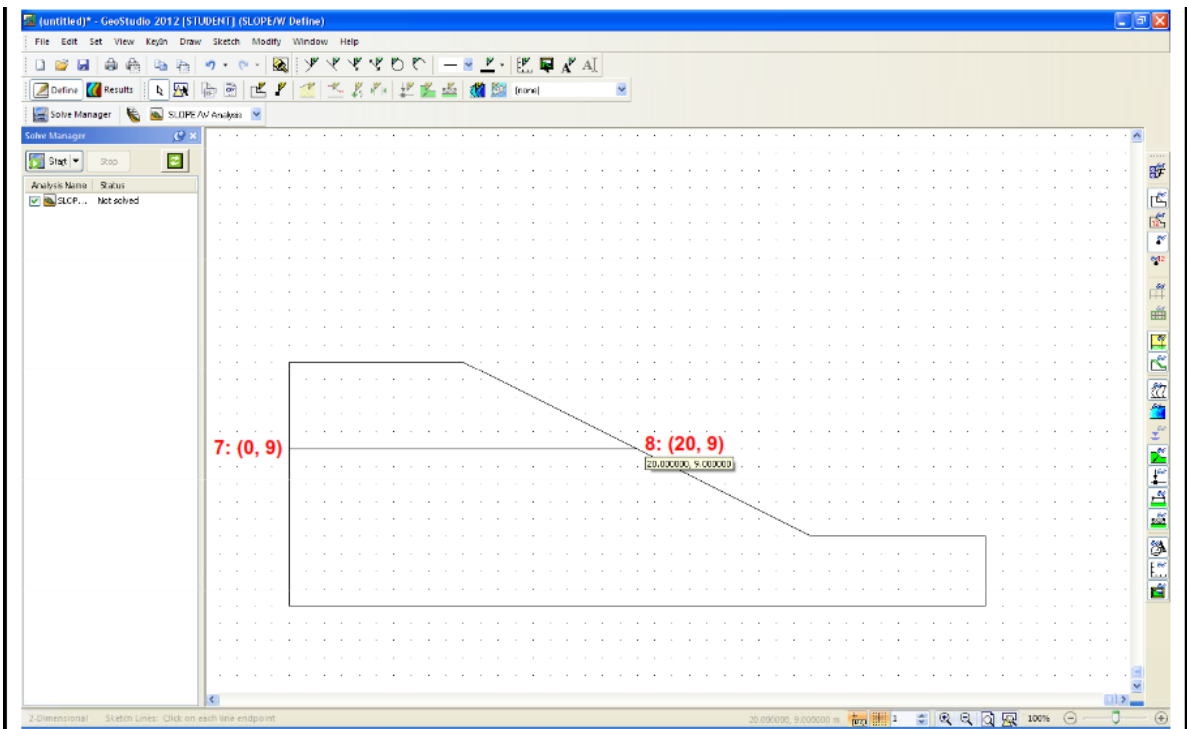
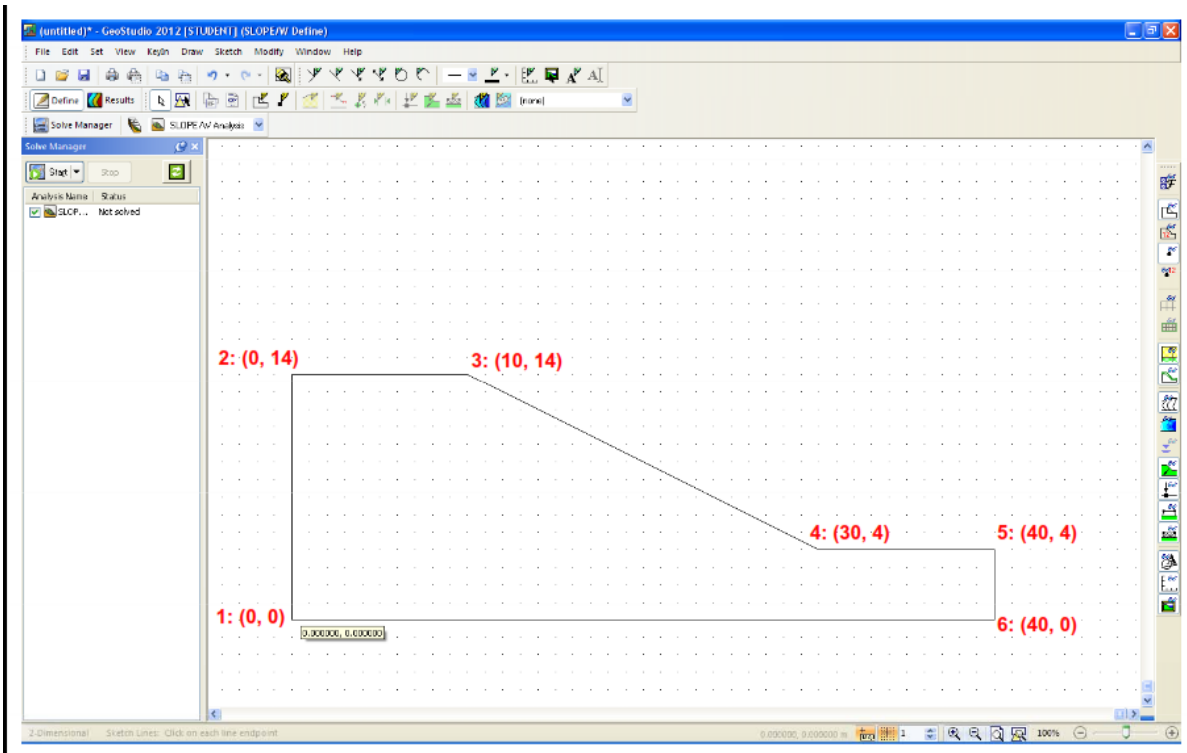


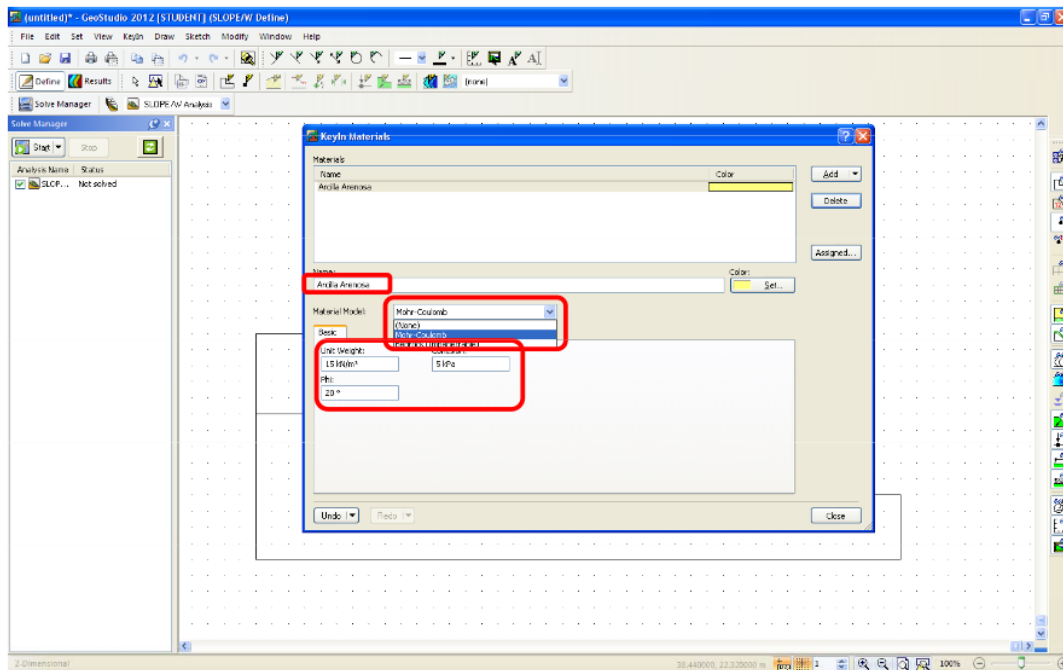
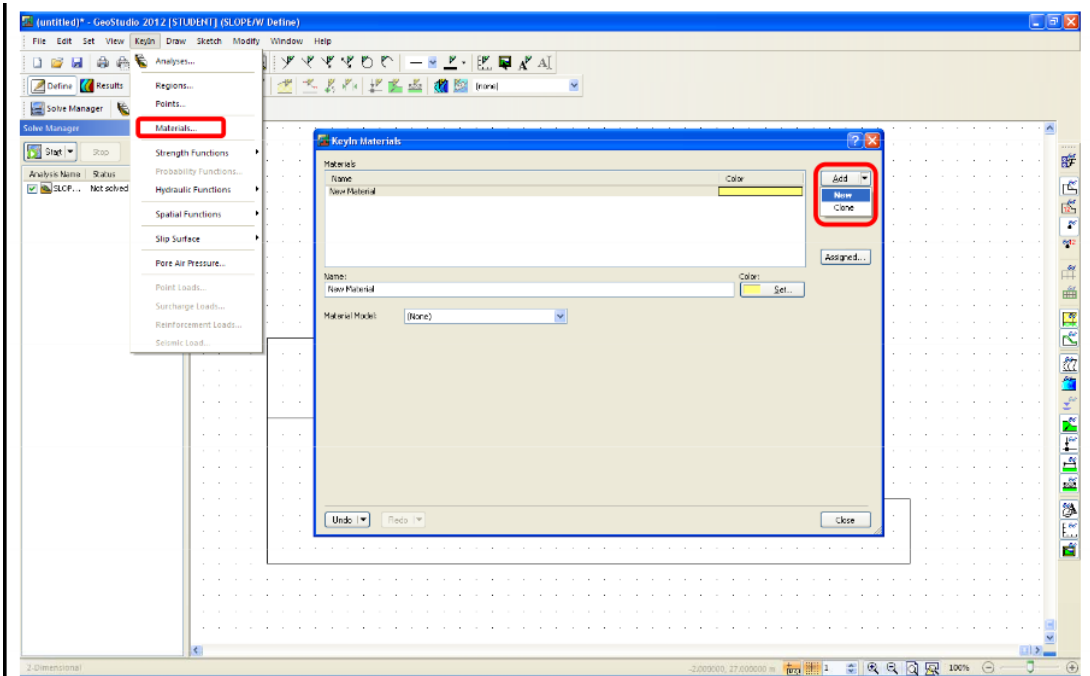




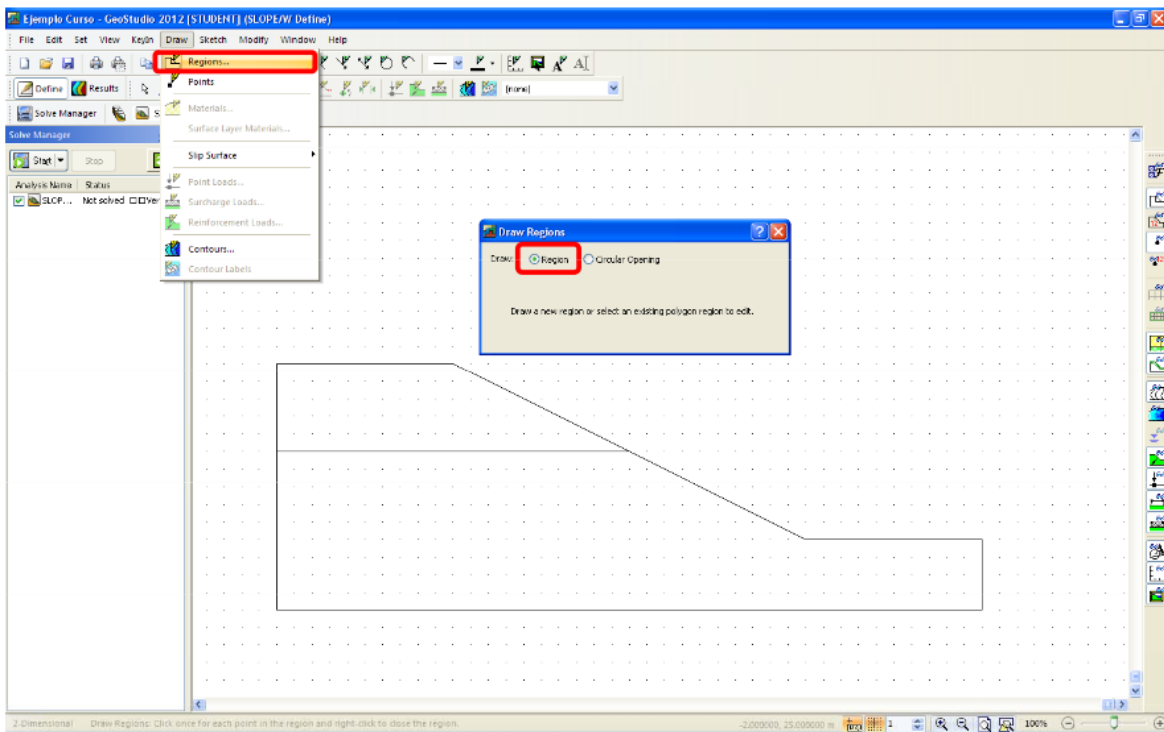
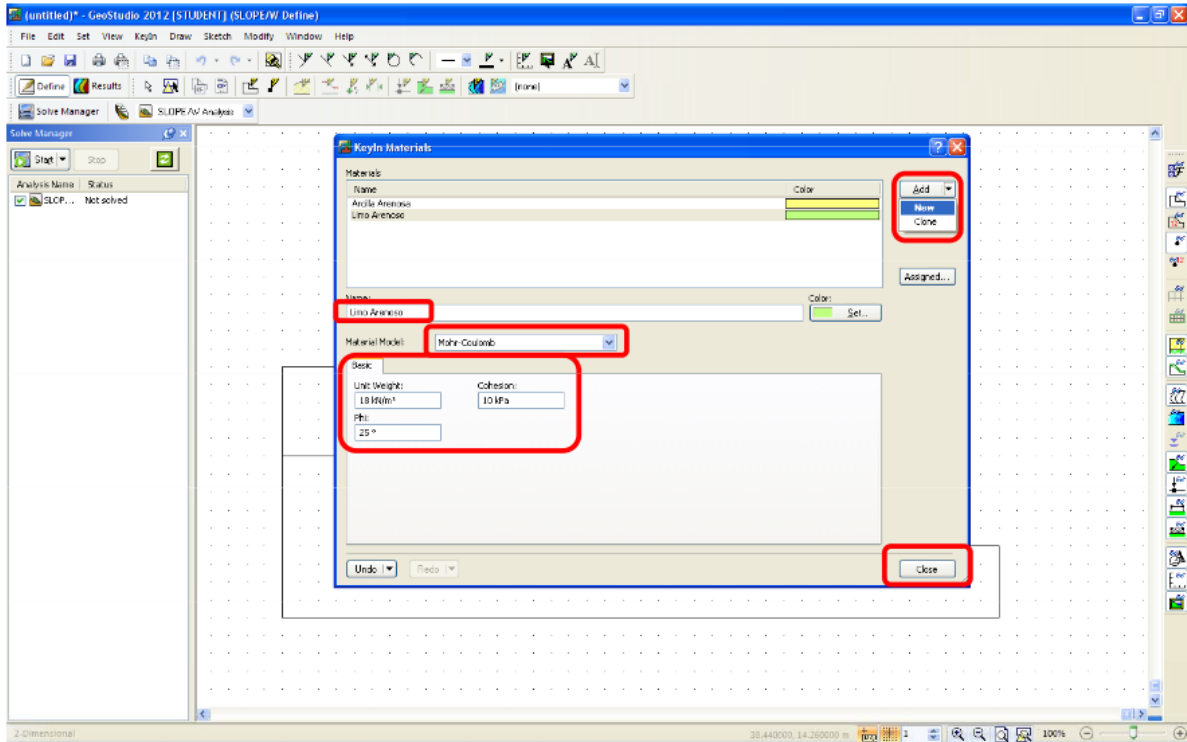


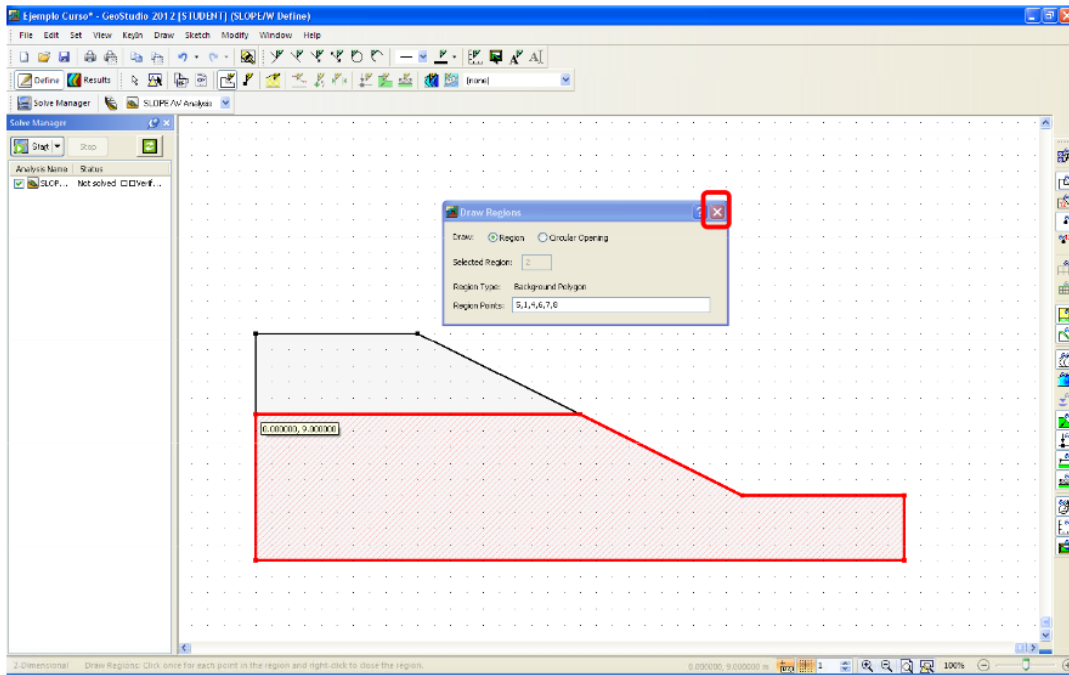
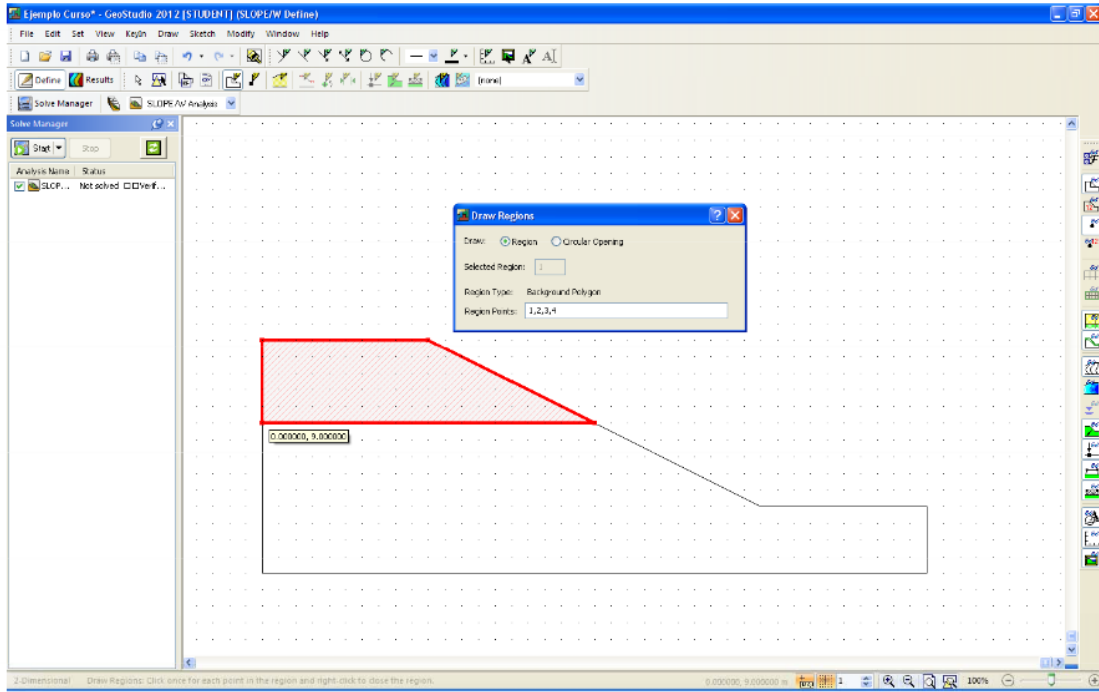


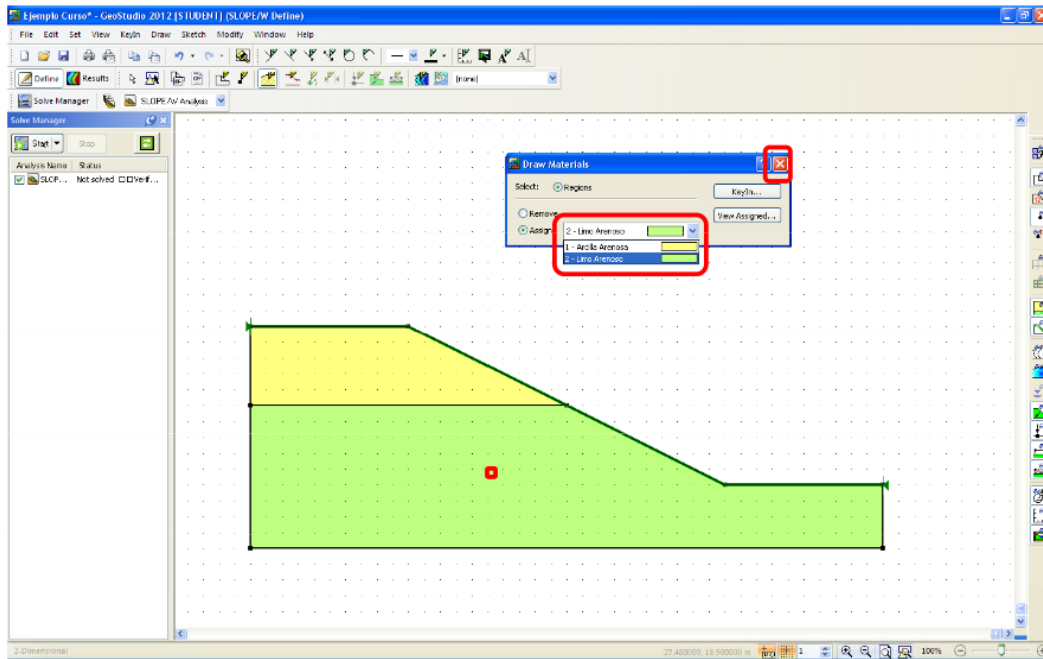
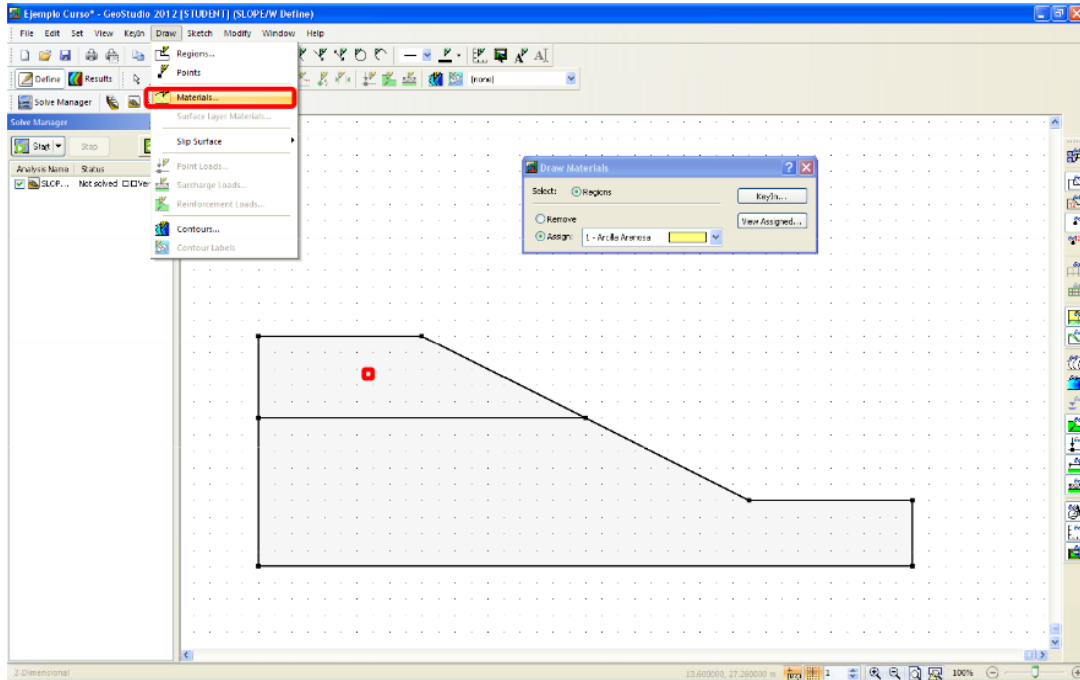


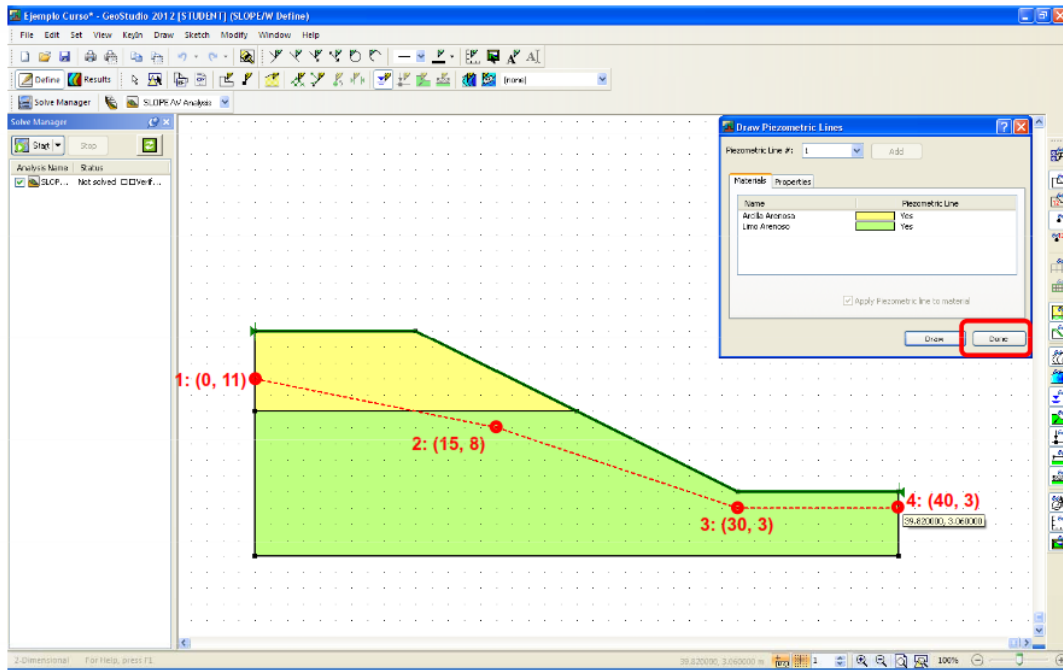
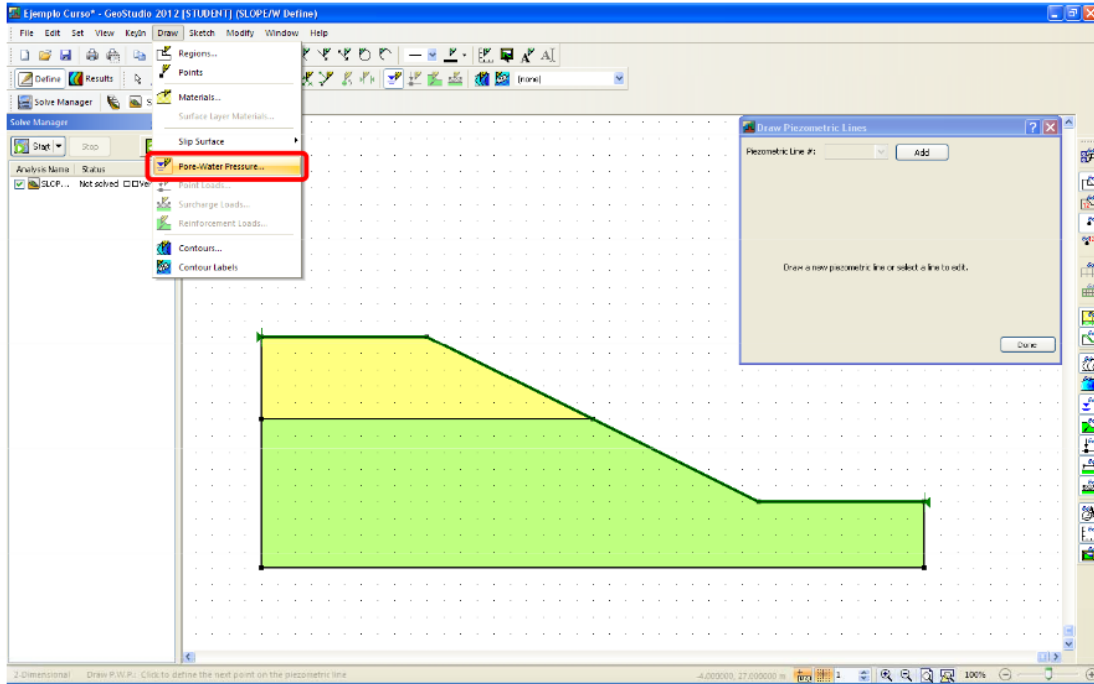


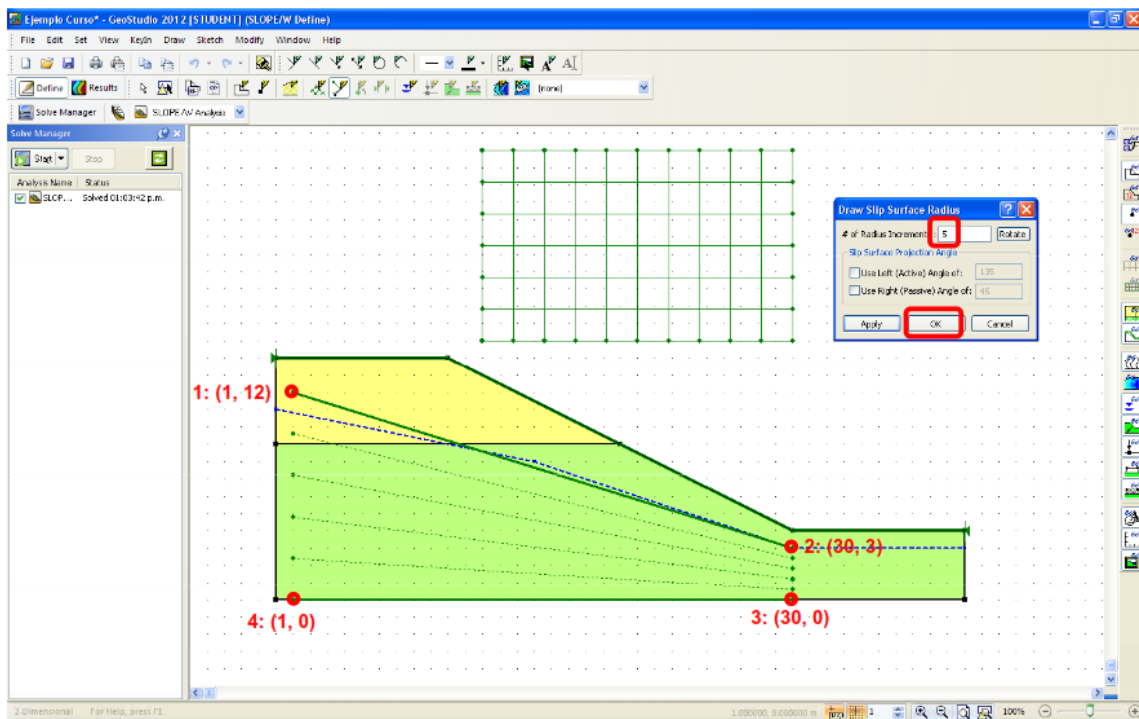
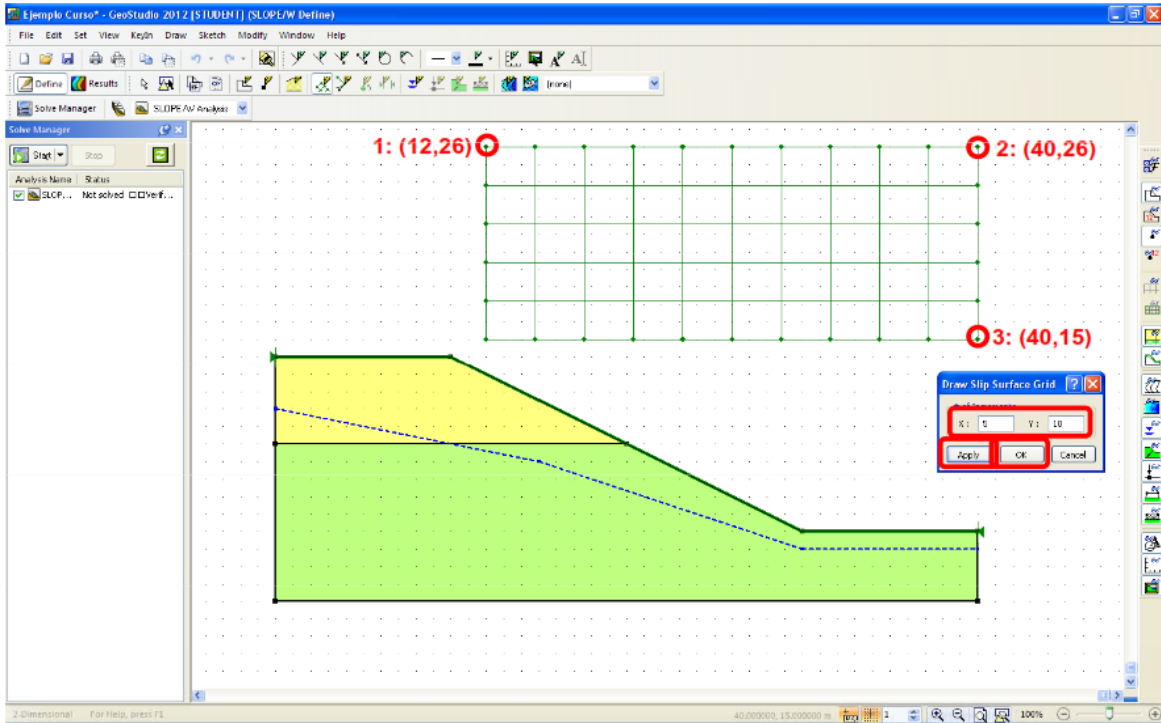


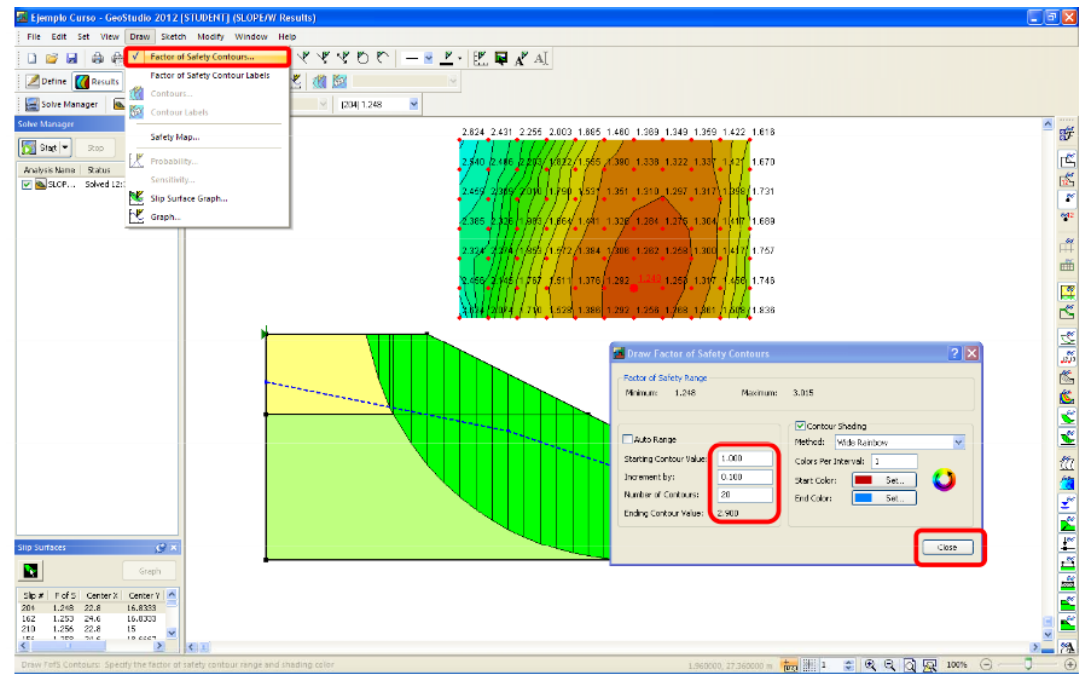
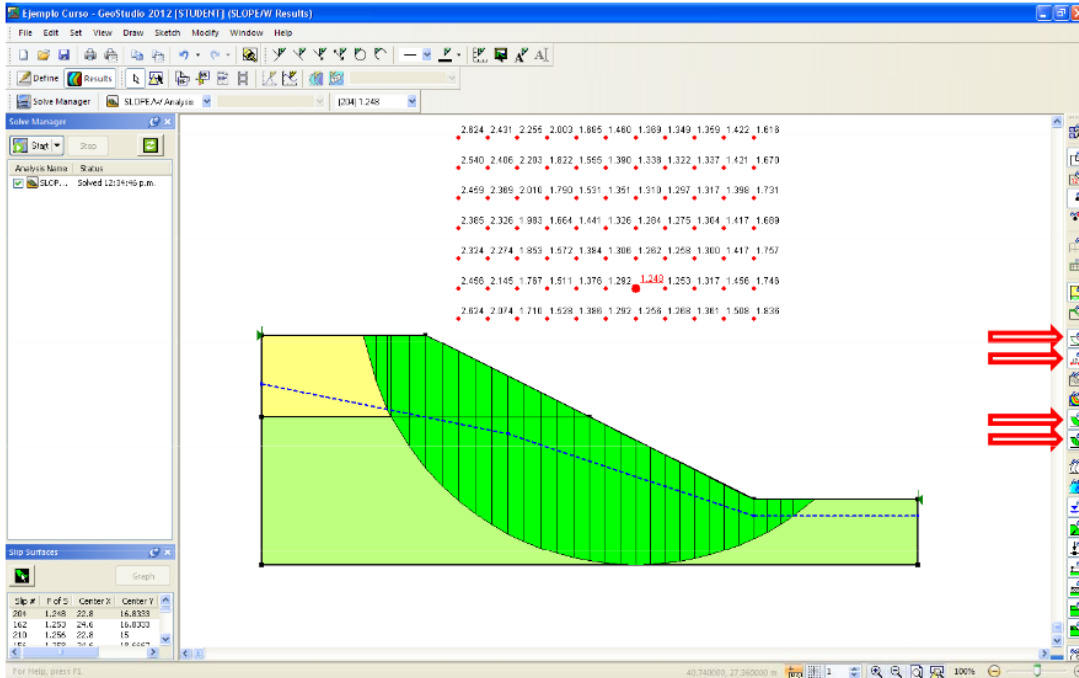


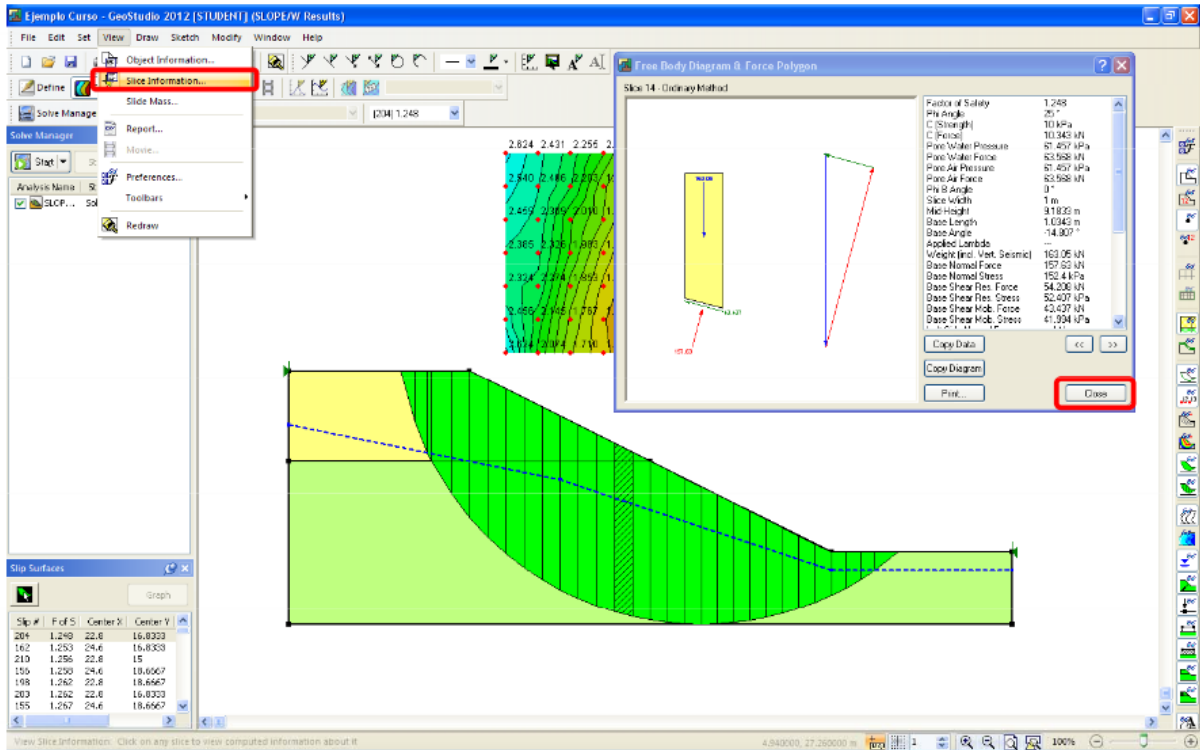












4

FIGURA 48.- Imágenes de un ejemplo de cálculo de estabilidad de taludes mediante el software GEOESTUDIO 2012 – GEOSLOPE - Manual de uso Geoslope

<sup>4</sup> GEO- SLOPE Internacional Ltd, (2004), GeoStudio Tutorial, páginas 6 - 40

## Capítulo IV

### 4.1. Procesamiento de datos

La presente investigación se basa en los estudios de mecánica de suelos y geotecnia realizada por la empresa ZITRO CONSULTORÍA EN INGENIERÍA, con sede en Quito desde el año 2008 hasta la presente fecha año 2015.

Todos los estudios realizados a lo largo de los siete años mencionados anteriormente, contemplan los procesos y fases descritos en el capítulo III (metodología de la investigación) de la presente tesis, es decir:

- Trabajos de Campo
- Ensayo de Laboratorio
- Trabajos de Oficina.

En el proceso de recopilación de datos, se analizaron todos los proyectos ejecutados por ZITROCI que contengan ensayos de resistencia al corte como requerimiento de las características de cada estudio. En general, se pudo observar la necesidad de este tipo de ensayos en proyectos como:

- Edificios con más de dos subsuelos.
- Estructuras implantadas en terrenos con pendientes importantes.
- Proyectos que presentan cortes importantes de la topografía del terreno por las necesidades arquitectónicas
- Análisis de estabilidad de taludes.



- Diseño de muros anclados o de gravedad.
- Proyectos que requieren comprobación de la resistencia al corte del suelo.

#### **4.2. Descripción de los trabajos de campo**

De todos los archivos investigados, se pudo recopilar setenta y cinco (75) muestras ensayadas para determinar la resistencia al corte tanto por el ensayo Triaxial UU, para suelos cohesivos; como el ensayo de corte directo para el caso de suelos arenosos.

En la siguiente tabla se muestra la información general de los proyectos analizados y la identificación de las muestras inalteradas a ensayarse:

**TABLA 6.- Descripción e identificación de las muestras inalteradas tomadas en los proyectos. Fuente ZITROCI**

<b>Nº</b>	<b>NOMBRE PROYECTO</b>	<b>FECHA</b>	<b>UBICACIÓN</b>	<b>CIUDAD/PROV.</b>	<b>TIPO MUESTRA</b>	<b>SONDEO</b>	<b>PROFUNDIDAD (m)</b>
1	Conjunto Ciudad Durán	ago-08	Durán	GUAYAS	SHELBY	P-1	3,00 - 3,50
2	Edificio ISSFA	ene-09	Jorge Drom y José Villalengua	QUITO	SHELBY	P-1	2,50 - 3,00
3	Edificio ISSFA	ene-09	Jorge Drom y José Villalengua	QUITO	SHELBY	P-2	3,50 - 4,00
4	Edificio Alpallana	nov-09	Calle Alpallana y Av. Diego de Almagro	QUITO	SHELBY	P-2	3,00 - 3,50
5	Residencia Chojún Borja	mar-10	Pillagua - Cumbayá	QUITO	BLOQUE	Bloque 1	-
6	Edificio La Pradera	jun-10	Calle Mariano Aguilera y Av. Diego de Almagro	QUITO	SHELBY	P-2	2,00 - 2,50
7	Estadio La Moya	sep-10	Conocoto	QUITO	BLOQUE	Bloque 1	-
8	Edificio Iván Gallardo	feb-11	Calle El Tiempo y El Telégrafo - Quito	QUITO	SHELBY	P-3	2,50 - 3,00
9	Edificio Proyecto ST MARCUS	may-11	Barrio Rojas, Sector La Primavera Cumbayá	QUITO	BLOQUE	Bloque 1	1.00

10	Edificio Proyecto ST MARCUS	jun-11	Barrio Rojas, Sector La Primavera Cumbayá	QUITO	BLOQUE	Bloque 2	2.00
11	Edificio La Coruña	jun-11	Hernán Vásquez y Jorge González en la Urbanización Iñaquito Alto II en el lote #75	QUITO	SHELBY	P-1	3,50 - 4,00
12	Edificio La Coruña	jun-11	Hernán Vásquez y Jorge González en la Urbanización Iñaquito Alto II en el lote #75	QUITO	SHELBY	P-2	3,50 - 4,00
13	Edificio Proyecto ST MARCUS	jul-11	Barrio Rojas, Sector La Primavera Cumbayá	QUITO	BLOQUE	Bloque 3	2.50
14	Campo Sacha 63	ago-11	Campo Sacha - Prov. Orellana	ORELLANA	SHELBY	P-2	1,00 - 1,50
15	Campo Sacha 270	ago-11	Campo Sacha - Prov. Orellana	ORELLANA	SHELBY	P-1	0,50 - 1,00
16	Campo Sacha 280	ago-11	Campo Sacha - Prov. Orellana	ORELLANA	SHELBY	P-3	0,50 - 1,00
17	Campo Sacha 350	ago-11	Campo Sacha - Prov. Orellana	ORELLANA	SHELBY	P-1	0,50 - 1,10
18	Campo Sacha Sur	ago-11	Campo Sacha - Prov. Orellana	ORELLANA	SHELBY	P-3	0,60 - 1,20
19	Torres Plaza del Bosque	ago-11	Av. Mariscal Sucre Sector El Bosque	QUITO	SHELBY	P-2	2,50 - 3,00
20	Torres Plaza del Bosque	ago-11	Av. Mariscal Sucre Sector El Bosque	QUITO	SHELBY	P-3	2,50 - 3,00

21	Muro La Bota	oct-11	Calle Camilo Cienfuegos, Barrio La Bota - Quito	QUITO	BLOQUE	Bloque 1	talud
22	UPC Flavio Alfaro	oct-11	Calle Flavio Alfaro y 26 de Agosto, El Triunfo	QUITO	BLOQUE	Bloque 1	talud
23	Estabilidad La Floresta	oct-11	Pasaje N 24 H y Gerona, la Floresta - Quito	QUITO	BLOQUE	Bloque 1	talud
24	Muro Tegucigalpa	oct-11	Calle Tegucigalpa Y Nicaragua - Quito	QUITO	BLOQUE	Bloque 1	talud
25	UPC La Legarda	oct-11	Calle Legarda y Transversal 8, Santa Anita	QUITO	BLOQUE	Bloque 1	talud
26	Mirador Comunidad Shalala Laguna de Quilotoa	oct-11	Quilotoa - Comunidad Shalala	COTOPAXI	BLOQUE	Bloque 1	talud
27	Edificio 4 pisos Cochapamba Sur	ene-12	Calle San Francisco de la Pita y cuarta Transversal	QUITO	SHELBY	P-3	2,50 - 3,00
28	Puente sobre el río Santa Fe	feb-12	km 1 Carretera Proyecto Shushufindi - Prov.Sucumbios	SUCUMBIOS	SHELBY	MI/P1	2,00-2,50
29	Edificio Itsei	feb-12	Calle Fernando Ayarza E 13-68 y Quiteño Libre	QUITO	SHELBY	P-1	2,50 - 3,00
30	Edificio Alem	feb-12	Calle Gaspar de Carvajal N30-53	QUITO	SHELBY	P-1	2,50 - 3,00
31	Edificio Alem	feb-12	Calle Gaspar de Carvajal N30-53	QUITO	SHELBY	P-2	3,00 - 3,50

32	Puente sobre el río Santa Fe	mar-12	km 1 Carretera Proyecto Shushufindi - Prov.Sucumbios	SUCUMBIOS	SHELBY	MD/P2	3,50-4,00
33	Plaza 15 de Mayo	may-12	Guaranda - Prov de Bolívar	BOLIVAR	SHELBY	P-1	3,50 - 4,00
34	Plaza 15 de Mayo	jun-12	Guaranda - Prov de Bolívar	BOLIVAR	BLOQUE	Bloque 1	4.00
35	Edificio de la Judicatura - Manta	jun-12	Ruta Spondylus - Manta - Prov. Manabí	MANABI	SHELBY	P-2	5,50 - 6,00
36	Edificio de la Judicatura - Manta	jun-12	Ruta Spondylus - Manta - Prov. Manabí	MANABI	SHELBY	P-3	3,50 - 4,00
37	Edificio de la Judicatura – Machala	ago-12	Predios de la Univ. Técnica de Machala - Machala - Prov. El Oro	EL ORO	SHELBY	P-1	2,50 - 3,00
38	Megaparque Ciudad Canela	sep-12	Puyo - Provincia de Pastaza	PASTAZA	SHELBY	P-1	4,50-5,00
39	Megaparque Ciudad Canela	sep-12	Puyo - Provincia de Pastaza	PASTAZA	SHELBY	P-4	2,50 - 3,00
40	Edificio de la Judicatura - Sto. Domingo	sep-12	Av. Abraham Calazacon y Coronel Oviedo - Sto. Domingo - Prov. Sto. Domingo de los Tsáchilas	SANTO DOMINGO DE LOS TSACHILAS	SHELBY	P-1	3,50 - 4,00
41	Edificio de la Judicatura - Sto. Domingo	sep-12	Av. Abraham Calazacon y Coronel Oviedo - Sto. Domingo - Prov. Sto. Domingo de los Tsáchilas	SANTO DOMINGO DE LOS TSACHILAS	SHELBY	P-3	2,50 - 3,00
42	Edificio de la Judicatura - Tena	sep-12	Calle Baños y Alejandro Pozo - Tena - Prov. Napo	NAPO	SHELBY	P-4	2,50 - 3,00

43	Tenis Boulevard	oct-12	Calle Alonso De Torres y Mariscal Sucre	QUITO	BLOQUE	Bloque 1	2.50
44	Edificio Bernini	oct-12	Pasaje Carlos Tamayo y Av. 6 de Diciembre	QUITO	SHELBY	P-2	3,50 - 4,00
45	Edificio Moscú Platz	feb-13	Calle Moscú - Quito - Prov. Pichincha	QUITO	SHELBY	P-2	5,00 - 5,50
46	Edificio Moscú Platz	feb-13	Calle Moscú - Quito - Prov. Pichincha	QUITO	SHELBY	P-1	3,50 - 4,00
47	Centro Comercial Lago Agrio	may-13	Av. 20 de Junio y Av. Jaime Roldós - Lago Agrio	SUCUMBIOS	SHELBY	P-1	2,50 - 3,00
48	Edificio Oficinas Urbicasa	may-13	Calle Cóndor, Sector El Bosque - Quito	QUITO	BLOQUE	Bloque 1	-
49	Colegio Sagrada Familia	may-13	Ambato	TUNGURAHUA	BLOQUE	Bloque	talud
50	Edificio Clínica Sante	jun-13	Calle Guanguiltagua - Quito	QUITO	SHELBY	P-1	2,50 - 3,00
51	Edificio Libertad	jul-13	La Pinta y Amazonas	QUITO	SHELBY	P-1	2,50 - 3,00
52	Edificio Libertad	jul-13	La Pinta y Amazonas	QUITO	BLOQUE	Bloque 1	1,50 - 2,00
53	Torres Aveiro	oct-13	Calle de Los Cipreses Y Helechos	QUITO	BLOQUE	Bloque 1	1,00 - 1,50

54	Conjunto Habitacional El Peñón del Río	dic-13	Tumbaco	QUITO	BLOQUE	Bloque 1	talud
55	Conjunto Habitacional El Peñón del Río	dic-13	Tumbaco	QUITO	BLOQUE	Bloque 2	talud
56	Unidad de Vigilancia Comunitaria UVC Manuela Sáenz	ene-14	Av. Pichincha y Calle Chile, La Marín	QUITO	BLOQUE	Bloque 1	talud
57	Unidad de Vigilancia Comunitaria UVC Manuela Sáenz	ene-14	Av. Pichincha y Calle Chile, La Marín	QUITO	BLOQUE	Bloque 2	talud
58	Unidad Educativa del Milenio El Reventador	feb-14	El Reventador	SUCUMBIOS	SHELBY	P-3	talud
59	Edificio Cerhvalencia	abr-14	Calle Orton y Av.Paul Rivet	QUITO	SHELBY	P-3	3,50 - 4,00
60	Edificio Cerhvalencia	abr-14	Calle Orton y Av.Paul Rivet	QUITO	SHELBY	P-4	6,50 - 7,00
61	Balcones de Cumbayá	jun-14	San Patricio, Cumbayá	QUITO	BLOQUE	Bloque 1	talud
62	Edificio San Gregorio Plaza	jun-14	Av. 6 de Diciembre y Pasaje la Paz	QUITO	SHELBY	P-1	3,50 - 4,00
63	Edificio San Gregorio Plaza	jun-14	Av. 6 de Diciembre y Pasaje la Paz	QUITO	SHELBY	P-2	4,50 - 5,00
64	Unidad Educativa Estandarizada del Milenio Carcelén Alto	jul-14	Carcelén Alto	QUITO	BLOQUE	Bloque 1	talud

65	Condomio Montecristi Golf y Country Club	nov-14	Montecristi	MANABI	BLOQUE	Muestra 1	3.50
66	Edificio Mouret	dic-14	Río Coca y Av. 6 de Diciembre	QUITO	SHELBY	P-2	3,50 - 4,00
67	Puerto Lagarto	dic-14	Shushufindi	SUCUMBIOS	SHELBY	P-1	3,00 - 3,50
68	Campo Tigre	dic-14	Shushufindi	SUCUMBIOS	SHELBY	P-1	2,50 - 3,00
69	Planta Incinerox Santa Elena	ene-15	Santa Elena	SANTA ELENA	SHELBY	P-1	2,50 - 3,00
70	Edificio Mañosca	feb-15	Calle Mañosca y Av. Occidental	QUITO	SHELBY	P-1	6,00 - 6,50
71	Edificio Montpellier	mar-15	Calle La Razón	QUITO	BLOQUE	P-2	2,00 - 2,50
72	Edificio Montpellier	mar-15	Calle La Razón	QUITO	SHELBY	P-3	3,50 - 4,00
73	Centro de Faenamiento Ibarra	jun-15	Turupamba, Ibarra	IMBABURA	BLOQUE	Bloque 1	talud
74	Edificio Amalfi	ago-15	Av. Eloy Alfaro y Catalina Aldaz	QUITO	SHELBY	P-1	2,50 - 3,00
75	Edificio Amalfi	ago-15	Av. Eloy Alfaro y Catalina Aldaz	QUITO	SHELBY	P-3	3,50 - 4,00

Fuente: Archivos de los proyectos de estudios de mecánica de suelos y geotecnia ZITROCI 2008 – 2015.



Con la finalidad de ubicar los proyectos antes listados de los que se obtuvieron las muestras inalteradas, se presenta a continuación dos mapas con la ubicación a nivel nacional (Ecuador Figura 50) y a nivel local (Quito Figura 51).



Figura 50.- Mapa de la ubicación de los proyectos ejecutados por ZITROCI a nivel nacional. Ortiz Carlos 2015

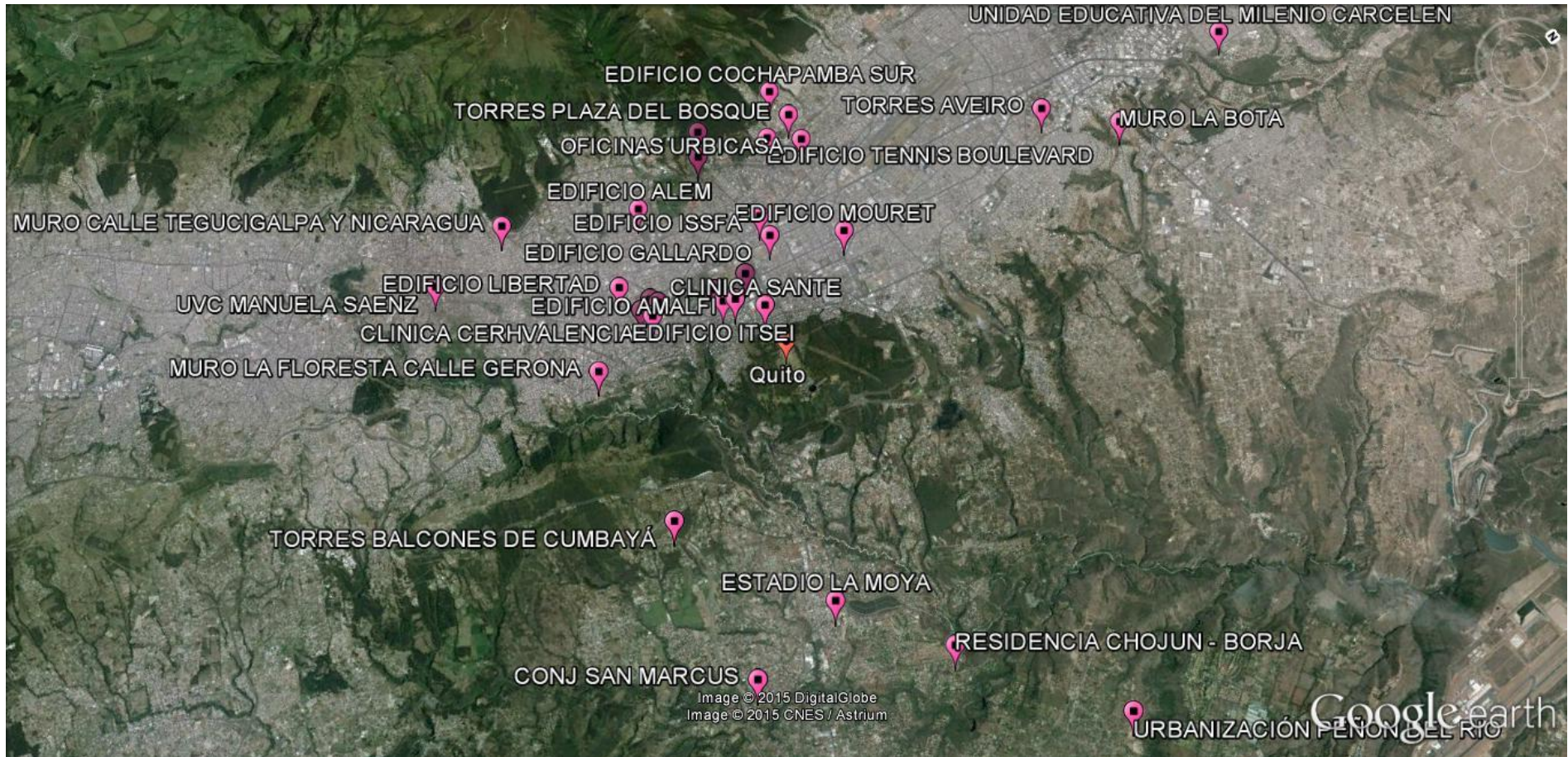


FIGURA 51.- Mapa de la ubicación de los proyectos ejecutados por ZITROCI en la ciudad de Quito y Provincia de Pichincha. Ortiz Carlos 2015

### 4.3. Tabulación de resultados

Con las setenta y cinco muestras inalteradas descritas en las tablas anteriores, se realizaron ensayos de laboratorio para determinar sus propiedades índice y de resistencia al corte, registrando además los valores del N del SPT de los ensayos de campo de cada proyecto.

La siguiente tabla muestra de manera resumida los resultados de los ensayos de laboratorio y campo ejecutados en cada muestra inalterada.

Tabla 7  
Resumen de resultados de los ensayos de resistencia al corte y propiedades índice de las muestras inalteradas. Fuente ZITROCI

Nº	SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	N SPT	COHESIÓN (kg/cm <sup>2</sup> )	COHESIÓN (kPa)	ÁNGULO DE FRICCIÓN (°)	DENSIDAD HÚMEDA (gr/cm <sup>3</sup> )	SUCS	LL	LP	IP
1	P-1	3,00 - 3,50	3	0.29	28.58	12.8	1.50	CH	93	40	53
2	P-1	2,50 - 3,00	8	0.40	39.23	16	1.72	ML	37	35	2
3	P-2	3,50 - 4,00	3	0.35	34.32	20	1.76	ML	36	32	4
4	P-2	3,00 - 3,50	4	0.35	34.32	15	1.78	CL	39	24	15
5	Bloque 1	-	-	0.90	88.26	40	1.46	SM	-	-	-
6	P-2	2,00 - 2,50	3	0.23	22.56	7	1.64	ML	NP	NP	NP

7	Bloque 1	-	-	1.20	117.68	29	1.82	ML	-	-	-
8	P-3	2,50 - 3,00	6	0.05	4.90	24	1.70	ML	38	32	6
9	Bloque 1	1.00	-	1.30	127.49	29	1.68	ML	-	-	-
10	Bloque 2	2.00	-	1.45	142.20	30	1.82	SM	-	-	-
13	Bloque 3	2.50	-	1.48	145.14	38	1.76	ML	-	-	-
11	P-1	3,50 - 4,00	28	0.28	27.46	32	1.93	ML	40	27	13
12	P-2	3,50 - 4,00	26	0.60	58.84	10.5	1.85	ML	39	37	2
14	P-2	1,00 - 1,50	1	0.21	20.59	7	1.70	MH	60	37	23
15	P-1	0,50 - 1,00	1	0.77	75.51	5	1.43	MH	83	56	27
16	P-3	0,50 - 1,00	1	0.42	41.19	5	1.56	MH	89	60	29
17	P-1	0,50 - 1,10	1	0.45	44.13	4	1.62	MH	57	35	22
18	P-3	0,60 - 1,20	0	0.45	44.13	10	1.69	ML	NP	NP	NP
19	P-2	2,50 - 3,00	12	0.50	49.03	26	1.85	ML	38	27	11
20	P-3	2,50 - 3,00	9	0.47	46.09	24	1.97	ML	28	23	5
21	Bloque 1	talud	-	0.70	68.65	27.3	1.40	ML	-	-	-
22	Bloque 1	talud	-	0.20	19.61	18.9	1.56	ML	-	-	-
23	Bloque 1	talud	-	0.69	67.67	20.4	1.72	ML	-	-	-
24	Bloque 1	talud	-	0.71	69.63	36.2	1.66	ML	-	-	-
25	Bloque 1	talud	-	0.73	71.59	30.8	1.81	ML	-	-	-
26	Bloque 1	talud	-	0.70	68.65	32	1.75	SM	NP	NP	NP
27	P-3	2,50 - 3,00	3	0.36	35.30	11.8	1.93	ML	35	31	4
28	MI/P1	2,00-2,50	1	0.30	29.42	1.9	1.62	MH	73	44	29

29	P-1	2,50 - 3,00	11	1.00	98.07	28	1.88	ML	41	36	5
30	P-1	2,50 - 3,00	15	0.70	68.65	23	1.98	ML	37	29	8
31	P-2	3,00 - 3,50	16	0.80	78.45	28	2.01	ML	49	29	20
32	MD/P2	3,50-4,00	14	0.33	32.36	9.7	1.71	MH	59	32	27
33	P-1	3,50 - 4,00	9	0.20	19.61	11.7	1.55	ML	45	35	10
34	Bloque 1	4.00	-	0.65	63.74	27.3	1.66	ML	-	-	-
35	P-2	5,50 - 6,00	19	0.17	16.67	14.4	1.78	ML	37	29	8
36	P-3	3,50 - 4,00	4	0.20	19.61	22.6	1.63	ML	48	38	10
37	P-1	2,50 - 3,00	4	0.06	5.88	2.5	1.79	MH	55	23	32
38	P-1	4,50-5,00	6	0.21	20.59	14.7	1.74	ML	NP	NP	NP
39	P-4	2,50 - 3,00	3	0.23	22.56	6	1.27	MH	72	43	29
40	P-1	3,50 - 4,00	5	0.37	36.28	10	1.35	MH	110	83	27
41	P-3	2,50 - 3,00	1	0.25	24.52	10	1.40	MH	125	93	32
42	P-4	2,50 - 3,00	0	0.10	9.81	1.3	1.73	MH	60	31	29
43	Bloque 1	2.50	-	2.80	274.59	41.9	1.61	SM	-	-	-
44	P-2	3,50 - 4,00	7	0.59	57.86	19.8	1.84	SM	NP	NP	NP
45	P-2	5,00 - 5,50	7	0.25	24.52	9	1.61	ML	44	35	9
46	P-1	3,50 - 4,00	4	0.11	10.79	12.2	1.82	ML	32	25	7
47	P-1	2,50 - 3,00	10	0.52	50.99	7.4	1.54	MH	101	56	45
48	Bloque 1	-	-	0.16	15.69	15.8	1.50	ML	-	-	-
49	Bloque	talud	-	0.00	0.00	18.1	1.32	SM	NP	NP	NP
50	P-1	2,50 - 3,00	16	0.82	80.41	9.2	1.84	ML	35	28	7

51	P-1	2,50 - 3,00	4	0.60	58.84	11.1	1.78	SC-SM	26	20	6
52	Bloque 1	1,50 - 2,00	-	0.24	23.54	21.1	1.63	SM	-	-	-
53	Bloque 1	1,00 - 1,50	-	0.12	12.16	34.8	1.68	ML	-	-	-
54	Bloque 1	talud	-	0.12	11.38	49.5	1.66	SM	NP	NP	NP
55	Bloque 2	talud	-	0.16	15.40	50	1.75	SM	NP	NP	NP
56	Bloque 1	talud	-	0.59	57.86	35.4	1.74	SM	-	-	-
57	Bloque 2	talud	-	0.89	87.28	39.5	1.89	ML	-	-	-
58	P-3	talud	8	0.30	29.42	18	1.70	CH	72	24	48
59	P-3	3,50 - 4,00	2	0.25	24.52	4.1	1.99	SC-SM	26	20	6
60	P-4	6,50 - 7,00	3	0.70	68.65	21.1	2.00	SC-SM	24	18	6
61	Bloque 1	talud	-	0.55	53.94	23.2	1.62	SM	NP	NP	NP
62	P-1	3,50 - 4,00	4	0.32	31.38	15.4	1.65	ML	48	38	10
63	P-2	4,50 - 5,00	6	0.26	25.50	22.8	1.85	ML	35	29	6
64	Bloque 1	talud	-	0.14	13.63	40.6	1.59	SM	NP	NP	NP
65	Muestra 1	3.50	-	0.20	19.52	15.77	1.45	SP/SW	NP	NP	NP
66	P-2	3,50 - 4,00	9	0.25	24.52	25.1	1.84	SM	29	20	9
67	P-1	3,00 - 3,50	16	0.21	20.59	7	1.70	CH	63	21	42
68	P-1	2,50 - 3,00	16	0.77	75.51	5	1.43	CH	72	32	40
69	P-1	2,50 - 3,00	53	0.37	36.28	10	1.35	CH	88	38	50
70	P-1	6,00 - 6,50	14	1.05	102.97	26.3	1.85	ML	NP	NP	NP
71	P-2	2,00 - 2,50	2	0.00	0.00	16.9	1.76	ML	NP	NP	NP
72	P-3	3,50 - 4,00	5	0.43	42.46	8.36	1.88	ML	32	27	5

73	Bloque 1	talud	51	0.00	0.00	28	1.90	SM	NP	NP	NP
74	P-1	2,50 - 3,00	10	0.51	50.01	24.5	1.96	ML	26	22	4
75	P-3	3,50 - 4,00	13	0.56	54.92	18.5	1.92	ML	26	22	4

#### 4.4. Interpretación de resultados

De los datos obtenidos en los trabajos de campo y oficina, tabulados en los cuadros antes mencionados, se procedió a analizar y comparar los valores de cada una de las variables que conforman los parámetros geomecánicos e índice de los suelos investigados y ensayados.

Un primer análisis, es la ubicación de los puntos en la curva conocida como carta de plasticidad, que relaciona el índice de plasticidad (IP) con el límite líquido (LL) de los suelos ensayados por el método de los límites de Atterberg; estos parámetros solo se pueden obtener de las muestras de suelo que contienen plasticidad o compresibilidad; así, podemos observar en la figura N° 52, la distribución de los resultados de los ensayos de laboratorio en la carta de plasticidad y además su clasificación de acuerdo al sistema unificado propuesto por el SUCS.

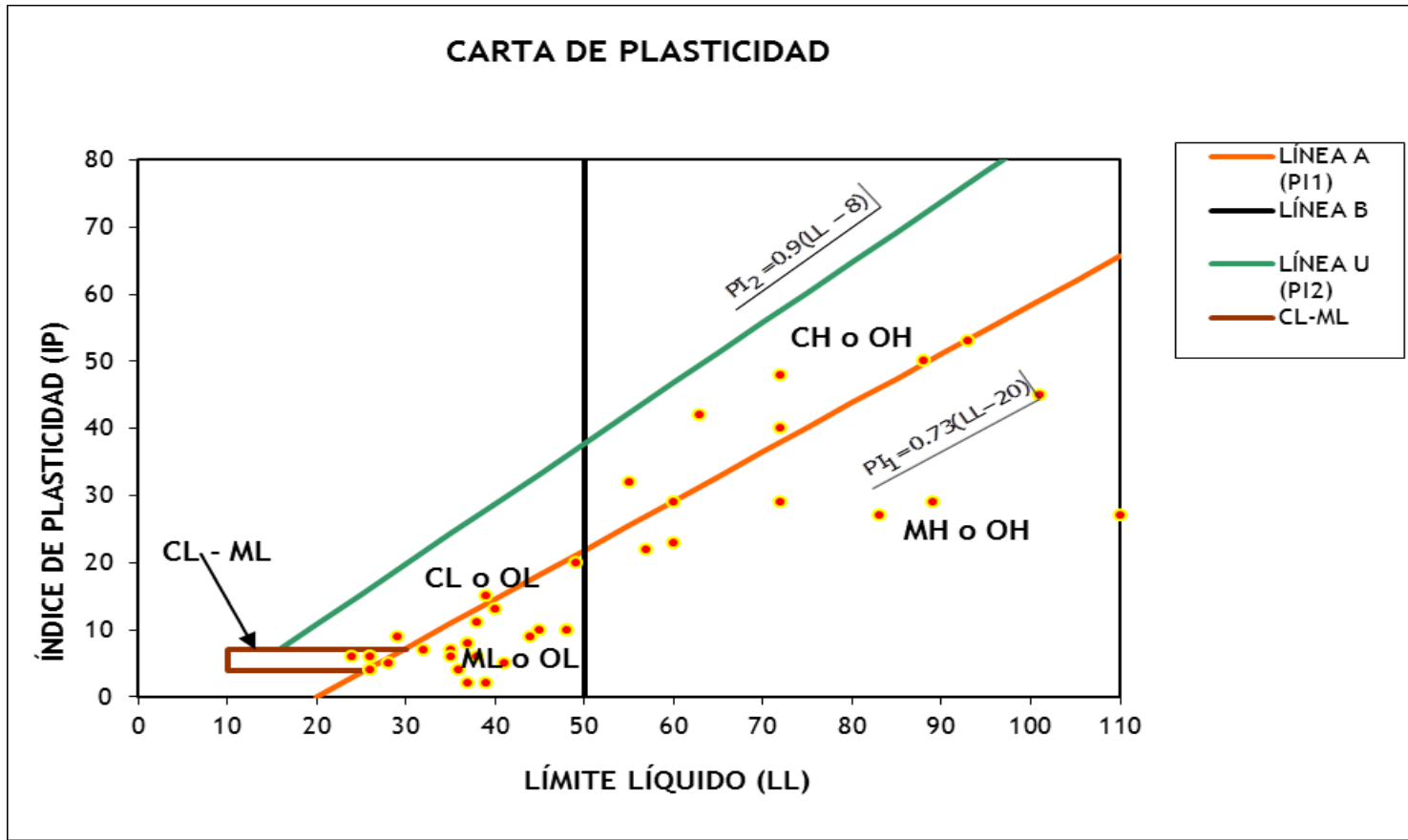


FIGURA 52.- Carta de plasticidad de las muestras alteradas que contienen plasticidad y compresibilidad. ZITROCI. Carlos Ortiz 2015



#### **4.5. Clasificación de los parámetros geomecánicos de los suelos investigados.**

Con los resultados obtenidos en laboratorio y haciendo énfasis en la clasificación de suelos propuesta por el SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS), a las setenta cinco muestras (75) se las dividió en función de su tipo de suelo; por esta razón, para el siguiente análisis se ha propuesto dividir a las muestras ensayadas en:

- Arcillas de alta y baja plasticidad del tipo CL y CH.
- Limos de alta compresibilidad del tipo MH.
- Limos arenosos de baja a media compresibilidad o Limos arenosos No Plásticos (N.P.) del tipo ML.
- Arenas (limosas de baja compresibilidad del tipo SM, no plásticas N.P. del tipo SM, arcillosas del tipo SC-SM y arenas pobremente y bien graduadas del tipo SP/SW.

Para cada tipo de suelo se procedió a analizar los resultados de los parámetros obtenidos en los ensayos de laboratorio, planteando pares de puntos con las siguientes relaciones:

- a) cohesión (kg/cm<sup>2</sup>) vs ángulo de fricción (°).
- b) Límite de líquido (L.L) vs Índice de plasticidad (IP).
- c) cohesión (kg/cm<sup>2</sup>) vs el N del SPT.
- d) Ángulo de fricción (°) vs N del SPT.

El objetivo de plantear estas gráficas fue el visualizar el comportamiento de los resultados para cada tipo de suelo y eliminar los valores fuera de rango.

Con la ayuda de estas gráficas se procedió a determinar los parámetros geomecánicos de cada tipo de suelo clasificado para el análisis de estabilidad de taludes.

Las variables necesarias para los análisis son:

- Cohesión (kg/cm<sup>2</sup>) =  $c$
- Angulo de fricción (°) =  $\phi$
- Peso unitario del suelo (kg/m<sup>3</sup>) =  $\gamma$

#### 4.5.1. Suelos tipo arcillas ( CL o CH)

Son suelos lateríticos de origen residual, presentes especialmente en las zonas bajas de nuestro país, es decir costa y oriente. Contienen porcentajes de humedad de altos a saturados; su coloración es rojiza y amarillenta, en la mayoría de las muestras tienen de media a alta plasticidad; por lo general son suelos con altos índices de expansividad y de consistencia de blanda a firme.

TABLA 8.- Resultados de ensayos para suelos arcillosos (CL y CH)

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	N SPT	COHESIÓN (kg/cm <sup>2</sup> )	ÁNGULO DE FRICCIÓN (°)	DENSIDAD HÚMEDA (kg/m <sup>3</sup> )	SUCS	LL	LP	IP
P-1	3,00 - 3,50	3	0.29	12.8	1.50	CH	93	40	53
P-2	3,00 - 3,50	4	0.35	15	1.78	CL	39	24	15
P-3	talud	8	0.30	18	1.70	CH	72	24	48
P-1	3,00 - 3,50	16	0.21	7	1.70	CH	63	21	42
P-1	2,50 - 3,00	16	0.77	5	1.43	CH	72	32	40
P-1	2,50 - 3,00	53	0.37	10	1.35	CH	88	38	50

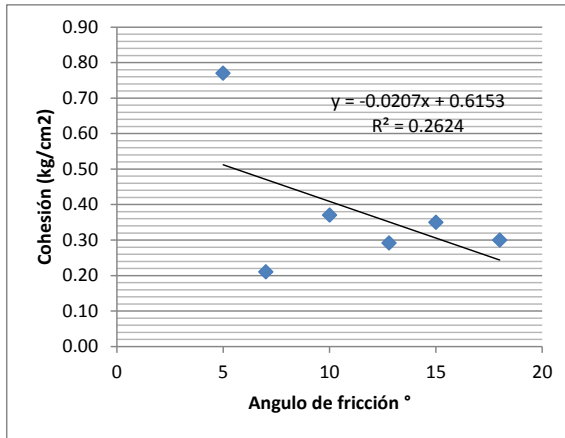


FIGURA 53.-Gráfica de cohesión vs ángulo de fricción

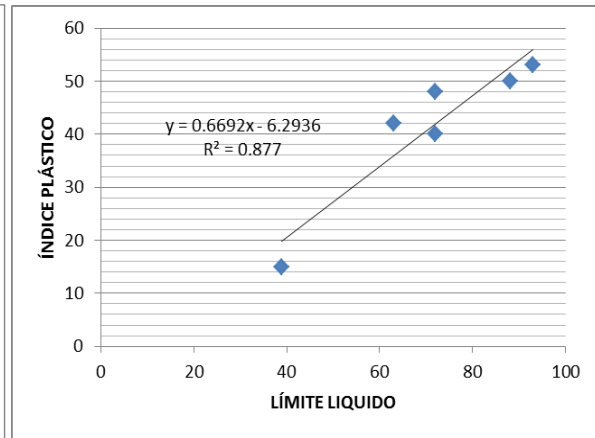


FIGURA 54.-Índice plástico (IP) vs Límite Líquido(L.L)

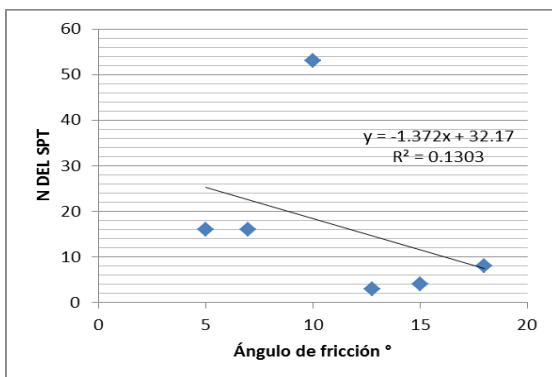


FIGURA 55.-Gráfica de N del SPT vs ángulo de fricción

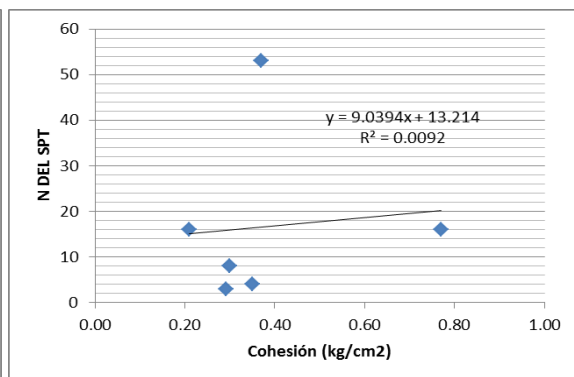


FIGURA 56.- N del SPT vs cohesión

#### 4.5.2. Suelos tipo limos de alta compresibilidad (MH)

Son suelos de origen residual, presentes en la costa y oriente del país, de alta compresibilidad con presencia de arcilla, de coloraciones rojizas, cafés y amarillentas; de porcentajes de humedad muy húmedas a saturadas, con importante peligro de expansividad y de consistencia muy blanda a media.

Tabla 9  
Resultados de ensayos para suelos limos arcilloso (MH)

SONDEO	PROFUNDIDAD AD (m)	N SPT	COHESIÓN (kg/cm <sup>2</sup> )	ÁNGULO DE FRICCIÓN (°)	DENSIDAD HÚMEDA (kg/m <sup>3</sup> )	SUCS	LL	LP	IP
P-2	1,00 - 1,50	1	0.21	7	1.70	MH	60	37	23
P-1	0,50 - 1,00	1	0.77	5	1.43	MH	83	56	27
P-3	0,50 - 1,00	1	0.42	5	1.56	MH	89	60	29
P-1	0,50 - 1,10	1	0.45	4	1.62	MH	57	35	22
MI/P1	2,00-2,50	1	0.30	1.9	1.62	MH	73	44	29
MD/P2	3,50-4,00	14	0.33	9.7	1.71	MH	59	32	27
P-1	2,50 - 3,00	4	0.06	2.5	1.79	MH	55	23	32
P-4	2,50 - 3,00	3	0.23	6	1.27	MH	72	43	29
P-1	3,50 - 4,00	5	0.37	10	1.35	MH	110	83	27
P-3	2,50 - 3,00	1	0.25	10	1.40	MH	125	93	32
P-4	2,50 - 3,00	0	0.10	1.3	1.73	MH	60	31	29
P-1	2,50 - 3,00	10	0.52	7.4	1.54	MH	101	56	45

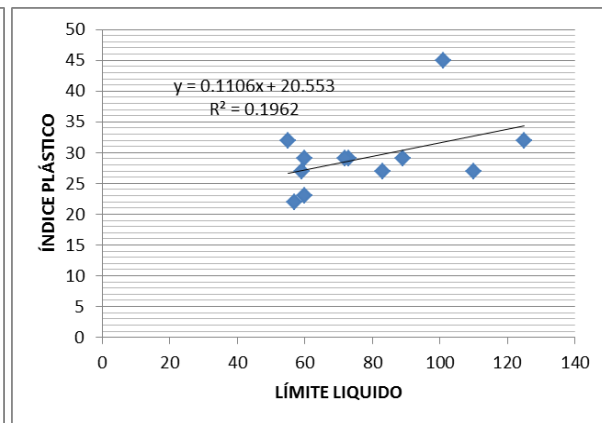
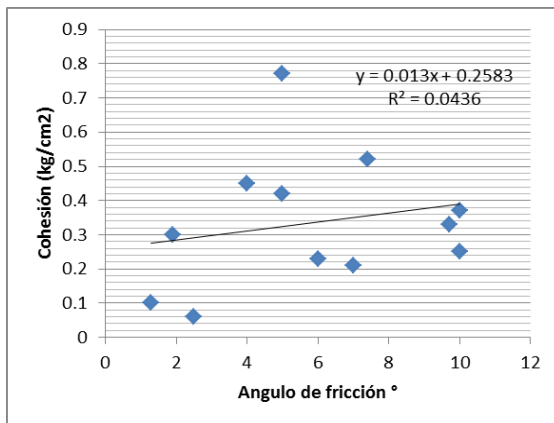


FIGURA 57.-Gráfica de cohesión vs ángulo de fricción

FIGURA 58.-Índice plástico (IP) vs Límite Líquido(L.L.)

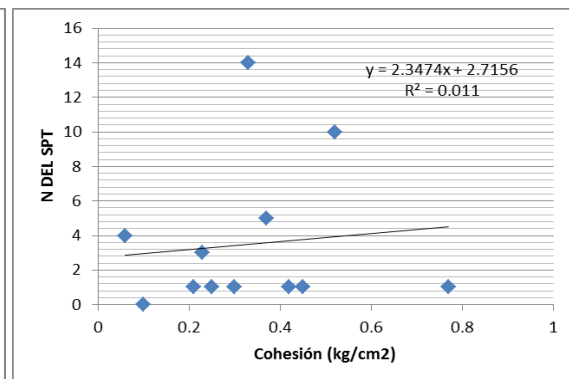
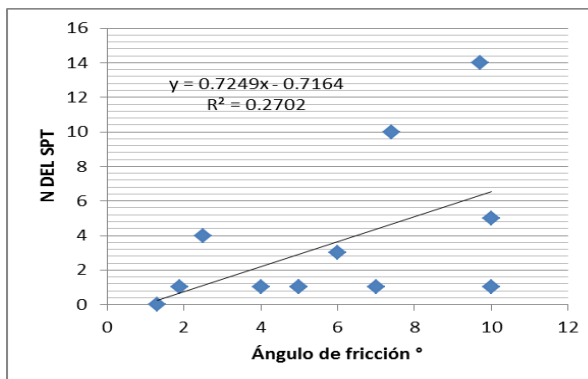


FIGURA 59.-Gráfica de N del SPT vs ángulo de fricción

FIGURA 60.- N del SPT vs cohesión

#### **4.5.3. Suelos tipo limos arenosos (ML)**

Suelos de origen volcánico, cenizas volcánicas consolidadas, tienen alto contenido de arena, porcentajes de humedad de húmedos a muy húmedos, presentes en la sierra ecuatoriana, especialmente en zonas altas conocidas también como cangahuas; de coloraciones cafés y amarillentas con presencia de pómez de consistencia media a muy firme.

TABLA 10  
Resultados de ensayos para suelos limos arenosos ML

SONDEO	PROF. (m)	N SPT	COHESIÓN (kg/cm <sup>2</sup> )	ÁNGULO DE FRICCIÓN (°)	DENSIDAD HÚMEDA (kg/m <sup>3</sup> )	SUCS	LL	LP	IP
P-1	2,50 - 3,00	8	0.40	16	1.72	ML	37	35	2
P-2	3,50 - 4,00	3	0.35	20	1.76	ML	36	32	4
P-2	2,00 - 2,50	3	0.23	7	1.64	ML	NP	NP	NP
Bloque 1	-	-	1.20	29	1.82	ML	-	-	-
P-3	2,50 - 3,00	6	0.05	24	1.70	ML	38	32	6
Bloque 1	1.00	-	1.30	29	1.68	ML	-	-	-
Bloque 3	2.50	-	1.48	38	1.76	ML	-	-	-
P-1	3,50 - 4,00	28	0.28	32	1.93	ML	40	27	13
P-2	3,50 - 4,00	26	0.60	10.5	1.85	ML	39	37	2
P-3	0,60 - 1,20	0	0.45	10	1.69	ML	NP	NP	NP
P-2	2,50 - 3,00	12	0.50	26	1.85	ML	38	27	11
P-3	2,50 - 3,00	9	0.47	24	1.97	ML	28	23	5
Bloque 1	talud	-	0.70	27.3	1.40	ML	-	-	-
Bloque 1	talud	-	0.20	18.9	1.56	ML	-	-	-
Bloque 1	talud	-	0.69	20.4	1.72	ML	-	-	-
Bloque 1	talud	-	0.71	36.2	1.66	ML	-	-	-
Bloque 1	talud	-	0.73	30.8	1.81	ML	-	-	-
P-3	2,50 - 3,00	3	0.36	11.8	1.93	ML	35	31	4
P-1	2,50 - 3,00	11	1.00	28	1.88	ML	41	36	5
P-1	2,50 - 3,00	15	0.70	23	1.98	ML	37	29	8
P-2	3,00 - 3,50	16	0.80	28	2.01	ML	49	29	20
P-1	3,50 - 4,00	9	0.20	11.7	1.55	ML	45	35	10
Bloque 1	4.00	-	0.65	27.3	1.66	ML	-	-	-
P-2	5,50 - 6,00	19	0.17	14.4	1.78	ML	37	29	8
P-3	3,50 - 4,00	4	0.20	22.6	1.63	ML	48	38	10
P-1	4,50-5,00	6	0.21	14.7	1.74	ML	NP	NP	NP
P-2	5,00 - 5,50	7	0.25	9	1.61	ML	44	35	9
P-1	3,50 - 4,00	4	0.11	12.2	1.82	ML	32	25	7
Bloque 1	-	-	0.16	15.8	1.50	ML	-	-	-
P-1	2,50 - 3,00	16	0.82	9.2	1.84	ML	35	28	7
Bloque 1	1,00 - 1,50	-	0.12	34.8	1.68	ML	-	-	-
Bloque 2	talud	-	0.89	39.5	1.89	ML	-	-	-
P-1	3,50 - 4,00	4	0.32	15.4	1.65	ML	48	38	10
P-2	4,50 - 5,00	6	0.26	22.8	1.85	ML	35	29	6
P-1	6,00 - 6,50	14	1.05	26.3	1.85	ML	NP	NP	NP
P-2	2,00 - 2,50	2	0.00	16.9	1.76	ML	NP	NP	NP
P-3	3,50 - 4,00	5	0.43	8.36	1.88	ML	32	27	5
P-1	2,50 - 3,00	10	0.51	24.5	1.96	ML	26	22	4
P-3	3,50 - 4,00	13	0.56	18.5	1.92	ML	26	22	4

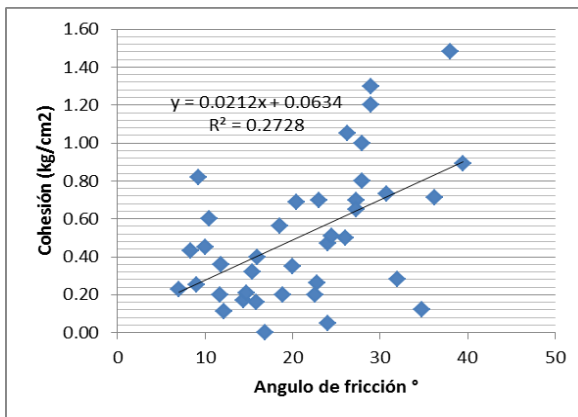


FIGURA 61.-Gráfica de cohesión vs ángulo de fricción

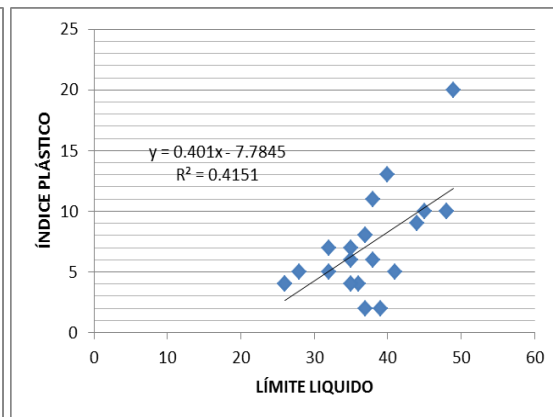


FIGURA 62.-Índice plástico (IP) vs Límite Líquido(L.L)

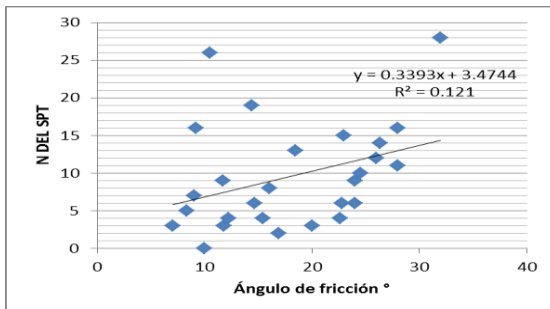


FIGURA 63.-Gráfica de N del SPT vs ángulo de fricción

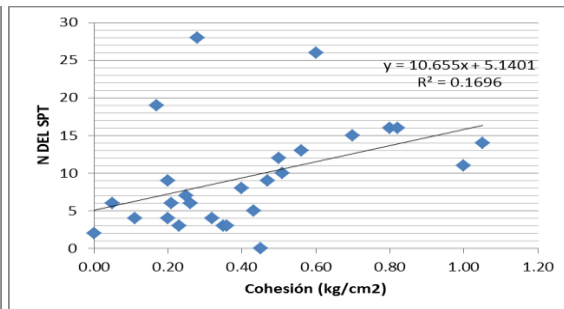


FIGURA 64.- N del SPT vs cohesión

#### 4.5.4. SUELOS TIPO ARENAS (SM, SC-SM, SP/SW)

Suelos de origen sedimentario, producto del transporte de aluviales y rocas, de grano medio a grueso, presencia importante de limos, poca arcilla; de coloraciones cafés, gris y blanquecinas con presencia de pómez y gravas; la gran mayoría son no plásticas, presentes en la costa y zona sierra del país y en general en las cercanías de todo río; de compacidad relativa de muy suelta a suelta.

Tabla 11  
Resultados de ensayos para suelos arenoso SM

SONDEO	PROF. (m)	N SPT	COHESIÓN (kg/cm <sup>2</sup> )	ÁNGULO DE FRICCIÓN (°)	DENSIDAD HÚMEDA (kg/m <sup>3</sup> )	SUCS	LL	LP	IP
Bloque 1	-	-	0.90	40	1.46	SM	-	-	-
Bloque 2	2.00	-	1.45	30	1.82	SM	-	-	-
Bloque 1	talud	-	0.70	32	1.75	SM	NP	NP	NP
Bloque 1	2.50	-	2.80	41.9	1.61	SM	-	-	-
P-2	3,50 - 4,00	7	0.59	19.8	1.84	SM	NP	NP	NP
Bloque	talud	-	0.00	18.1	1.32	SM	NP	NP	NP
P-1	2,50 - 3,00	4	0.60	11.1	1.78	SC-SM	26	20	6
Bloque 1	1,50 - 2,00	-	0.24	21.1	1.63	SM	-	-	-
Bloque 1	talud	-	0.12	49.5	1.66	SM	NP	NP	NP
Bloque 2	talud	-	0.16	50	1.75	SM	NP	NP	NP
Bloque 1	talud	-	0.59	35.4	1.74	SM	-	-	-
P-3	3,50 - 4,00	2	0.25	4.1	1.99	SC-SM	26	20	6
P-4	6,50 - 7,00	3	0.70	21.1	2.00	SC-SM	24	18	6
Bloque 1	talud	-	0.55	23.2	1.62	SM	NP	NP	NP
Bloque 1	talud	-	0.14	40.6	1.59	SM	NP	NP	NP
Muestra 1	3.50	-	0.20	15.77	1.45	SP/SW	NP	NP	NP
P-2	3,50 - 4,00	9	0.25	25.1	1.84	SM	29	20	9
Bloque 1	talud	51	0.00	28	1.90	SM	NP	NP	NP

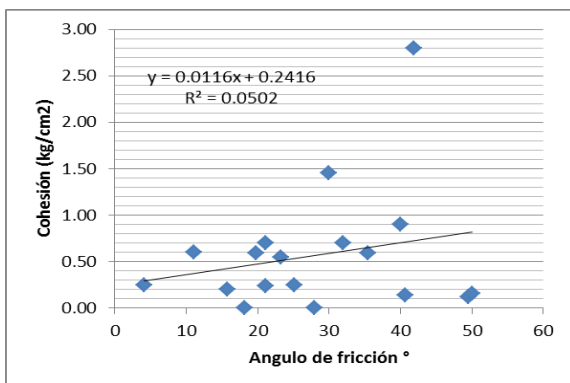


FIGURA 65.-Gráfica de cohesión vs ángulo de fricción

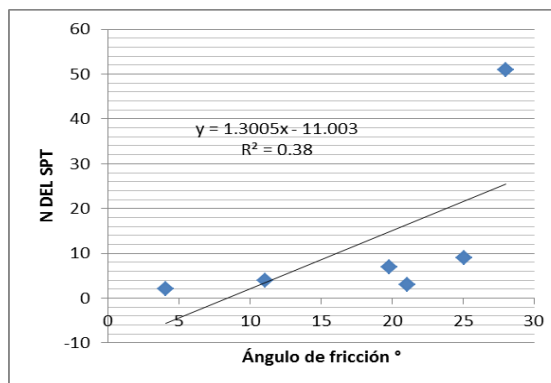


FIGURA 66.- N del SPT vs ángulo de fricción



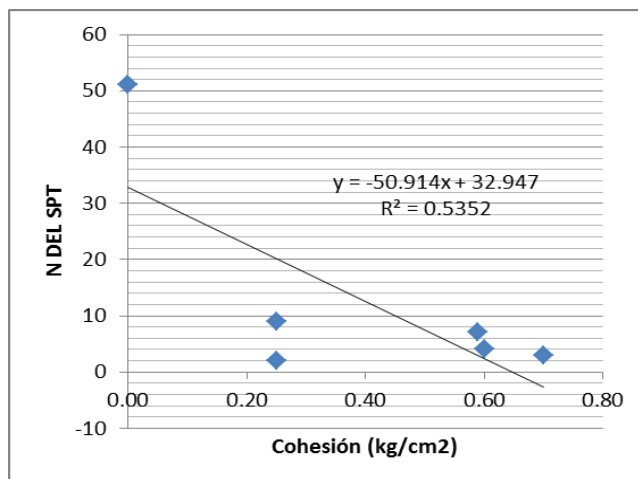


FIGURA 67.- N del SPT vs cohesión

#### 4.6. Modelos para análisis de estabilidad de taludes

La metodología a emplearse para el análisis de estabilidad de taludes se basa en el planteamiento de diferentes tipos de taludes, variando sus características geométricas, tanto en inclinación como altura; y al correr el programa de estabilidad software GEOSTUDIO GEOSLOPE analizar la variación del factor de seguridad F.S. para los diferentes parámetros geo mecánicos de los suelos investigados:

##### 4.6.1. Casos a analizarse:

Caso 1:

Parámetros geo-mecánicos para suelos arcillosos (CL y CH)

$C = 0.30 \text{ kg/cm}^2$  (30 KPA)

$\phi = 12^\circ$

$\gamma = 1.600 \text{ gr/cm}^3$  (16 KN/m<sup>3</sup>)

Caso 2:

Parámetros geo-mecánicos para suelos limos de alta compresibilidad (MH)

$$C= 0.25 \text{ kg/cm}^2 \text{ (25 KPA)}$$

$$\phi= 5^\circ$$

$$Y= 1.550 \text{ gr/cm}^3 \text{ (15.5 KN/m}^3\text{)}$$

Caso 3:

Parámetros geo-mecánicos para suelos limos arenosos de baja a media compresibilidad (ML)

$$C= 0.40 \text{ kg/cm}^2 \text{ (40 KPA)}$$

$$\phi= 18^\circ$$

$$Y= 1.750 \text{ gr/cm}^3 \text{ (17.5 KN/m}^3\text{)}$$

Caso 4:

Parámetros geo-mecánicos para suelos arenosos (limosos no plásticos, arcillosos) (SM).

$$C= 0.10 \text{ kg/cm}^2 \text{ (10 KPA)}$$

$$\phi= 27^\circ$$

$$Y= 1.650 \text{ gr/cm}^3 \text{ (16.5 KN/m}^3\text{)}$$

#### **4.6.2. Variación de la geometría de los taludes a analizarse:**

La geometría de un talud presenta dos variables importantes que son: la altura (H) y el ángulo de inclinación del talud con respecto a la horizontal ( $\beta$ ) como se muestra en la siguiente figura:

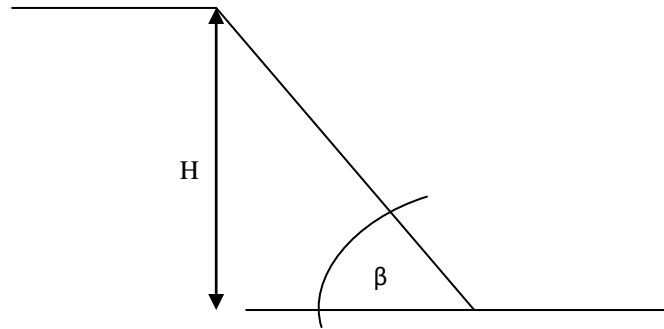
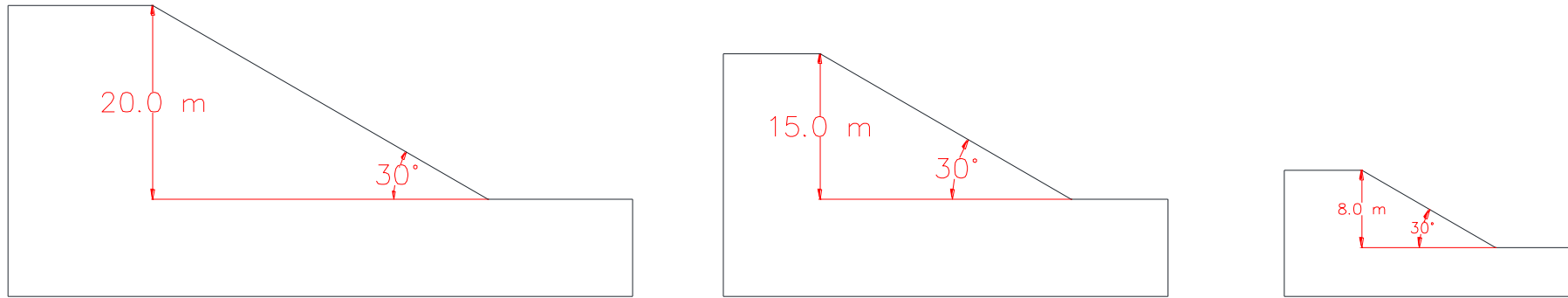


FIGURA 68.- Esquema de la geometría tipo de un talud

Para la presente investigación se planteó los siguientes casos:

1. Ángulo de inclinación del talud  $\beta = 30^\circ$



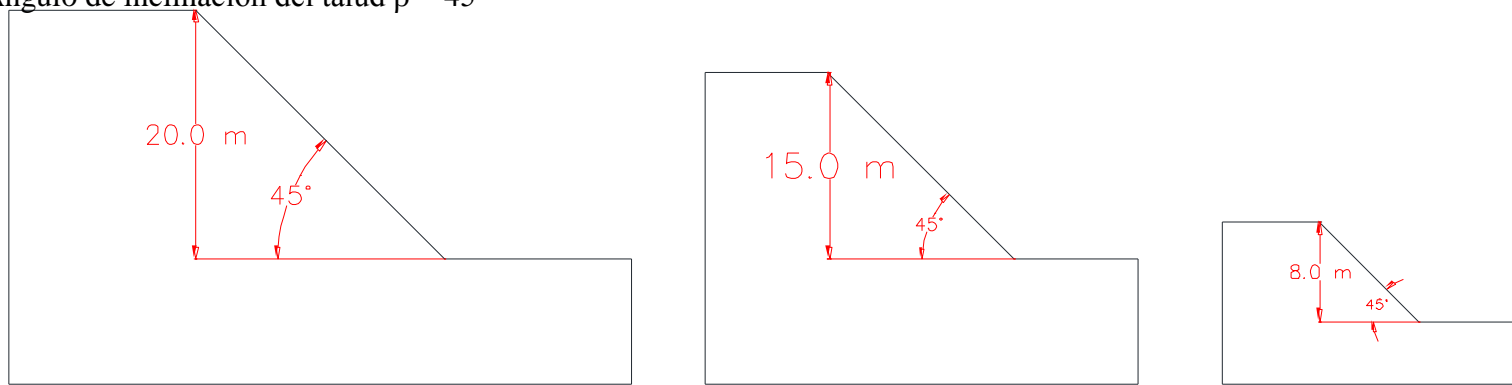
a) H= 20,0 m

b) H= 15,0 m

c) H= 8,0 m

Figura 69.- Esquemas de los taludes para  $\beta=30^\circ$  y variación de alturas H= (20 – 15 y 8 m)

2. Ángulo de inclinación del talud  $\beta = 45^\circ$



a) H= 20,0 m

b) H= 15,0 m

c) H= 8,0 m

Figura 70.- Esquemas de los taludes para  $\beta=45^\circ$  y variación de alturas H= (20 – 15 y 8 m)

3. Ángulo de inclinación del talud  $\beta = 70^\circ$

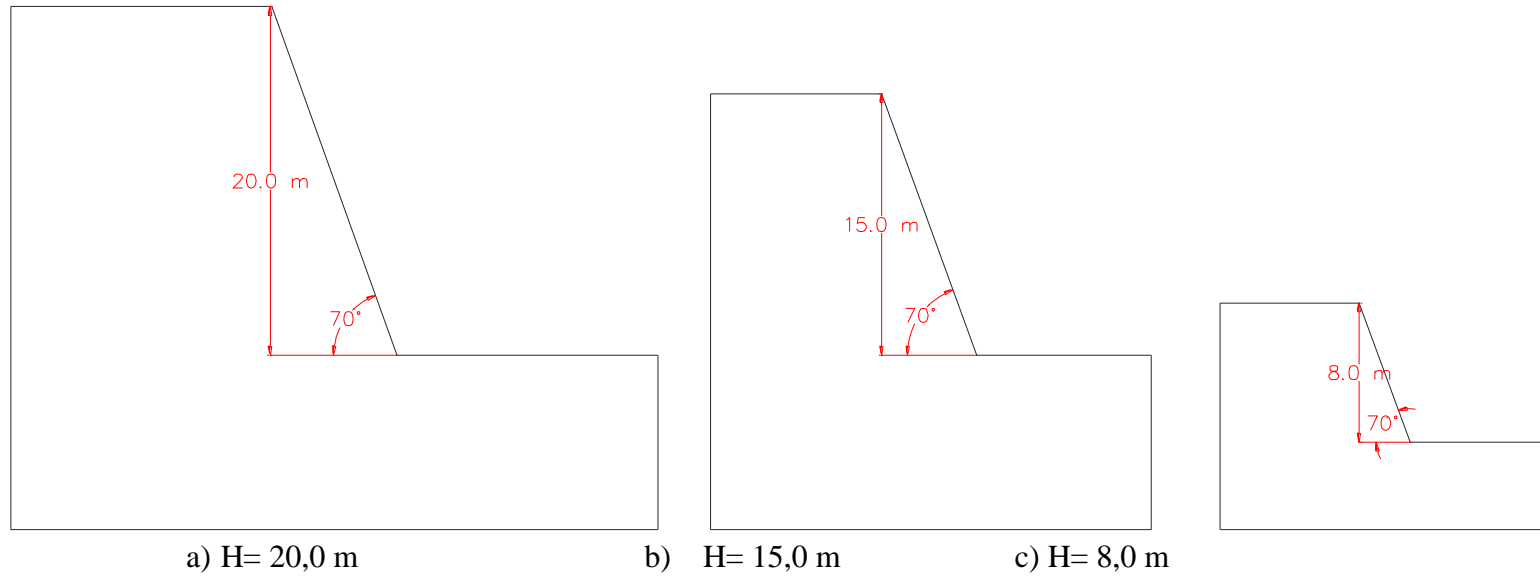


Figura 71.- Esquemas de los taludes para  $\beta=70^\circ$  y variación de alturas  $H= (20 - 15 \text{ y } 8 \text{ m})$

4. Ángulo de inclinación del talud  $\beta = 90^\circ$

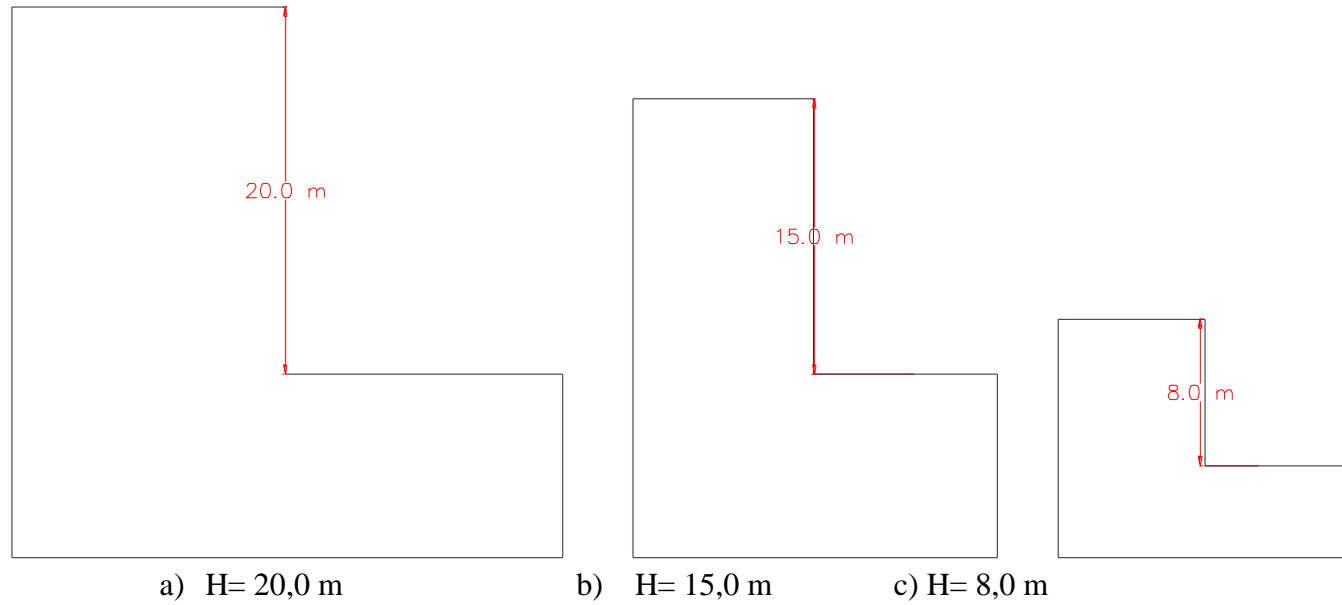


Figura 72.- Esquemas de los taludes para  $\beta=90^\circ$  y variación de alturas H= (20 – 15 y 8 m)

#### **4.7. Análisis de estabilidad de taludes con Software Geoslope**

Para la aplicación del programa GEOSLOPE se va a considerar los 4 casos de tipos de suelos de las muestras analizadas y las geometrías anteriormente expuestas.

El análisis consiste en obtener el factor de seguridad (F.S) de acuerdo a cada uno de los métodos propuestos, a saber:

- 1.- Ordinario o Fellenius
- 2.- Bishop simplificado
- 3.- Janbu
- 4.- Morgenstern y Price
- 5.- Spencer

Todos estos análisis se realizarán en condiciones estáticas y considerando un sólo tipo de material.

##### **4.7.1. Resumen de resultados del factor de seguridad (F.S)**

De acuerdo a la metodología planteada y con las condiciones de análisis para cada caso, se procedió a realizar las corridas de análisis de estabilidad de taludes con el programa GEOSLPE, obteniendo los valores del factor de seguridad F.S. para cada método calculado, en total se realizaron doscientas cuarenta (240) corridas de estabilidad que se presentan en los anexos adjuntos de la presente investigación.

A continuación se presenta los cuadros resumen de los valores del factor de seguridad F.S. para cada caso analizado:

Arcillas de alta plasticidad CH      cohesión= 30 kpa,    ángulo de fricción= 12°,    peso unitario = 16 KN/m3

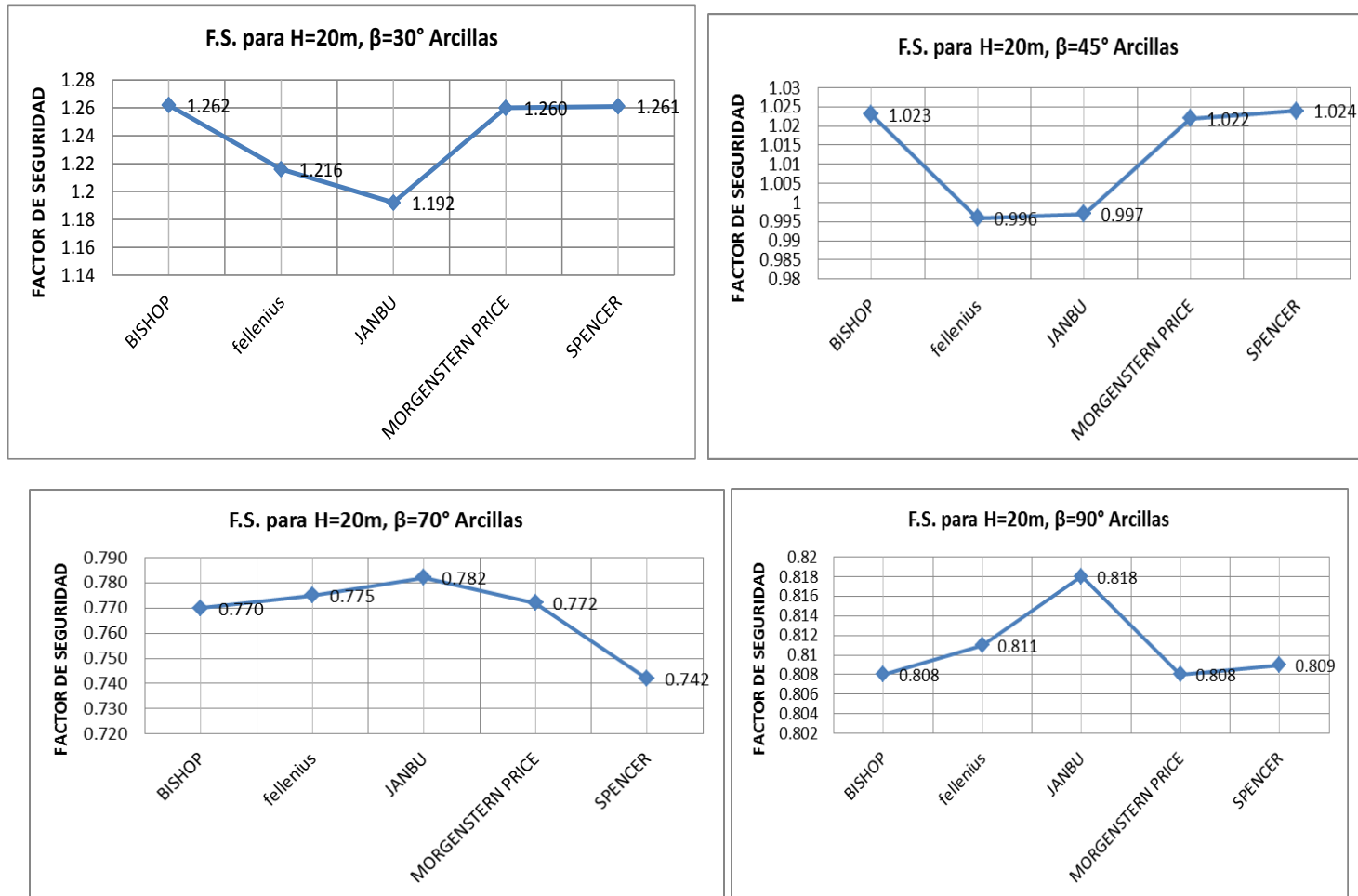


Figura 73-74-75-76.- Valores de los Factores de seguridad para H=20m,arcillas



Arcillas de alta plasticidad CH      cohesión= 30 kpa,    ángulo de fricción= 12°,    peso unitario = 16 KN/m3

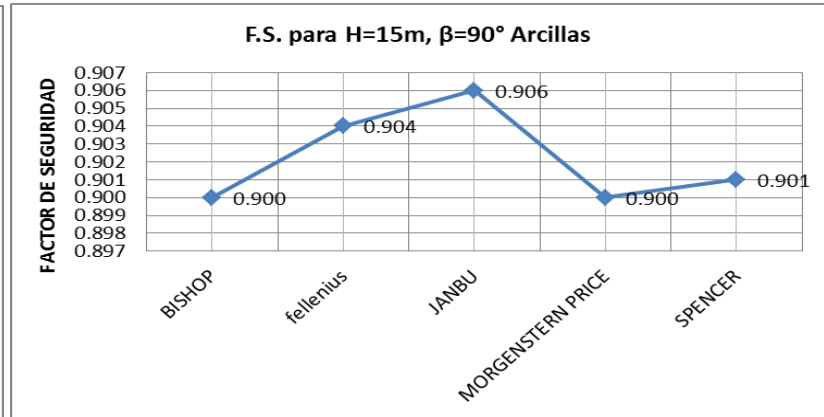
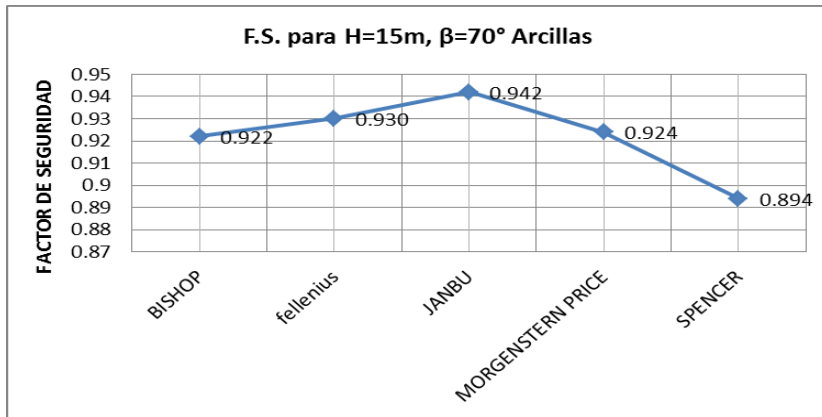
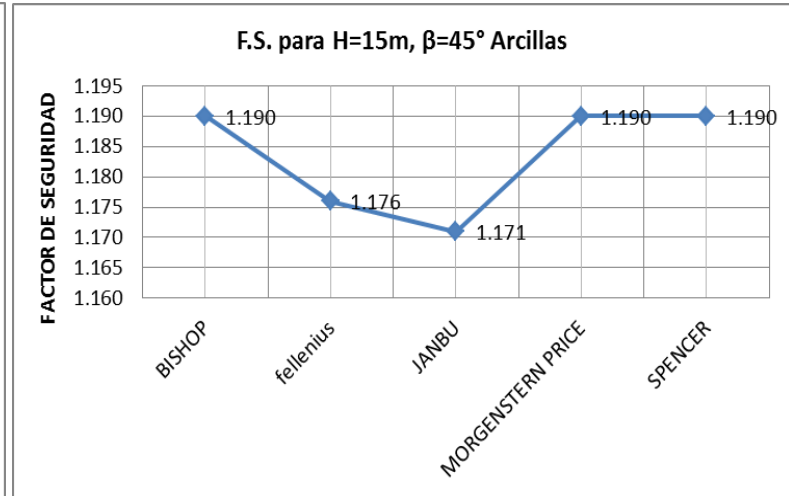
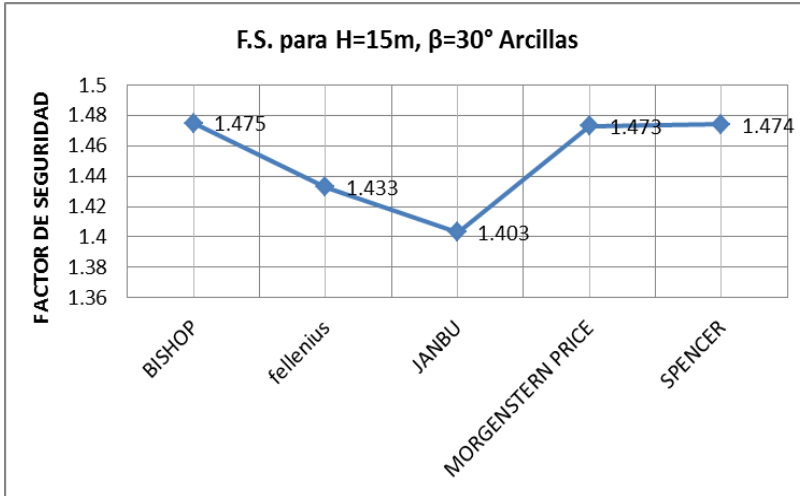


Figura 77-78-79-80.- Valores de los Factores de seguridad para H=15m,arcillas

Arcillas de alta plasticidad CH      cohesión= 30 kpa,    ángulo de fricción= 12°,    peso unitario = 16 KN/m3

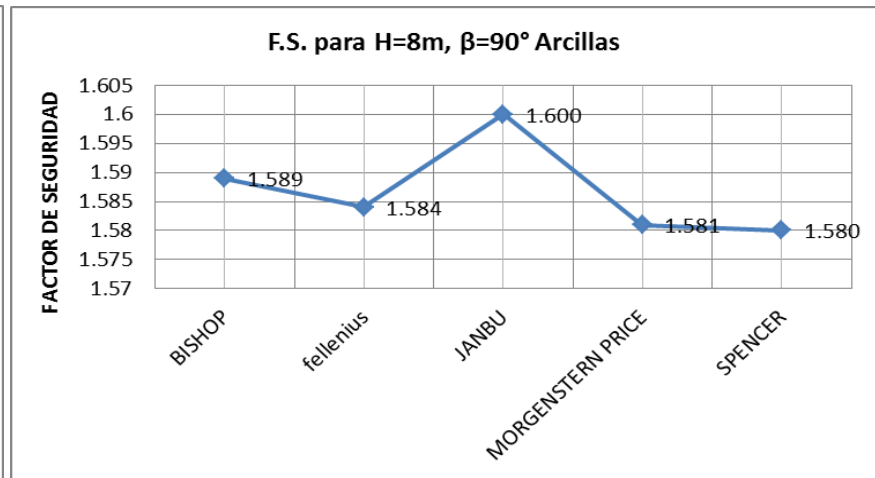
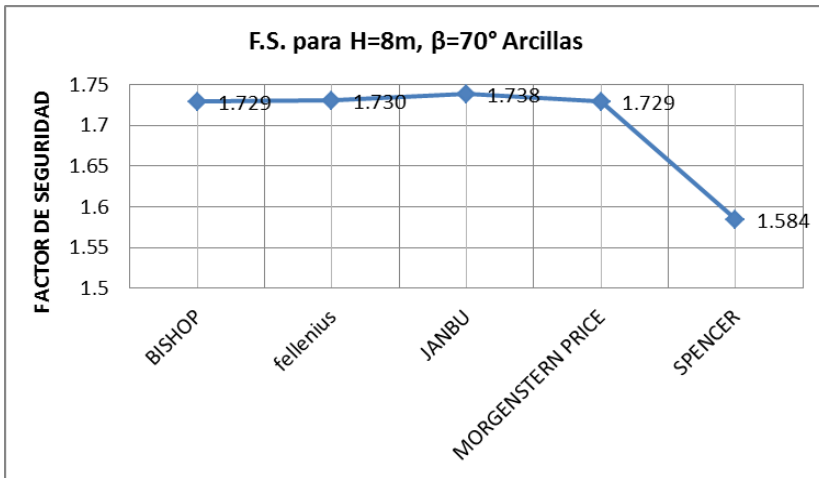
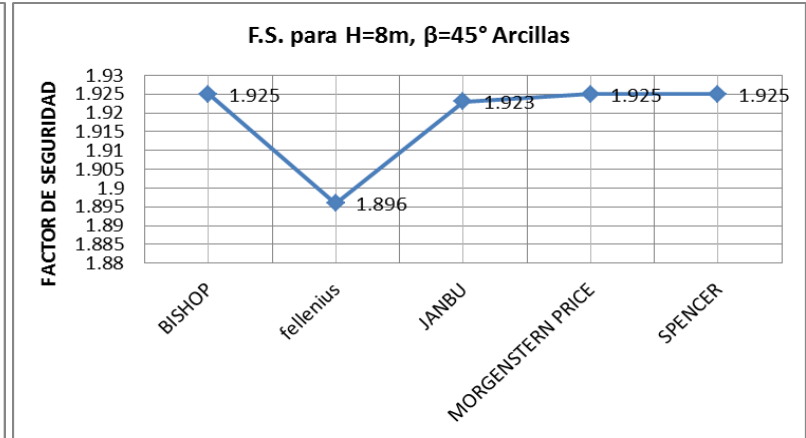
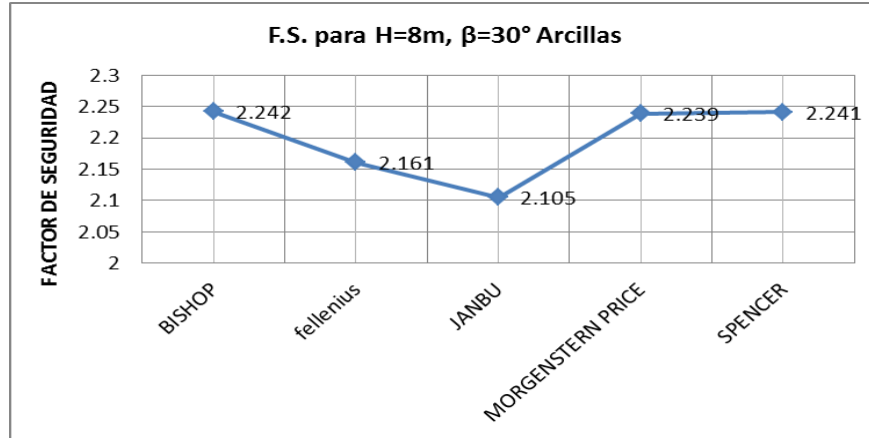


Figura 81-82-83-84.- Valores de los Factores de seguridad para H=8m,arcillas

Limos de alta compresibilidad MH      cohesión= 25 kpa,    ángulo de fricción= 5°,    peso unitario = 15.5 KN/m3

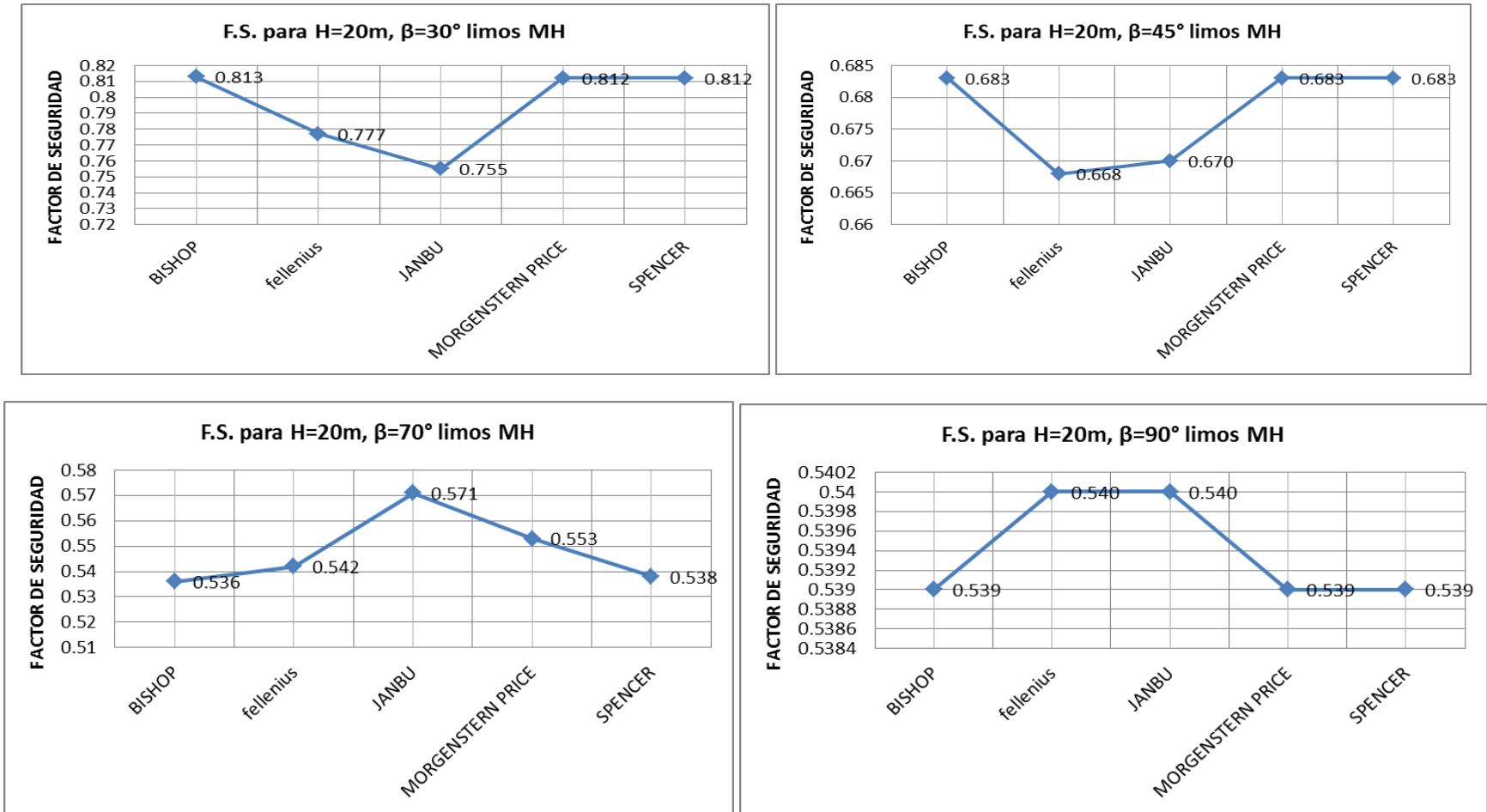


Figura 85-86-87-88.- Valores de los Factores de seguridad para H=20m, limos de alta compresibilidad MH

Limos de alta compresibilidad MH      cohesión= 25 kpa,   ángulo de fricción= 5°,   peso unitario = 15.5 KN/m3

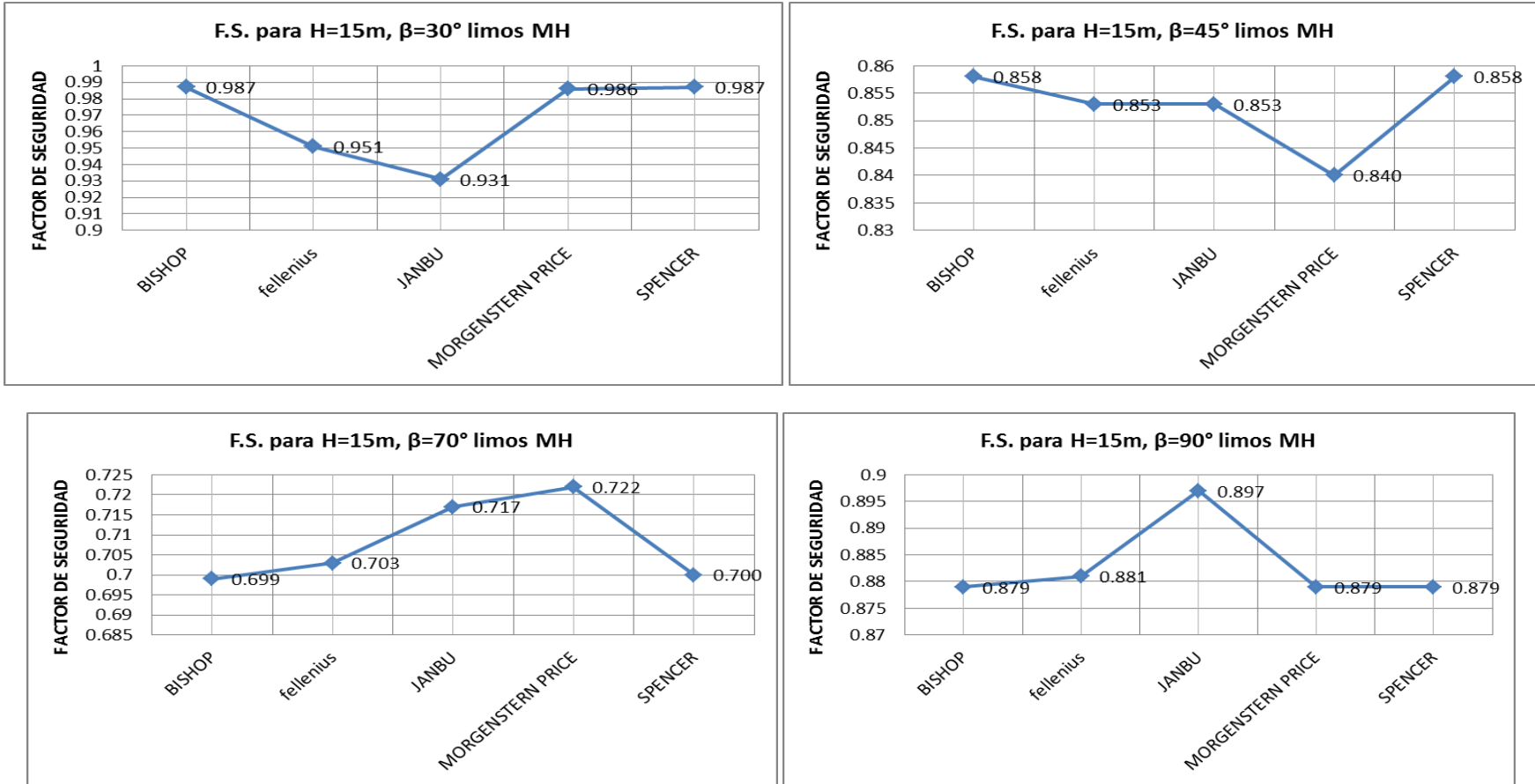


Figura 89-90-91-92.- Valores de los Factores de seguridad para H=15m, limos de alta compresibilidad MH

Limos de alta compresibilidad MH      cohesión= 25 kpa,   ángulo de fricción= 5°,   peso unitario = 15.5 KN/m<sup>3</sup>

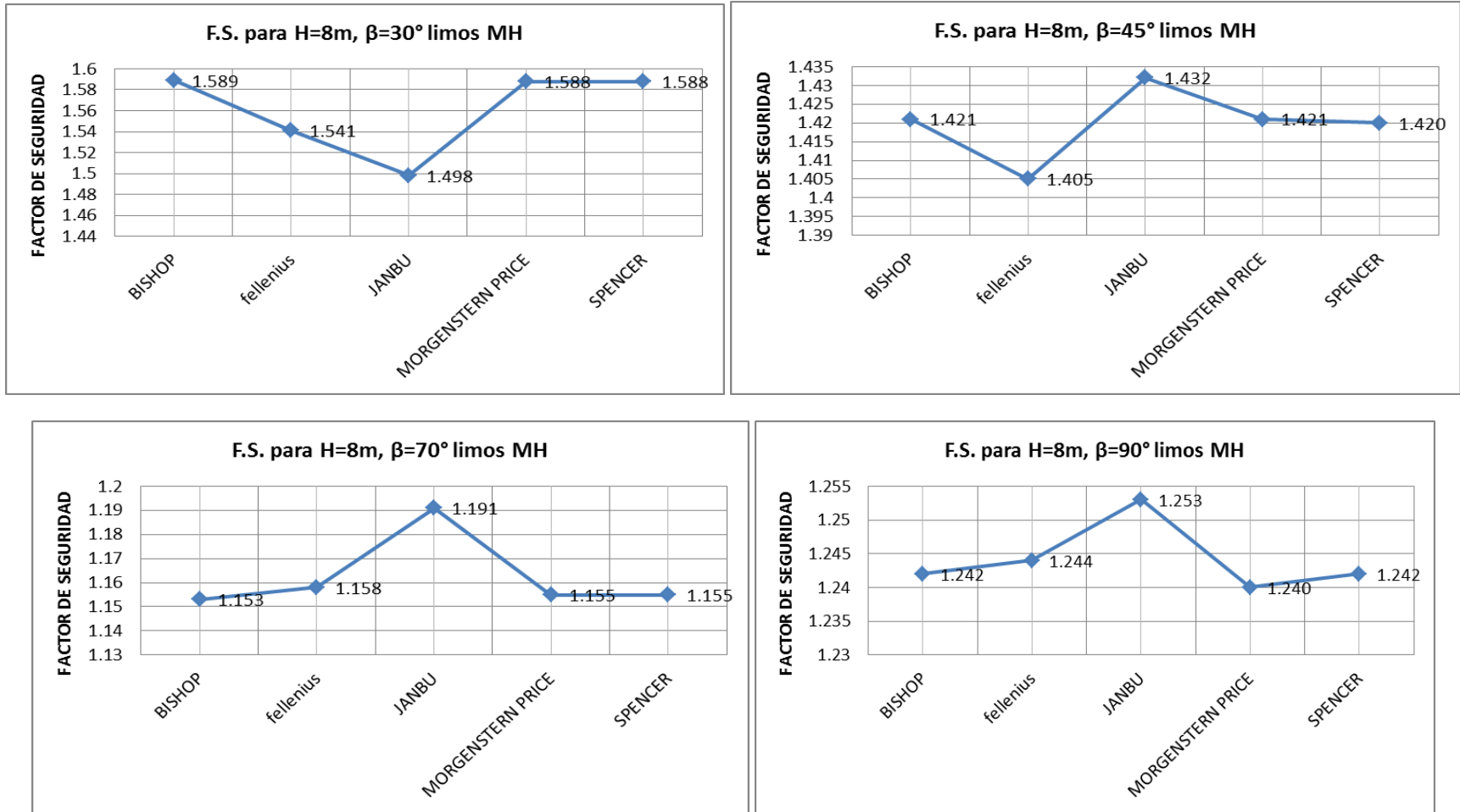


Figura 93-94-95-96.- Valores de los Factores de seguridad para H=8m, limos de alta compresibilidad MH

Limos arenosos de baja compresibilidad ML      cohesión= 40 kpa,      ángulo de fricción= 18°,      peso unitario = 17.5 KN/m3

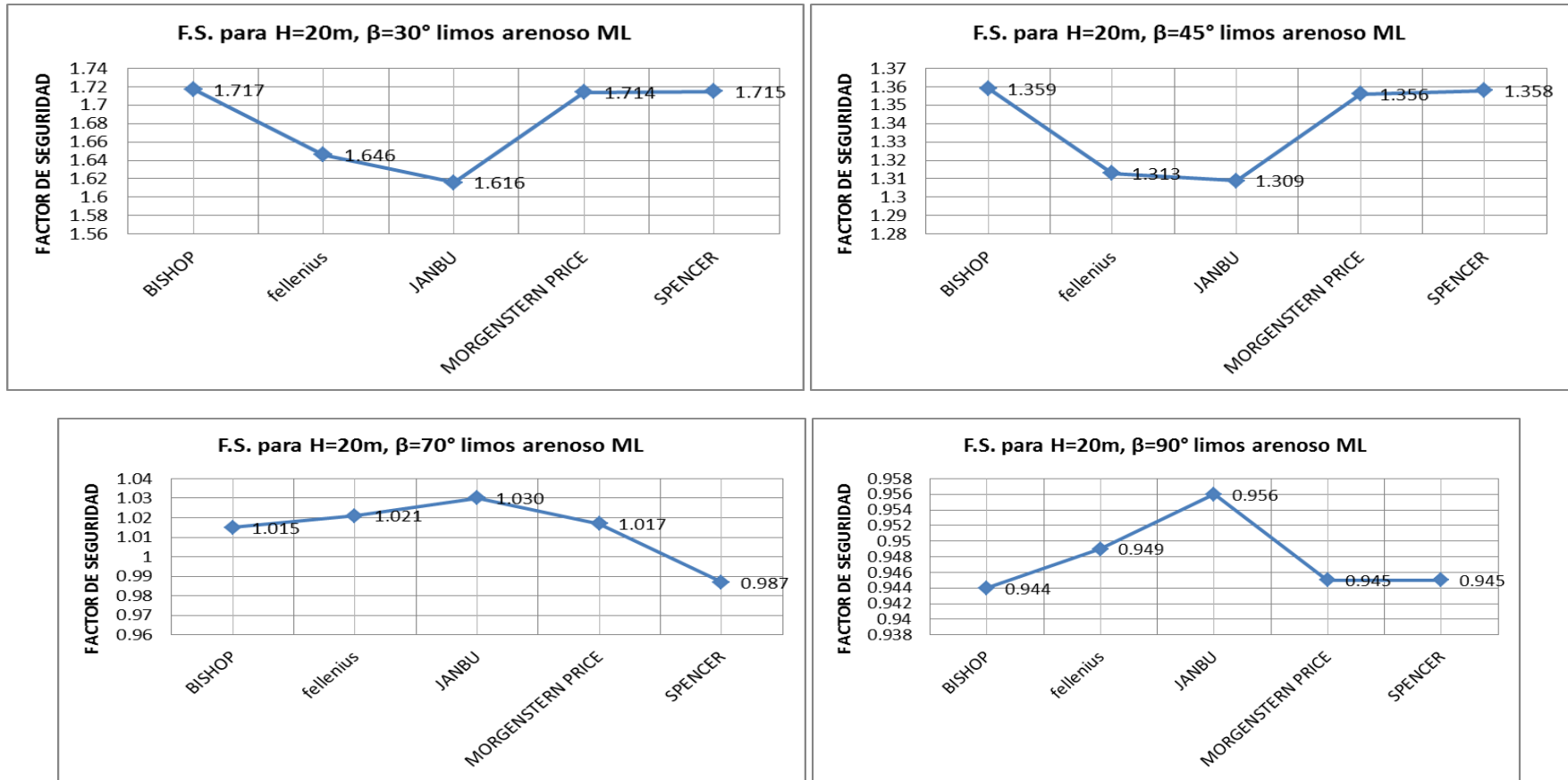


Figura 97-98-99-100.- Valores de los Factores de seguridad para H=20m, limos arenosos de baja compresibilidad ML

Limos arenosos de baja compresibilidad ML      cohesión= 40 kpa,      ángulo de fricción= 18°,      peso unitario = 17.5 KN/m3

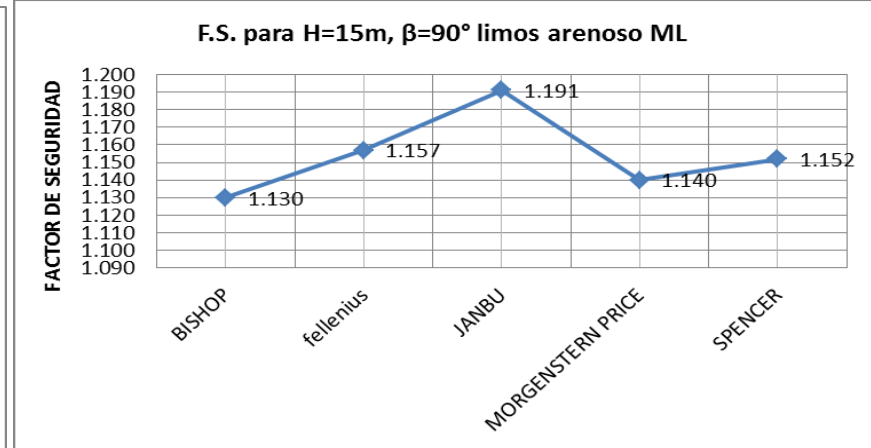
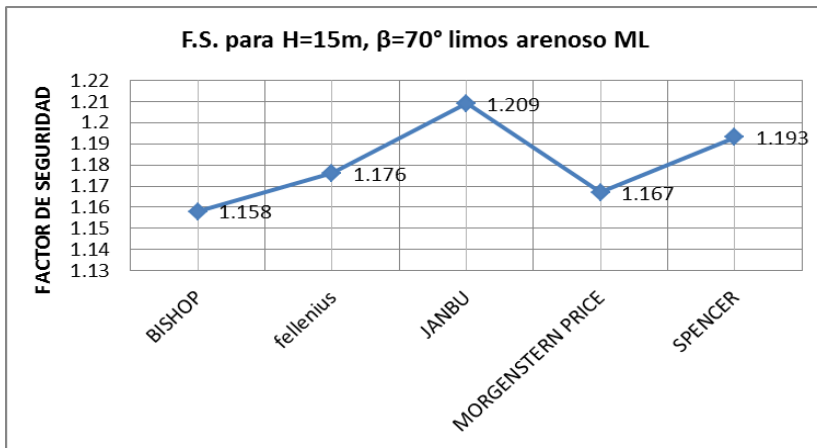
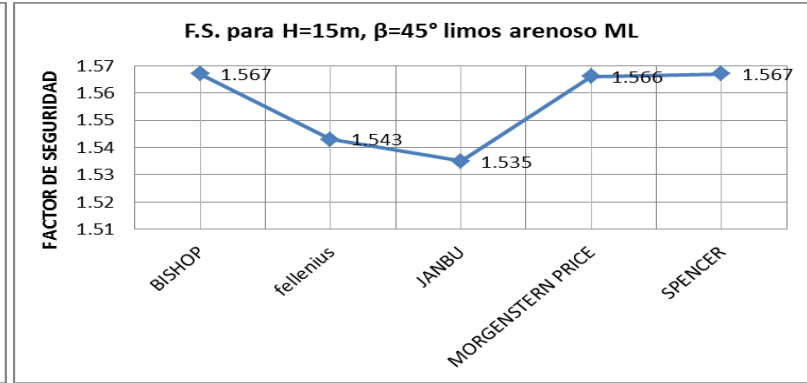
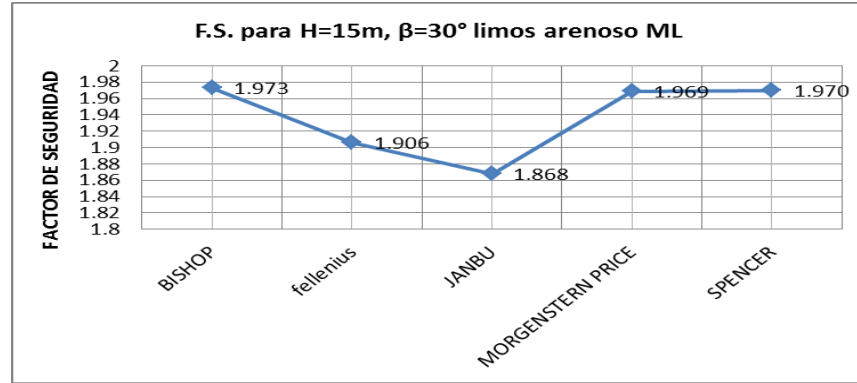


Figura 101-102-103-104.- Valores de los Factores de seguridad para H=15 m, limos arenoso de baja compresibilidad ML

Limos arenosos de baja compresibilidad ML      cohesión= 40 kpa,    ángulo de fricción= 18°,    peso unitario = 17.5 KN/m<sup>3</sup>

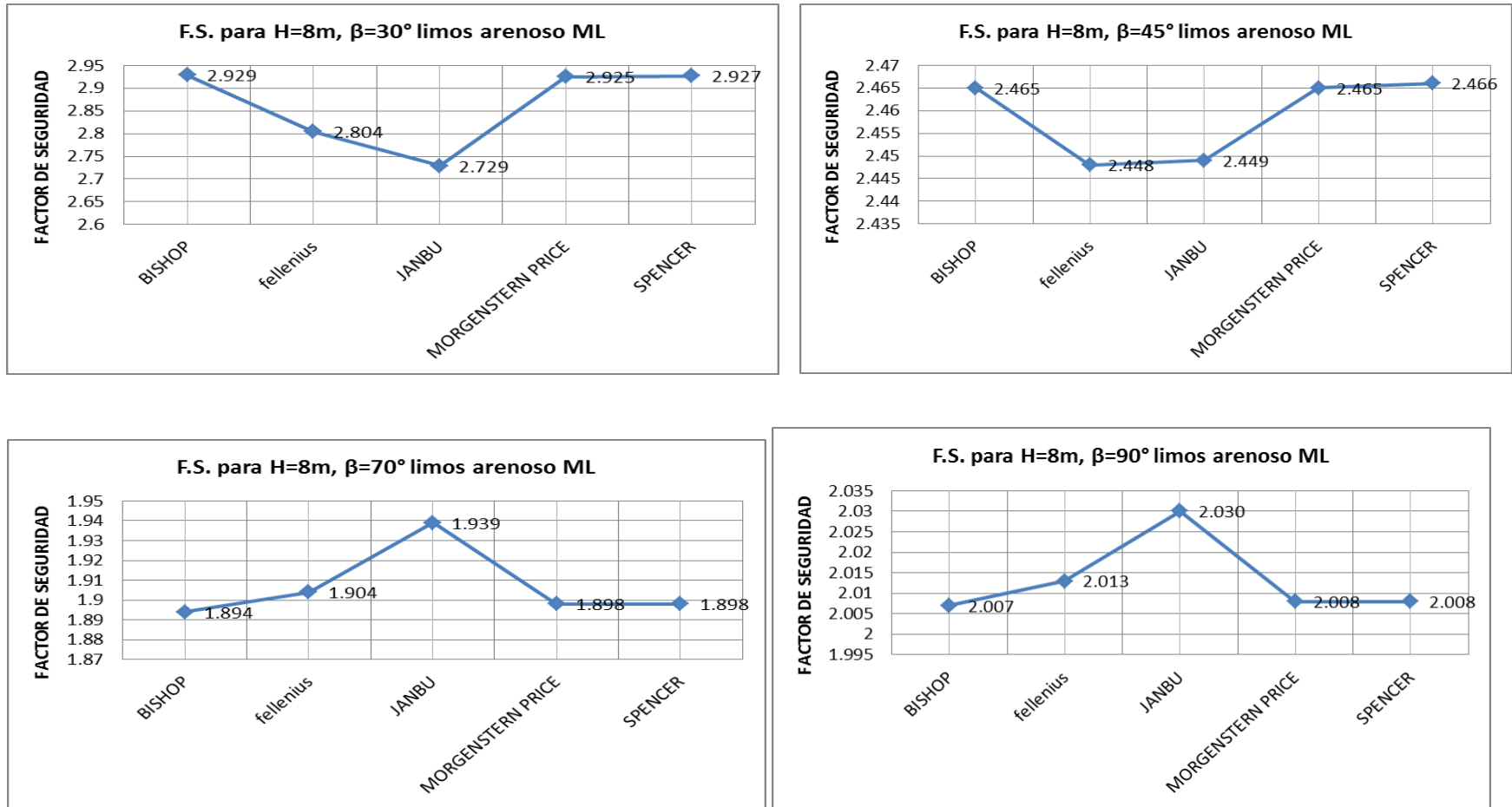


Figura 105-106-107-108.- Valores de los Factores de seguridad para H=8 m, limos arenosos de baja compresibilidad ML



Arenas cohesión= 10 kpa, ángulo de fricción= 27°, peso unitario = 16.5 KN/m3

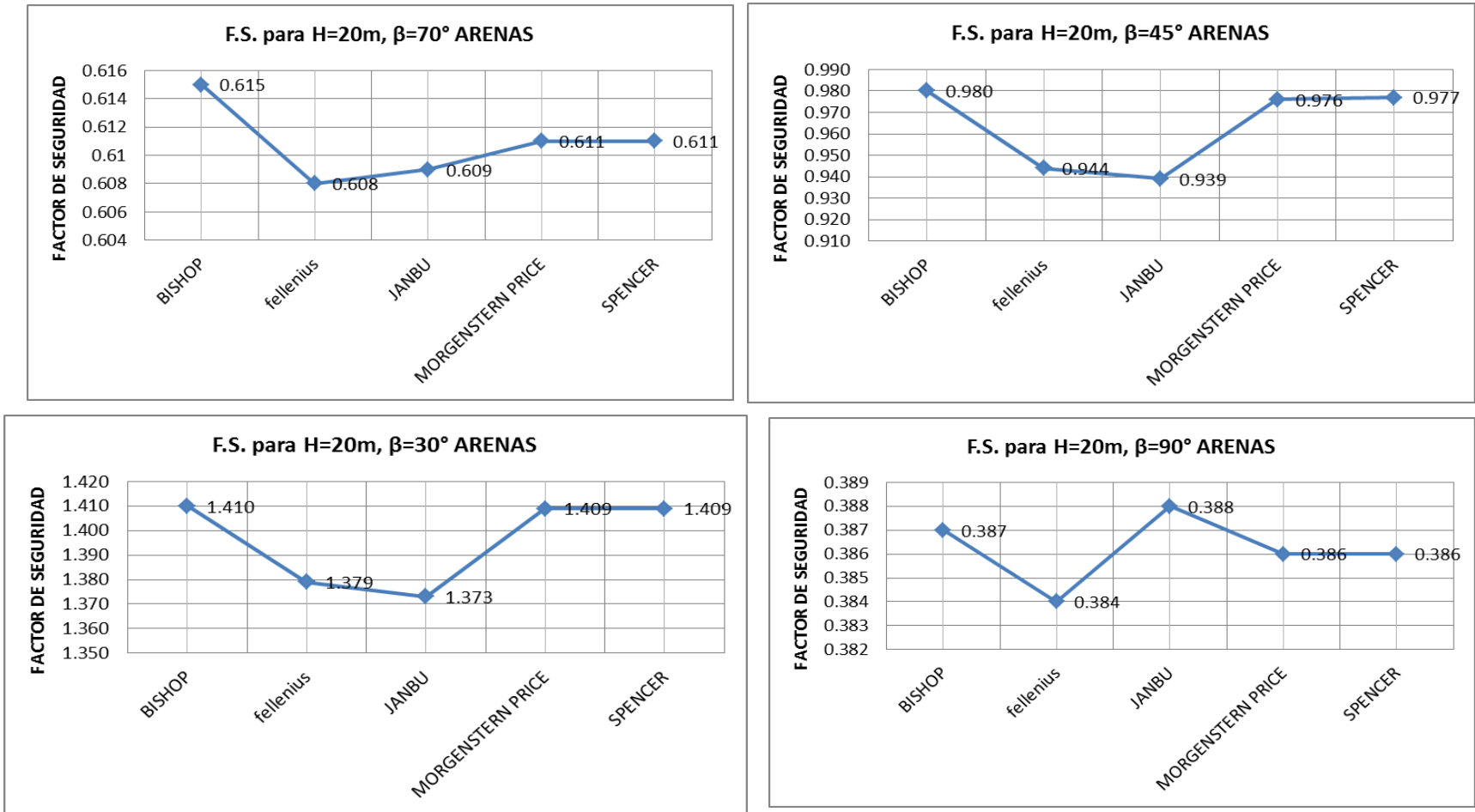


Figura 109-110-111-112.- Valores de los Factores de seguridad para H=20m, ARENAS

Arenas cohesión= 10 kpa, ángulo de fricción= 27°, peso unitario = 16.5 KN/m3

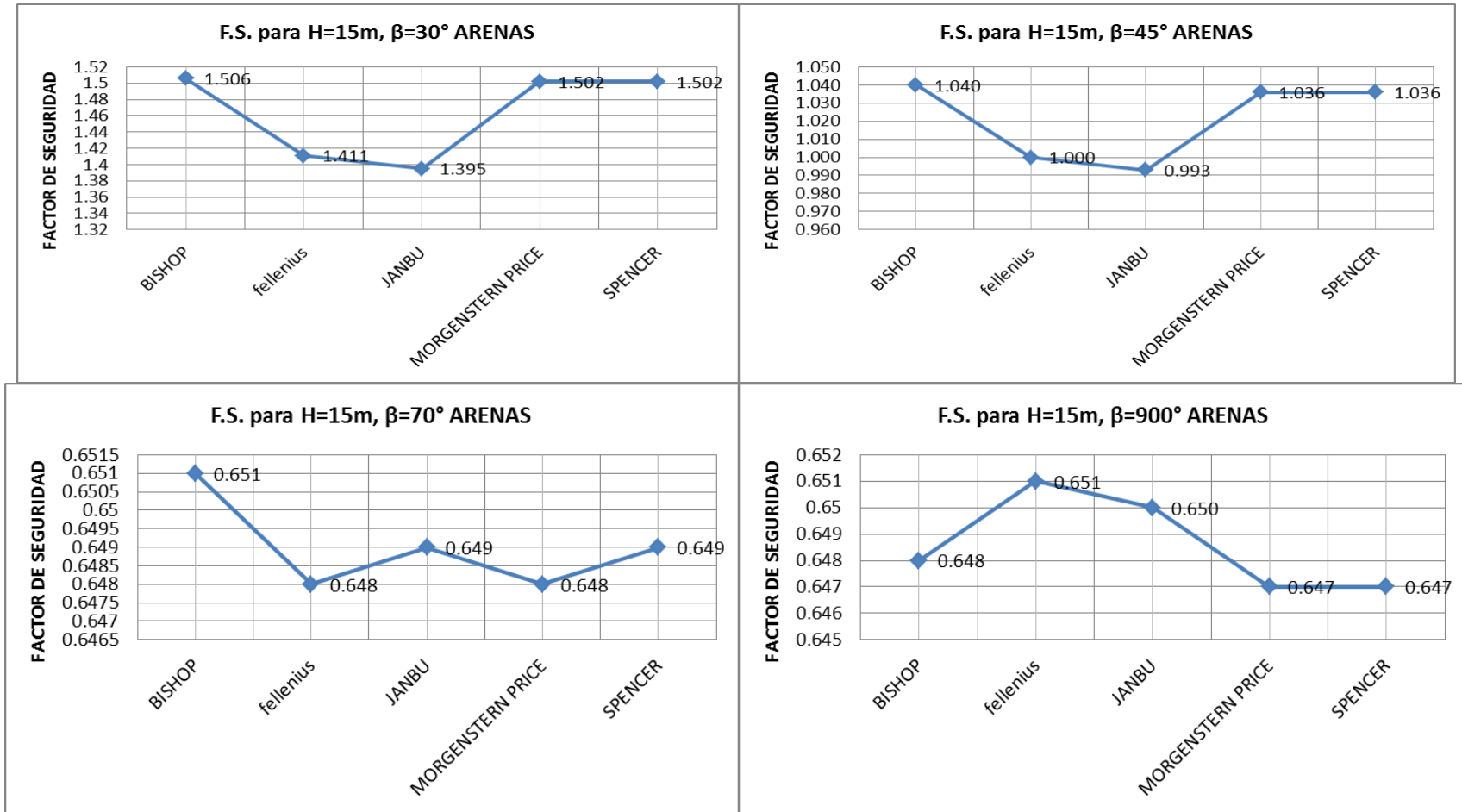


Figura 113-114-115-116.- Valores de los Factores de seguridad para H=15m, ARENAS

Arenas cohesión= 10 kpa, ángulo de fricción= 27°, peso unitario = 16.5 KN/m<sup>3</sup>

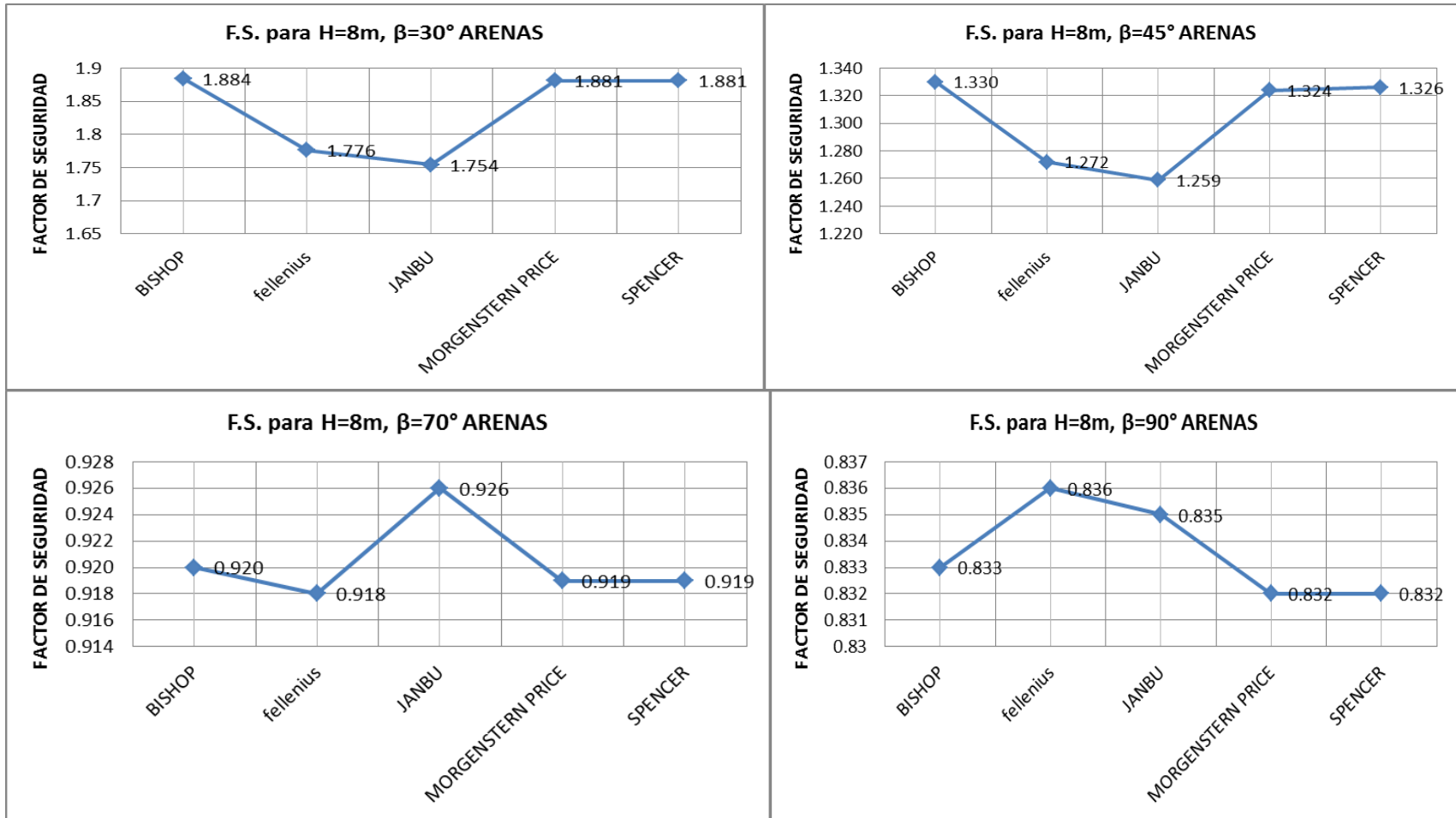


Figura 117-118-119-120.- Valores de los Factores de seguridad para H=8m, ARENAS

#### 4.8. Análisis de las variables consideradas versus el factor de seguridad

A continuación se muestran una serie de gráficas que comparan las variables estimadas en la investigación, versus los resultados de los factores de seguridad obtenidos en las corridas con el software GEOSLOPE, para cada método de estabilidad de taludes.

##### 4.8.1. Gráficas Comparativas del factor de seguridad versus la altura del talud (H)

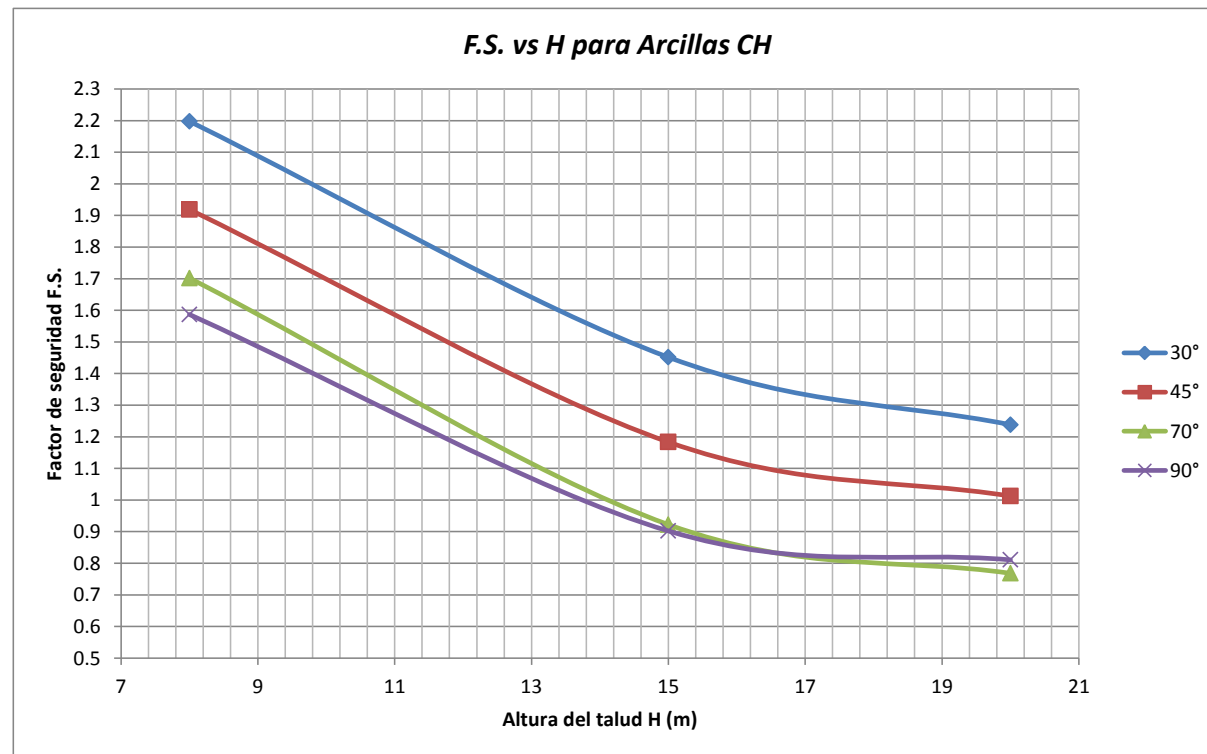


Figura 121.- Gráfica Factores de seguridad vs Alturas (H) para Arcillas CH

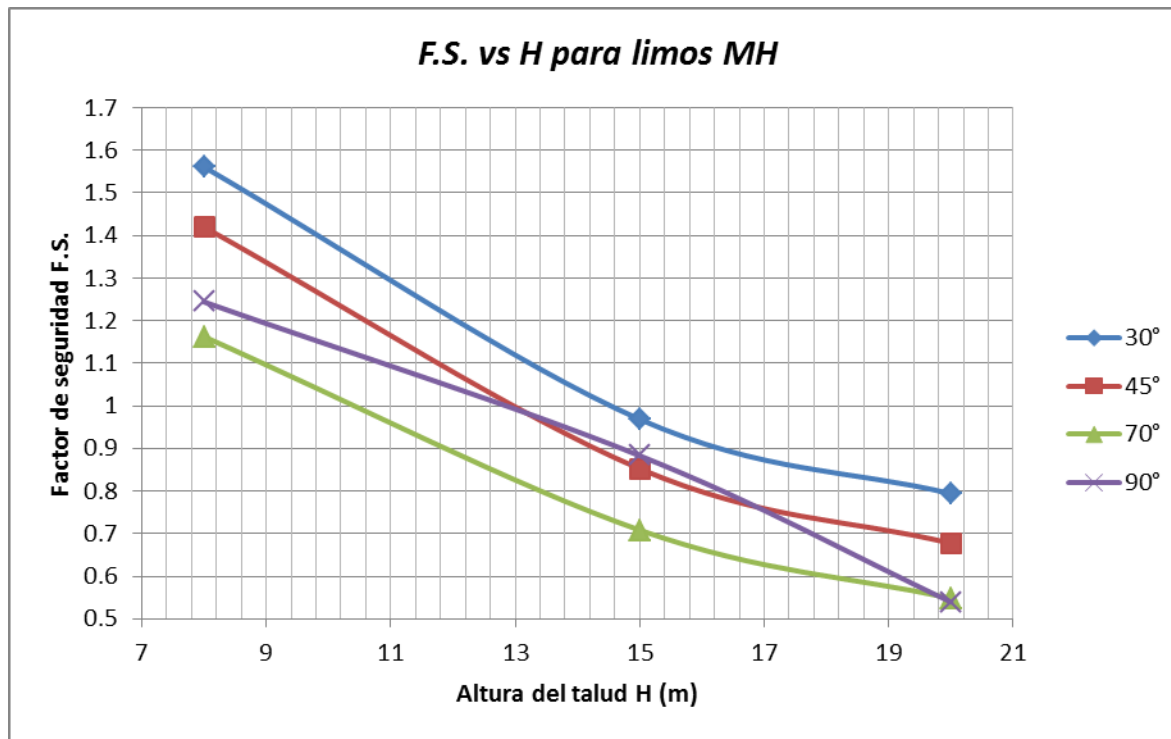


Figura 122.- Gráfica Factores de seguridad vs Alturas (H) para Limos de alta compresibilidad MH

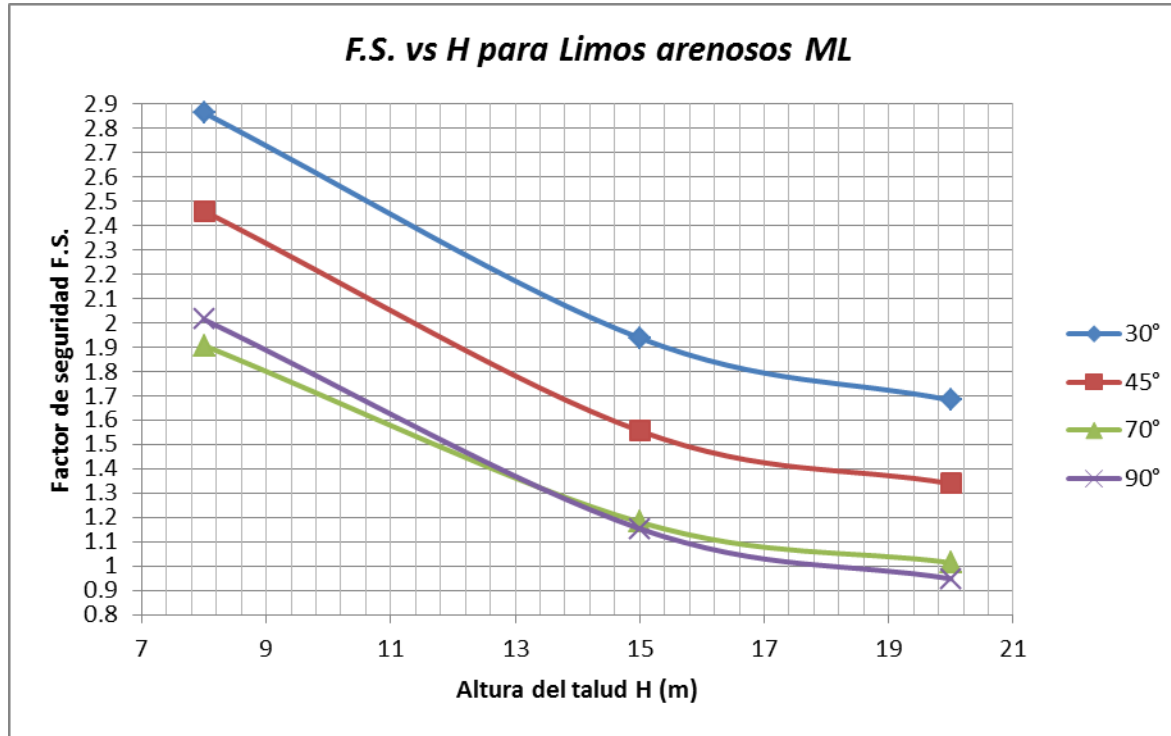


Figura 123.- Gráfica Factores de seguridad vs Alturas (H) para Limos arenosos de baja compresibilidad ML

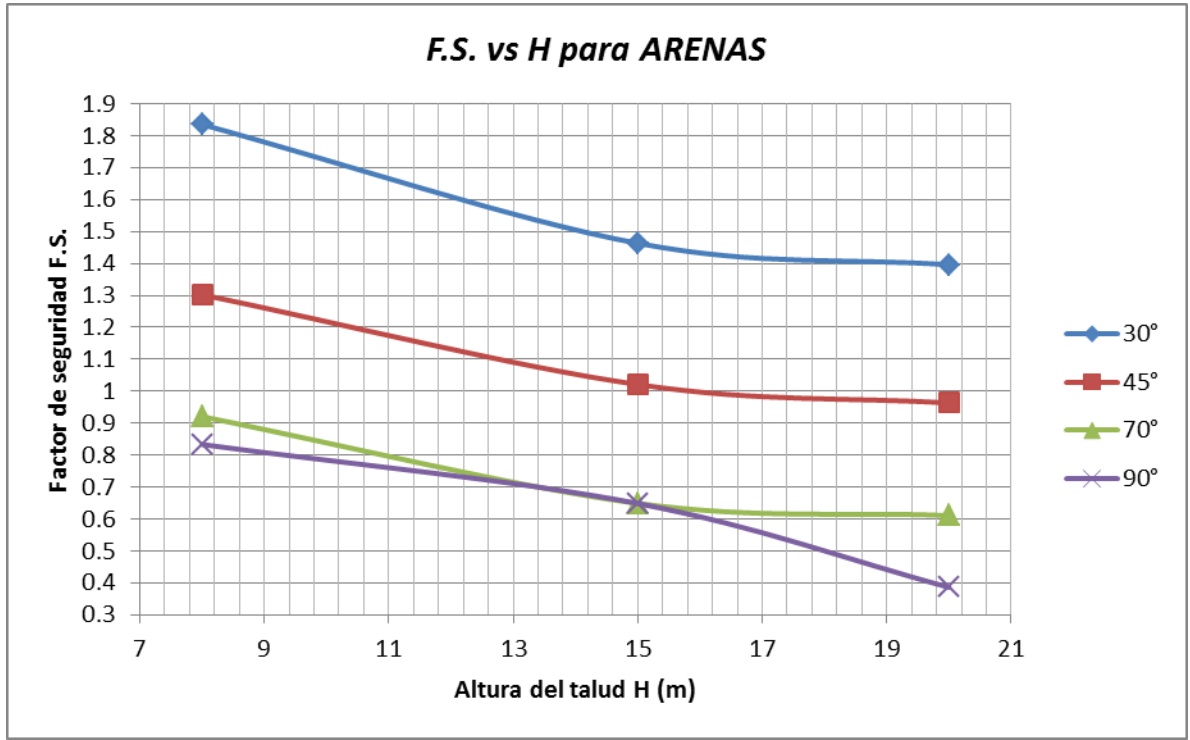


Figura 124.- Gráfica Factores de seguridad vs Alturas (H) para ARENAS

4.8.2. Gráficas Comparativas del factor de seguridad versus la Cohesión (c en kpa)

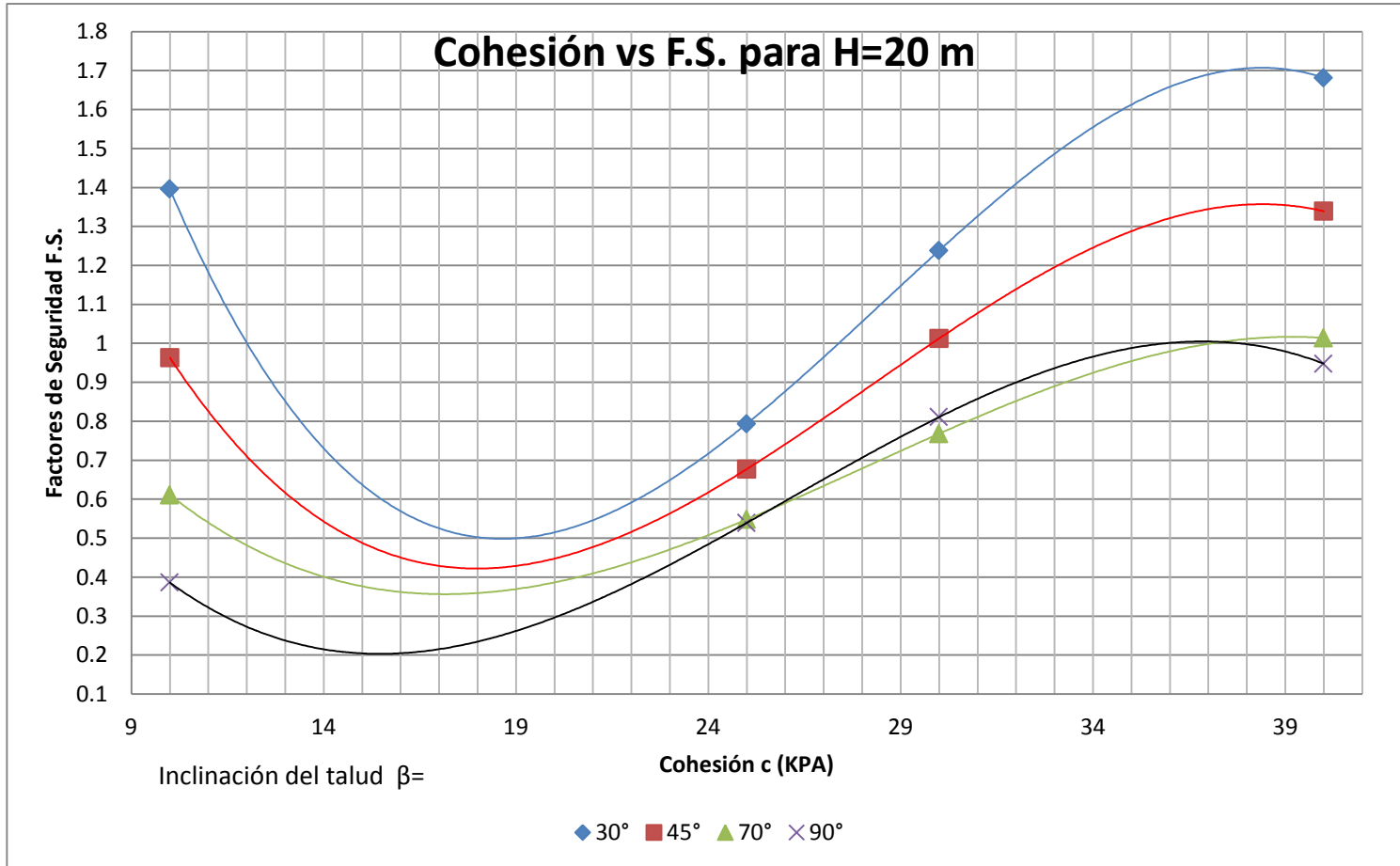


Figura 125.- Gráfica Factores de seguridad vs Cohesión c (KPA) para altura del talud H=20 m



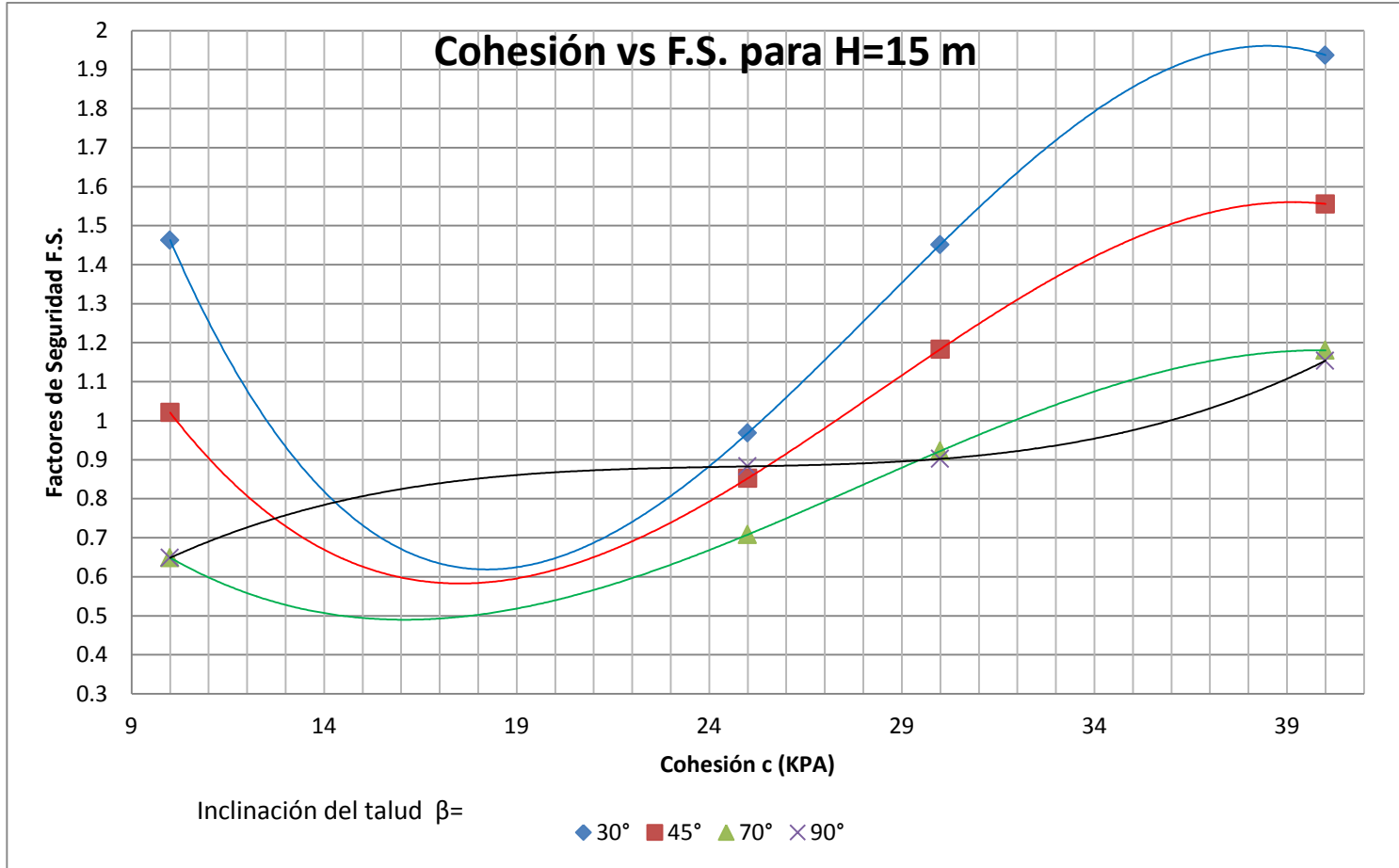


Figura 126.- Gráfica Factores de seguridad vs Cohesión c (KPA) para altura del talud H=15 m

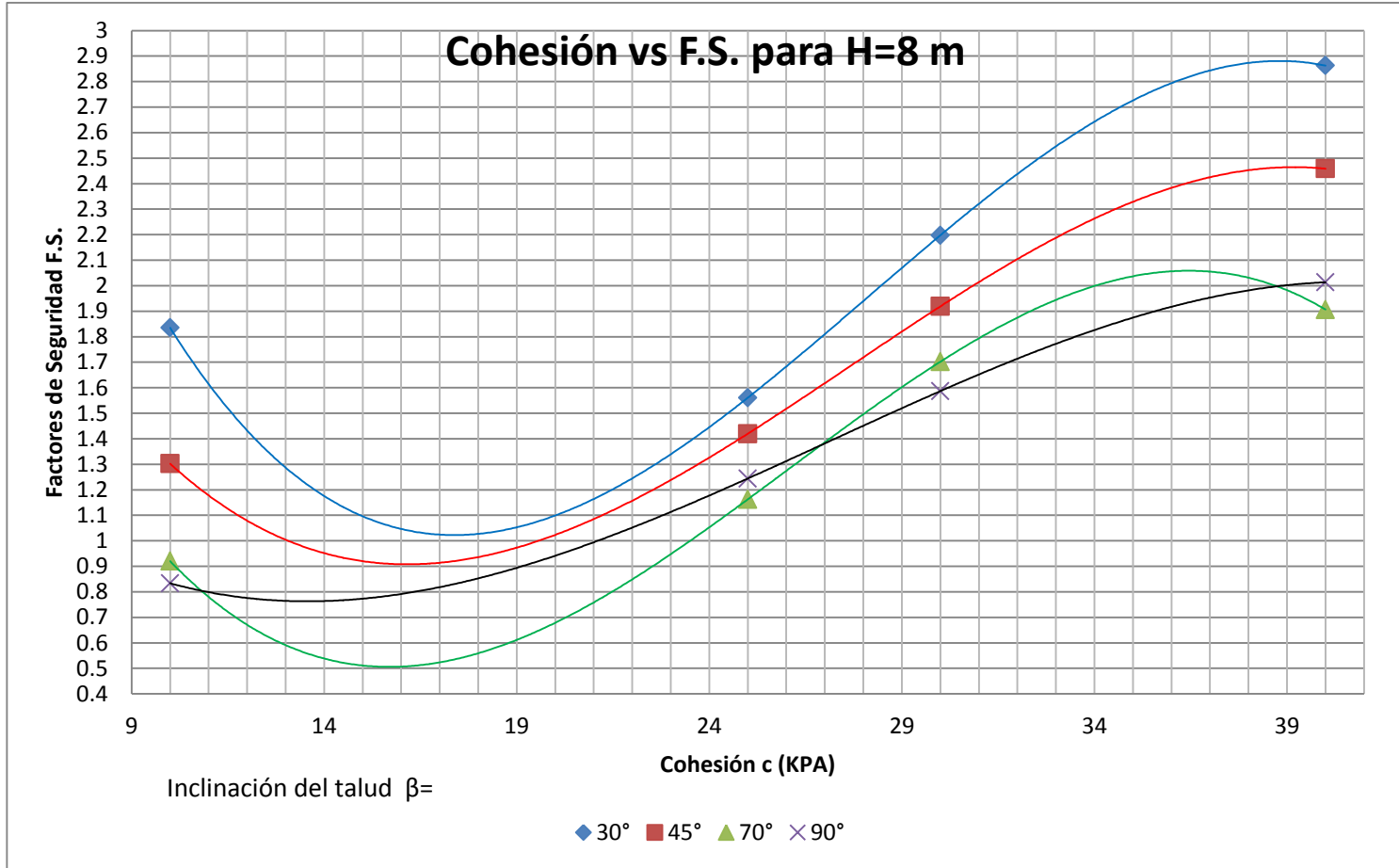


Figura 127.- Gráfica Factores de seguridad vs Cohesión c (KPA) para altura del talud H=8 m

4.8.3. Gráficas Comparativas del factor de seguridad versus el ángulo de fricción  $\phi$  ( $^{\circ}$ )

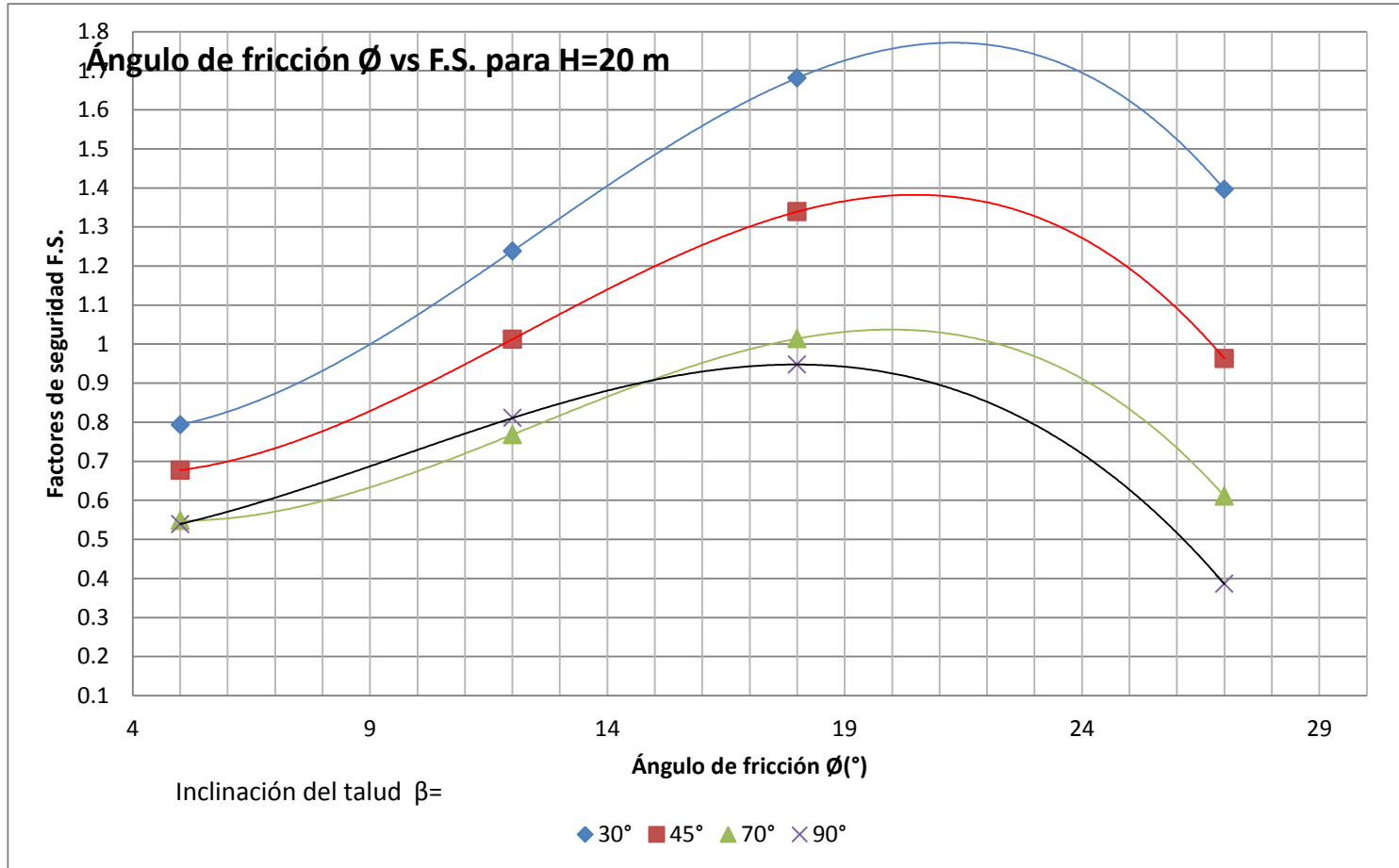


Figura 128.- Gráfica Factores de seguridad vs ángulo de fricción  $\phi$ ( $^{\circ}$ ) para altura del talud H=20 m

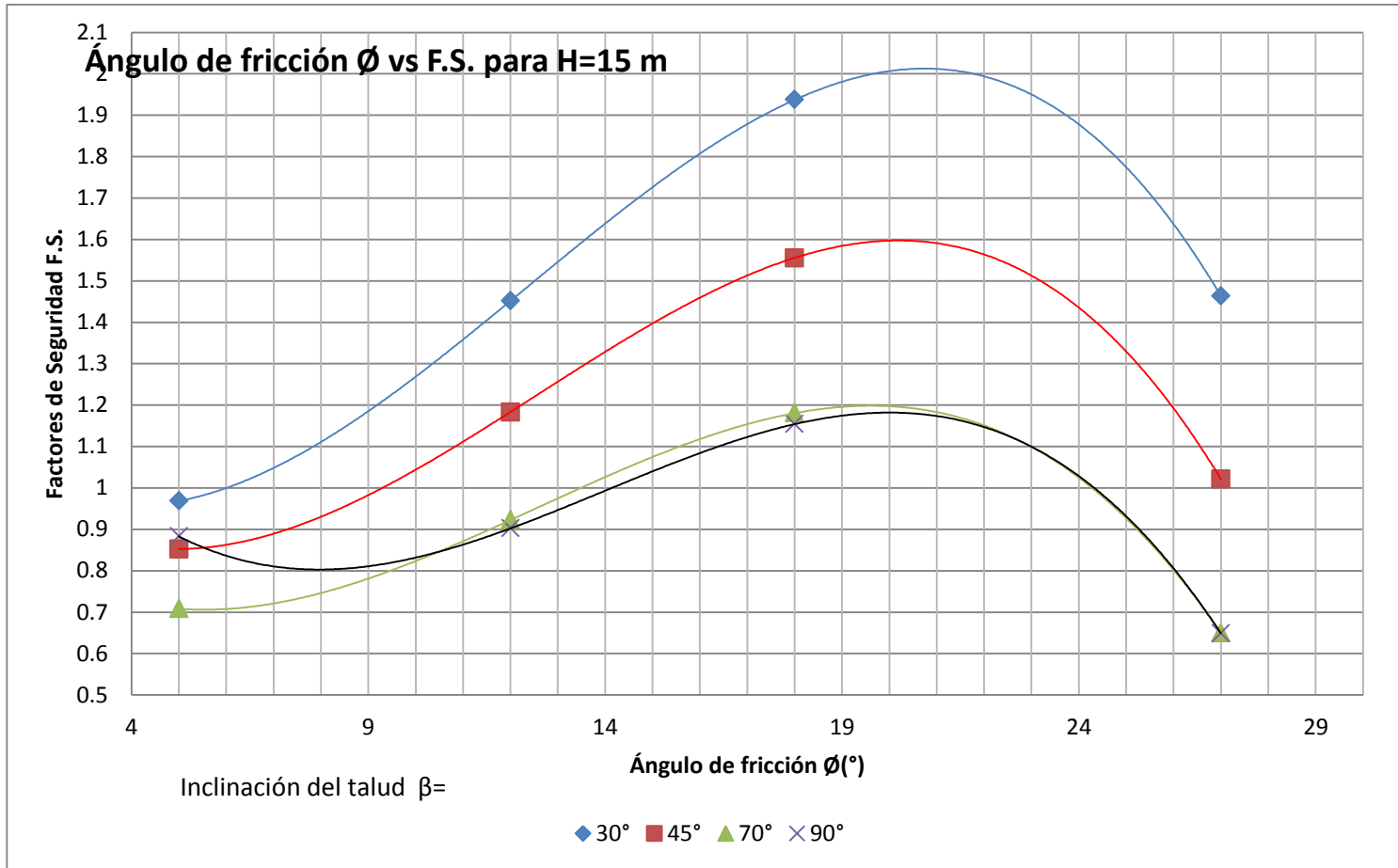


Figura 129.- Gráfica Factores de seguridad vs ángulo de fricción  $\phi$ (°) para altura del talud H=15 m

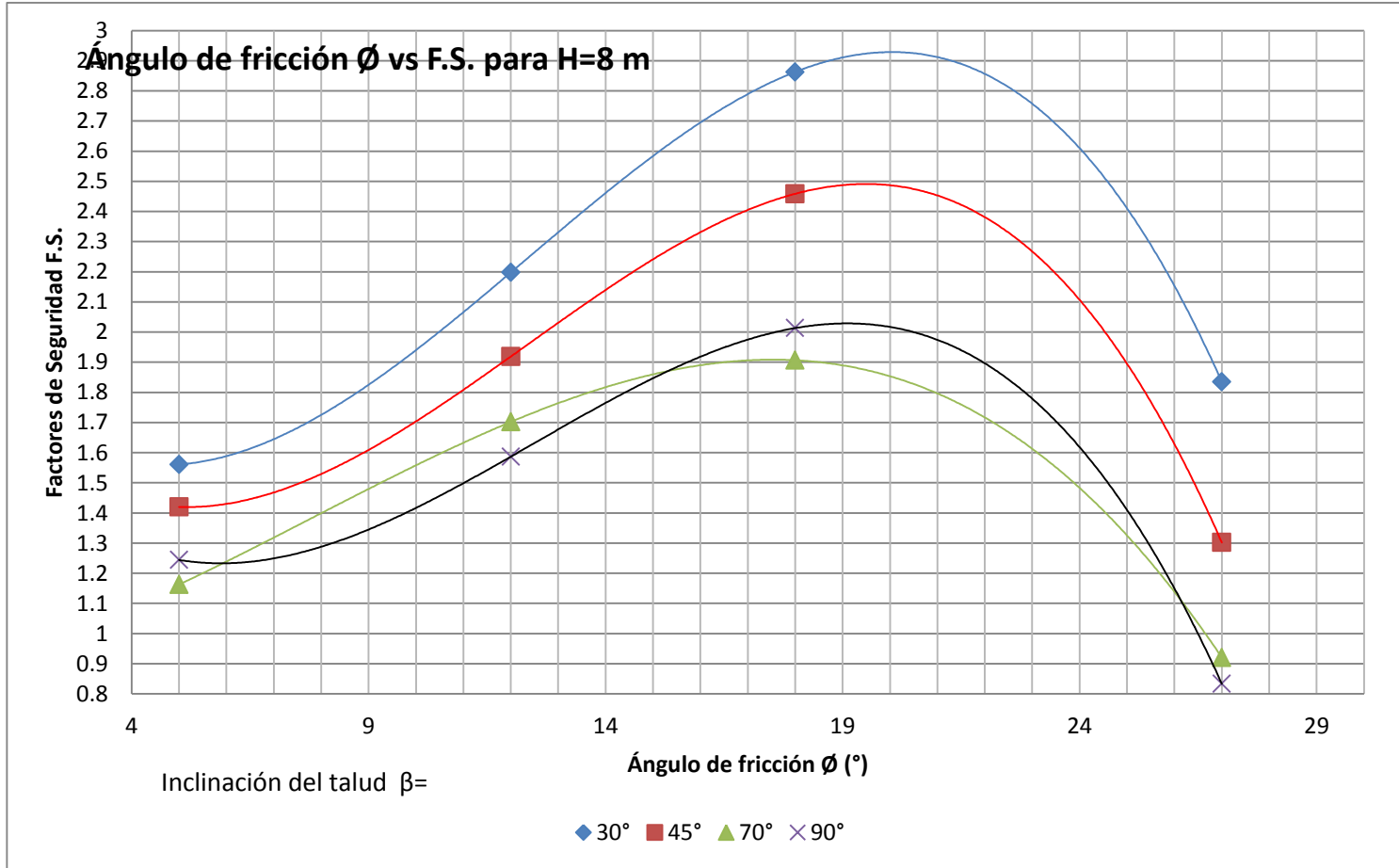


Figura 130.- Gráfica Factores de seguridad vs ángulo de fricción  $\phi$ (°) para altura del talud H=8 m

4.8.4. Gráficas Comparativas del factor de seguridad versus el peso unitario  $\gamma$  (KN/m<sup>3</sup>)

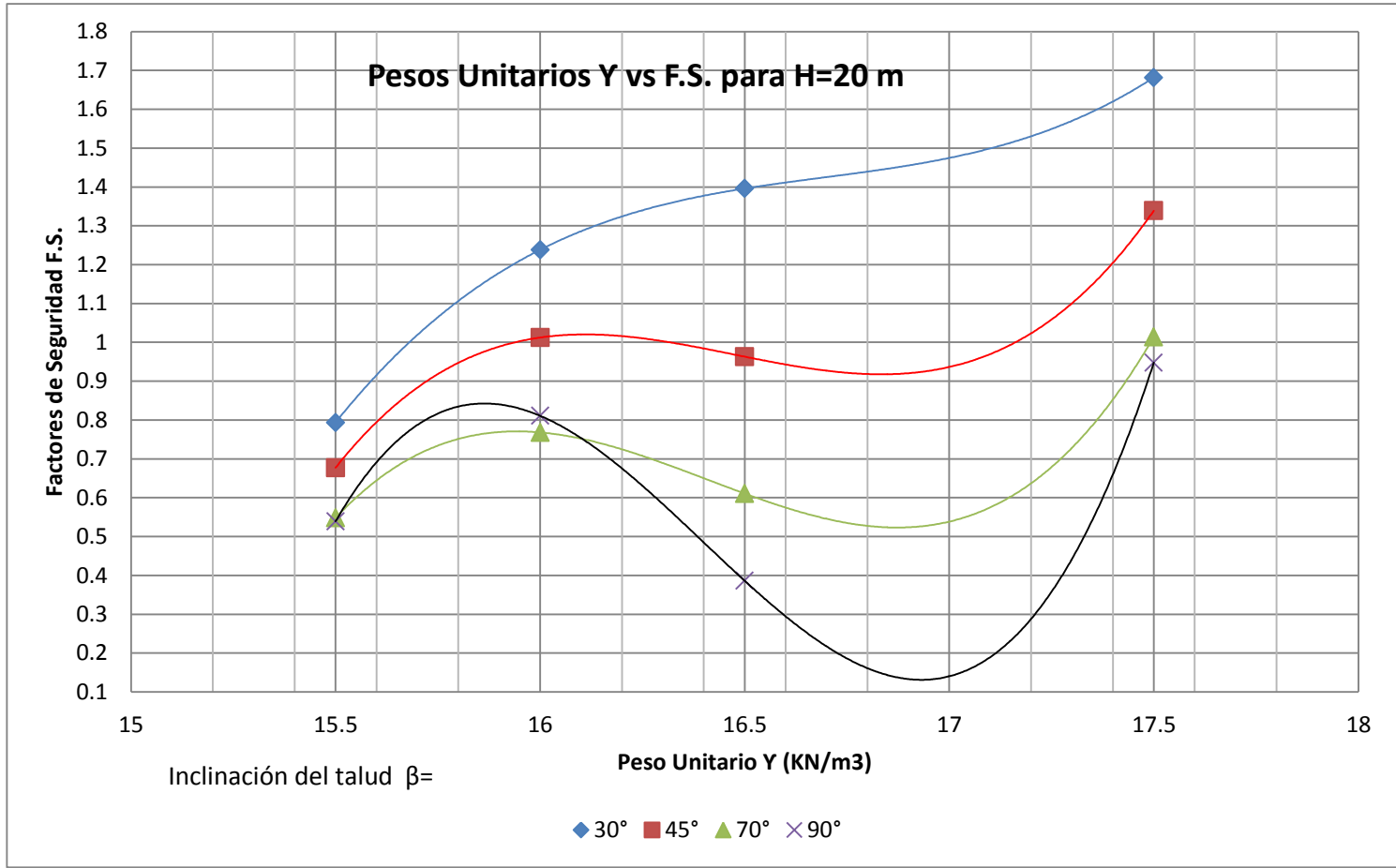


Figura 131.- Gráfica Factores de seguridad vs el peso unitario  $\gamma$  (KN/m<sup>3</sup>) para altura del talud H=20 m

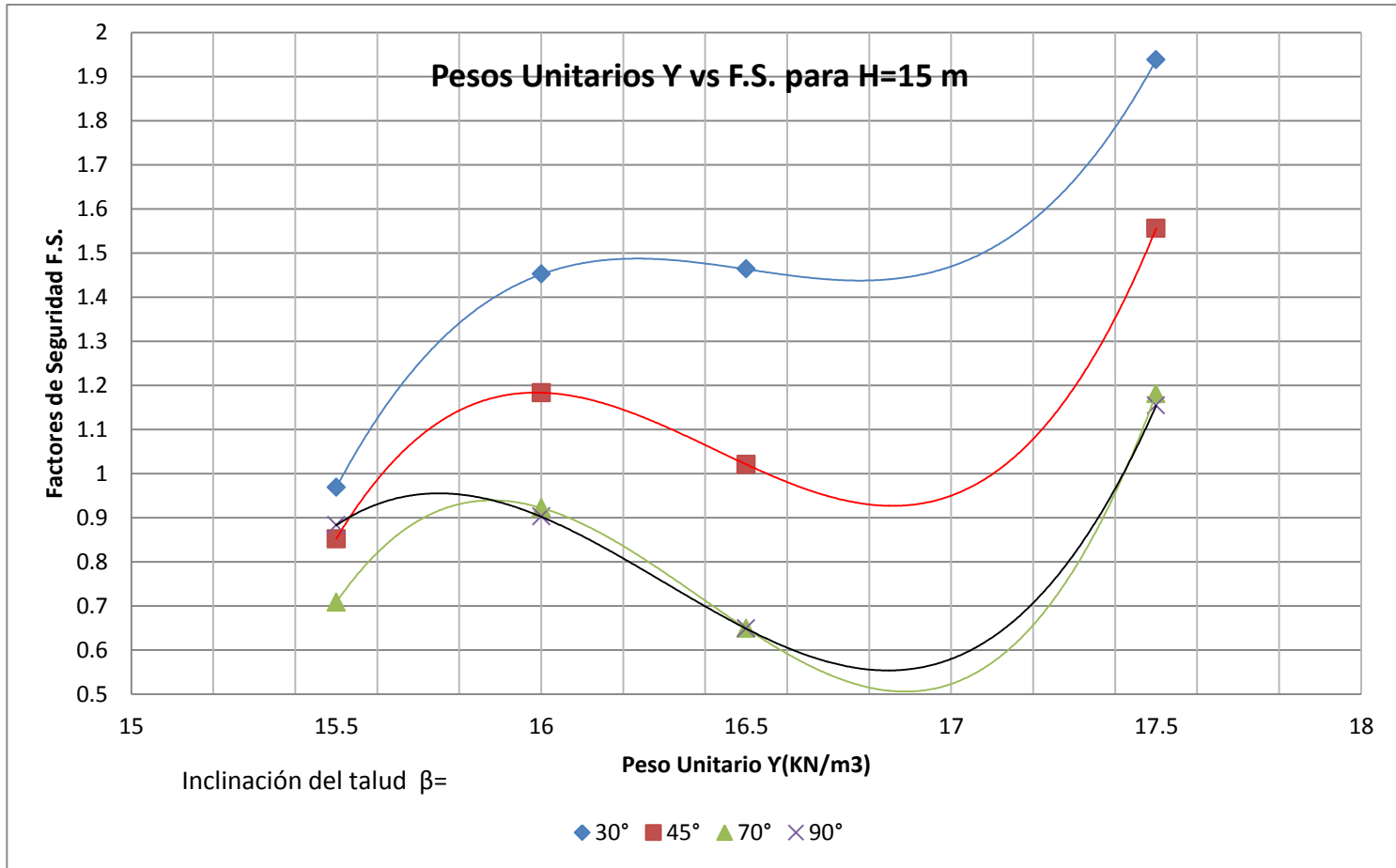


Figura 132.- Gráfica Factores de seguridad vs el peso unitario Y (KN/m<sup>3</sup>) para altura del talud H=15 m

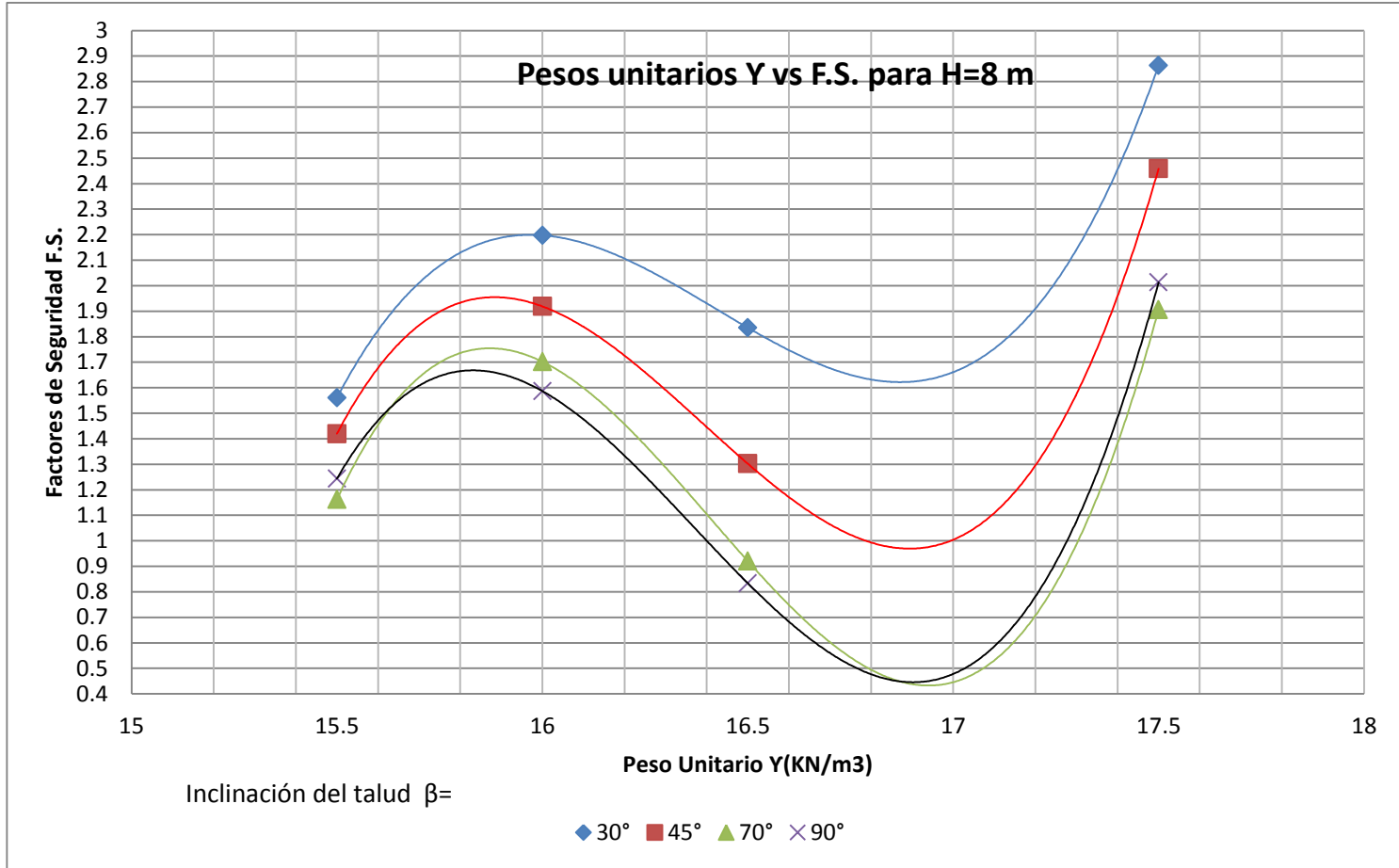


Figura 133.- Gráfica Factores de seguridad vs el peso unitario Y (KN/m<sup>3</sup>) para altura del talud H=8 m



## Capítulo V

### 5. Conclusiones y Recomendaciones

#### 5.1. Conclusiones

De acuerdo a todo lo antes expuesto en la presente investigación y en función de los resultados obtenidos podemos concluir lo siguiente:

- Se analizaron cincuenta y seis (56) proyectos ejecutados por la empresa ZITRO Consultoría en Ingeniería desde el año 2008 hasta la presente fecha, año 2015, en la rama de los estudios de mecánica de suelos previos a la construcción de distintas estructuras a lo largo del país.
- De los 56 proyectos investigados se obtuvieron setenta y cinco (75) muestras inalteradas del tipo tubo de pared delgada (shelby) o bloque, distribuidas de la siguiente manera:
  - a) 48 muestras en Quito, provincia de Pichincha
  - b) 27 muestras en 13 provincias del país (Bolívar, Cotopaxi, El Oro, Guayas, Imbabura, Manabí, Napo, Orellana, Pastaza, Santa Elena, Santo Domingo de los Tsáchilas, Sucumbios y Tungurahua).
- Se analizaron 75 ensayos de clasificación de suelos propuesto por el SUCS y 75 ensayos de resistencia al corte de los siguientes tipos:
  - a) 71 ensayos de Compresión Triaxial no consolidado no drenado tipo UU.
  - b) 4 ensayos de corte directo
- De los resultados de los ensayos de clasificación y resistencia al corte ejecutados en las muestras se procedió a clasificar los tipos de suelos en:
  - a) Arcillas de alta plasticidad tipo CH

- b) Limos de alta compresibilidad tipo MH
- c) Limos arenosos de baja compresibilidad ML
- d) Arenas del tipo SM, SC, SP/SW

Es importante indicar que de las muestras ensayadas se obtuvo la totalidad de tipos de suelo de acuerdo a la clasificación de suelos SUCS.

- Se realizó un análisis de la recta (ecuación lineal) de tendencia de los puntos en cada gráfica ajustando el valor de  $R^2$  hasta obtener la mejor ecuación que permitió descartar los valores fuera de rango.

- a) Cohesión vs ángulo de fricción
- b) Índice de plasticidad vs límite líquido
- c) N del SPT vs cohesión
- d) N del SPT vs ángulo de fricción

Estas gráficas permitieron descartar los valores fuera de rango y escoger valores representativos de los cuatro tipos de suelos clasificados.

- Los valores de los parámetros geomecánicos producto del análisis de las curvas propuestas se muestran en la siguiente tabla:

<b>Tipo de suelos</b>	<b>Clasificación SUCS</b>	<b>Cohesión (kpa)</b>	<b>Ángulo de fricción (°)</b>	<b>Pesos Unitarios (KN/m<sup>3</sup>)</b>
Arcillas de alta plasticidad	CH	30	12	16
Limos de alta compresibilidad	MH	25	5	15.5
Limos arenosos de baja compresibilidad	ML	40	18	17.5
Arenas	SM, SC, SP, SW	10	27	16.5

- Con los valores de resistencia al corte adoptados se procedió al análisis de estabilidad de taludes variando las propiedades geométricas tanto de altura (H en metros) como de inclinación del talud en grados ( $^{\circ}$ ) de acuerdo a las siguientes combinaciones:
  - a) Alturas (H), para 8m, 15m y 20m
  - b) Inclinación del talud  $\beta$  ( $^{\circ}$ ), para  $30^{\circ}$ ,  $45^{\circ}$ ,  $70^{\circ}$  y  $90^{\circ}$
- Con cada una de las combinaciones de altura, inclinación del talud y tipos de suelos se procedió a la aplicación del software GEOSLOPE , obteniendo así 240 corridas de estabilidad de taludes con sus respectivos valores del factor de seguridad (F.S.) para los siguientes métodos :
  - a) Ordinaria o Fellenius
  - b) Bishop simplificado
  - c) Janbu
  - d) Morgenstern y Price
  - e) Spencer
- Las corridas de estabilidad se ejecutaron considerando condiciones estáticas y con el proceso de entrada y salida de círculos de falla en el software GeoSlope.
- Los valores de los factores de seguridad obtenidos para todas las combinaciones y para los métodos analizados varían entre ellos alrededor del 2% y 3%; es decir, los cinco métodos registran valores cercanos.

- En función de los valores del factor de seguridad investigado, podemos concluir que para taludes de inclinaciones entre  $30^\circ$  y  $45^\circ$ , los métodos de Janbu y Fellenius presentan los valores más conservadores respectivamente.
- Para inclinaciones del talud entre  $70^\circ$  y  $90^\circ$ , los métodos de Spencer, Bishop y Morgenstern-Price presentan los valores más conservadores
- Los métodos de Bishop, Spencer y Morgenstern-Price, en la mayoría de casos analizados, presentan valores muy similares en todas las condiciones.
- Los tipos de suelo Limos arenosos de baja compresibilidad del tipo ML son los que registran los valores más altos del factor de seguridad para los casos analizados (0.9478 a 2.863).
- Los suelos tipo limos de alta compresibilidad MH y las arenas SM presentan los valores del factor de seguridad menores (MH: 0.539 a 1.561) y (SM: 0.386 a 1.835)
- Las inclinaciones del talud ( $\beta^\circ$ ) entre  $30^\circ$  y  $45^\circ$  registran en general valores del factor de seguridad  $F.S > 1$ .
- Se confirma que a menor inclinación del talud ( $\beta$ ) y menor altura (H) del mismo, se registra factores de seguridad mayores a 1.
- Los valores obtenidos de los ensayos de laboratorio registran un comportamiento constante para cada tipo de suelo, por lo que se estimaron valores promedio para los análisis de estabilidad.

- Los tipos de taludes analizados presentan en su gran mayoría fallas circulares, a excepción de las inclinaciones de  $90^\circ$  que presentan fallas planas; para los limos de alta compresibilidad MH y arcillas de alta plasticidad CH se presenta superficie de falla de base y para las arenas y limos arenosos de baja compresibilidad ML se presenta superficie de la falla de pie y de talud.
- Con todas las combinaciones generadas para la determinación de los valores del factor de seguridad, se generaron 9 gráficas resumen para las variables de cohesión, ángulo de fricción y pesos unitarios de cada tipo de suelo analizado.

## 5.2 Recomendaciones

- Para el proceso de exploración y toma de muestras en campo se recomienda la extracción de muestras que sean lo más inalteradas posible, para ello es importante tomar en cuenta lo siguiente:
  - a) Las muestras tipo bloque con un adecuado proceso de sellado, identificación y transporte, deberán cumplir con el objetivo de mantener las condiciones de campo, y estas son las más recomendables para recrear de mejor manera en laboratorio el estado de la muestra en campo.
  - b) La toma de muestra mediante tubos de pared delgada tipo shelby deben considerar la relación de diámetro vs altura de la muestra en proporción 1:2 y se recomienda si es posible extraerla mediante la presión del peso de los equipos de perforación (máquinas perforadoras) y si se ejecuta mediante el

hincado del martillo del SPT no se deberá rebasar los  $N_{spt} = 10$  golpes como máximo, para que la muestra pueda considerarse inalterada.

- c) Se recomienda que la decisión de la cantidad y profundidad de las muestras se la realice en función de los estratos identificados en los sondeos geotécnicos para así poseer información de acuerdo al tipo de proyecto; es decir, es primordial ejecutar los sondeos previos necesarios para determinar la profundidad y cantidad de muestras inalteradas.

- Para el proceso de trabajos de laboratorio es importante considerar las siguientes recomendaciones.

- a) El tiempo de extracción de los especímenes de las muestras inalteradas deberá ser mínimo para que los ensayos de laboratorio registren valores cercanos a las condiciones de campo.
- b) Se recomienda el estricto apego a las normas (ASTM) de cada uno de los ensayos de laboratorio, con su respectivo seguimiento y control de los procesos.
- c) Para los ensayos de resistencia al corte se recomienda determinar las condiciones del proyecto para así decidir los tipos de cargas y esfuerzos a los que se someterán los especímenes para los respectivos ensayos.
- d) El personal de laboratorio deberá reportar las observaciones de cada uno de los ensayos ejecutados, esto permitirá analizar de mejor manera los resultados obtenidos y si es que existe alguna condición de rechazar el ensayo.

- e) La identificación y el buen manejo de los formatos de laboratorio son vitales para el buen desarrollo de los siguientes pasos en el análisis de los estudios a realizarse.
- f) Se recomienda que la ejecución de todos los ensayos de laboratorio las realicen laboratoristas preparados técnicamente, certificados y con el conocimiento suficiente de las normas y ramas afines de la mecánica de suelos.
  - Para la realización de los trabajos de oficina es importante considerar lo siguiente:
    - a) La obtención de resultados óptimos depende de aplicar la mayor cantidad posible de información para la construcción del modelo a analizarse; es decir, los perfiles topográficos y la recreación más adecuada de las condiciones reales del talud deberán reflejarse en el prototipo a correrse, considerando la ubicación más exacta de los estratos, condiciones topográficas y la presencia de nivel freático del lugar, de existirlo.
    - b) Para la ejecución de las corridas de estabilidad con el software GEOSLOPE se recomienda considerar todos los beneficios y limitaciones del programa, así también los diferentes procesos que este permite para los análisis de estabilidad de taludes.
    - c) Es importante contrastar los resultados con los diferentes métodos de cálculo que el programa permite analizar para así considerar los valores de factor de seguridad más adecuados para cada uno de los proyectos.

- De los resultados obtenidos en la presente investigación se puede recomendar lo siguiente para optimizar los análisis de estabilidad de suelos:
  - a) Para taludes de inclinación  $\beta^\circ$  de 0 a  $45^\circ$  se recomienda utilizar el método propuesto por Janbu, que registra valores de factor de seguridad más conservadores que los otros métodos.
  - b) Los métodos de Bishop, Morgenstern-Price y Spencer presentan valores muy similares para todos los tipos de condiciones analizadas.
  - c) Para taludes de inclinación  $\beta^\circ$  entre  $45^\circ$  y  $90^\circ$ , los métodos de Bishop, Morgenstern-Price y Spencer presentan los valores más conservadores.
  - d) Para considerar un talud estable, es importante que su valor de seguridad obtenido en condiciones estáticas sea mayor a  $F.S. \geq 1.40$ , o tomar en cuenta las recomendaciones de ciertas normas que limitan los valores mínimos para el factor de seguridad. ( $F.S. \geq 1.60$ ) NEC 2015.
  - e) Otra recomendación importante para considerar un talud estable es el realizar su análisis para condiciones sudestáticas o con sismo y obtener valores mayores a 1  $F.S. \geq 1$ .
  - f) La determinación de los tipos de falla son otro elemento indispensable para considerar la estabilidad de un talud, debido a que a pesar de obtener valores mayores a 1 de factor de seguridad, los tipos de falla reflejados en las gráficas producto de las corridas, presentan sugerencia del comportamiento de una posible falla a futuro si se modifican las condiciones del talud.



- Los suelos arenosos SM y limos de alta compresibilidad MH son los más vulnerables a la inestabilidad de acuerdo a los resultados obtenidos en esta investigación, por lo que se recomienda para estos tipos de suelos métodos de estabilización de taludes como construcción de anclajes, muros, sistemas de contención, modificación de la geometría del talud etc.
- Los suelos limos arenosos de baja compresibilidad ML y arcillas de alta plasticidad CH presentan valores de factor de seguridad Altos; sin embargo, se recomienda analizar cada caso para efectos de erosión eólica, por presencia de agua o por sismos.
- Para la estabilización de un talud se recomienda como primera alternativa la modificación de su geometría, si es que las condiciones lo permiten; y por los casos analizados en esta investigación las inclinaciones menores a  $45^\circ$  generan buenos resultados de estabilidad así como también las bajas altura menores a 10 m.
- Las gráficas obtenidas en la presente investigación (figuras 121 a la 133) generan una importante fuente de consulta previa a un análisis de estabilidad; sin embargo, es importante considerar que cada proyecto contiene condiciones diferentes y se recomienda la ejecución de todos los procesos necesarios para obtener resultados óptimos.
- Este estudio se deberá considerar como una guía referencial para contrastar resultados que contemplen condiciones similares a las analizadas en esta

investigación, considerando todos los errores que pueden presentarse por la variabilidad de datos y procesos de análisis.

- Las entidades a cargo del control y desarrollo del área de construcción en el país deberían fomentar la ejecución de estudios que prevengan desastres naturales como: deslizamientos de masas de tierra, aludes o problemas en los procesos constructivos que presenten excavaciones importantes.
- Finalmente, se recomienda que todos los especialistas dedicados a la geotecnia en nuestro país consideren lo relevante de los resultados y recomendaciones emitidas en un informe de estabilidad de taludes; puesto que se pone en juego primordialmente la vida de las personas, sus bienes y los proyectos en sí, con sus consiguientes presupuestos y tiempos a ejecutarse.

## BIBLIOGRAFÍA:

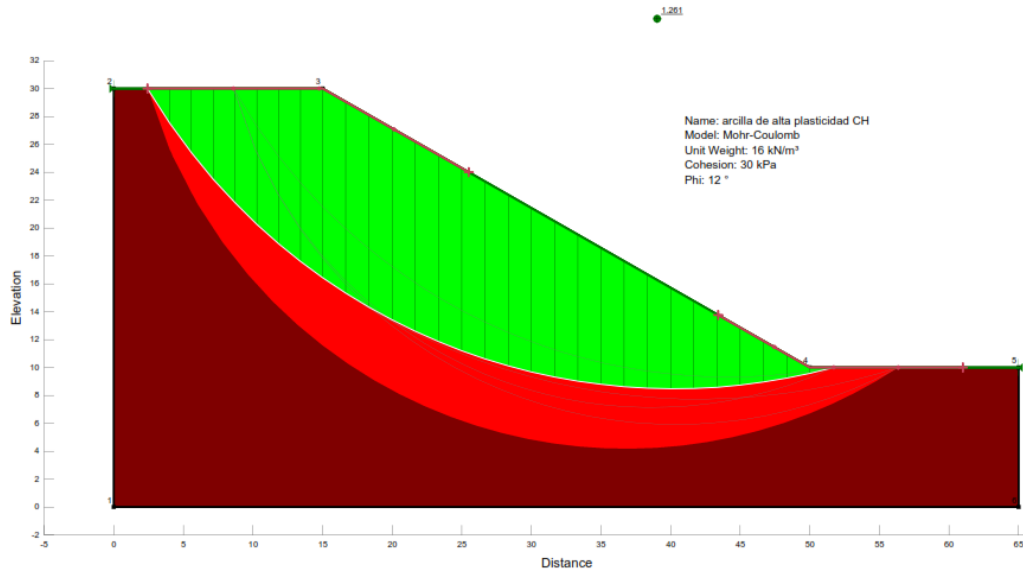
1. ASTM INTERNACIONAL. American Society for Testing Materials, USA
2. Braja, M. Das (Quinta Edición - 2006). Principios de Ingeniería de Cimentaciones. California State University, Sacramento: Editorial Thomson
3. Duncan-J.M. and Wright-S.G (2005.). Soil strength and slope stability. John Wiley and Sons, Inc.
4. González de Vallejo, Luis (2002). Ingeniería Geológica. Madrid: Pearson Educación Prentice Hall
5. Hoek-E. and Bray-J.W. (1981 *Rock slope engineering*. Institution of mining and metallurgy, London,
6. Leoni, Augusto (1987). Apuntes de resistencia al corte – Universidad Nacional de la Plata.
7. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda – Cámara de la Industria de la Construcción . (2014 ). NEC Norma Ecuatoriana de la Construcción Geotecnia y Cimentaciones. Quito - Ecuador: Dirección de Comunicación Social MIDUVI.
8. PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR (PUCE). Manual de Suelos Módulo 1, Laboratorio de Materiales de Construcción
9. Rico, Alfonso y otros (2008). La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas Volumen 1. México: LIMUSA
10. Santoyo, Enrique (2010). Vigesima Conferencia Nabor Carrilo – Exploración de Suelos Métodos Directos e Indirectos, Muestreo y Pruebas de Campo. Acapulco México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (SMIG)
11. Suárez, Jaime (Primera Edición – 2009). Deslizamientos Volumen 1 Análisis Geotécnico. Bucaramanga – Colombia: Universidad Industrial de Santander (UIS).

# *ANEXOS*

*CORRIDAS DE ESTABILIDAD DE  
TALUDES  
SOFTWARE GEOSLOPE*

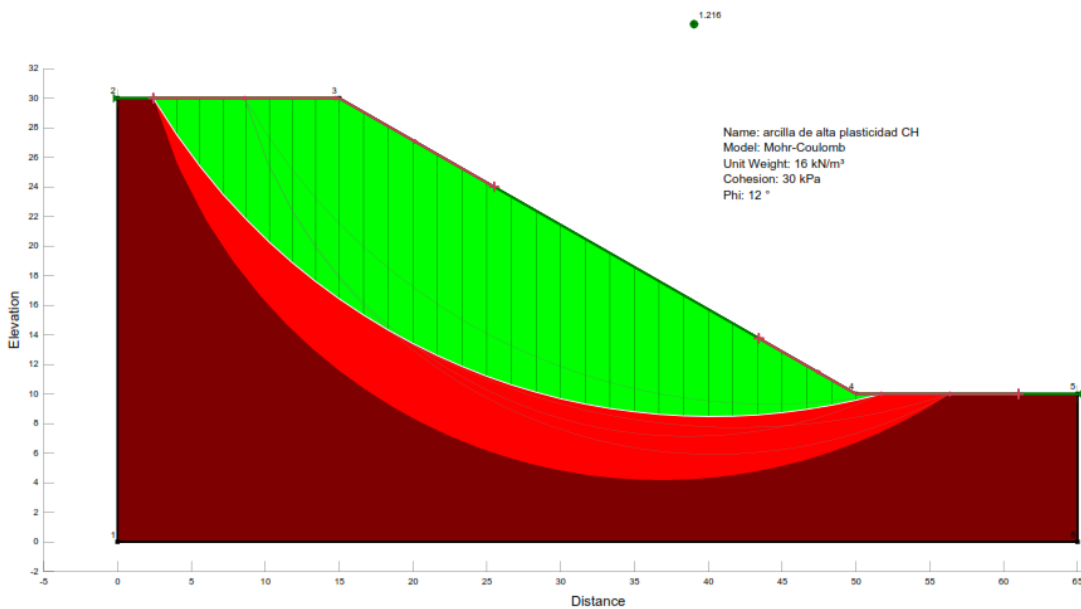
Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
---	--------------------	---	--

MÉTODO DE SPENCER



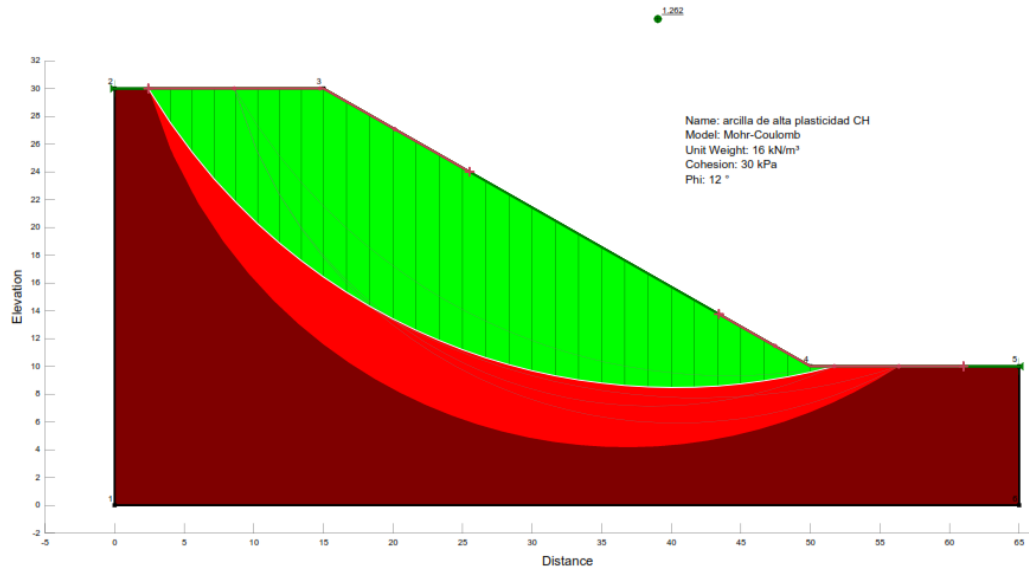
Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Fellenius
---	--------------------	---	--

MÉTODO DE FELLENIUS



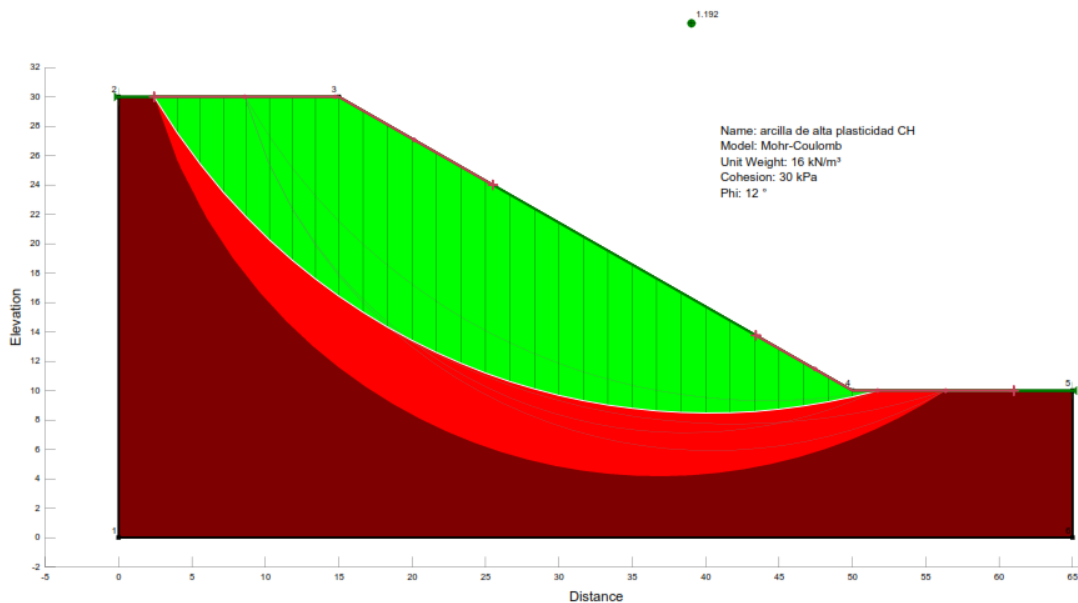
Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Bishop
---	--------------------	---	---

MÉTODO DE BISHOP



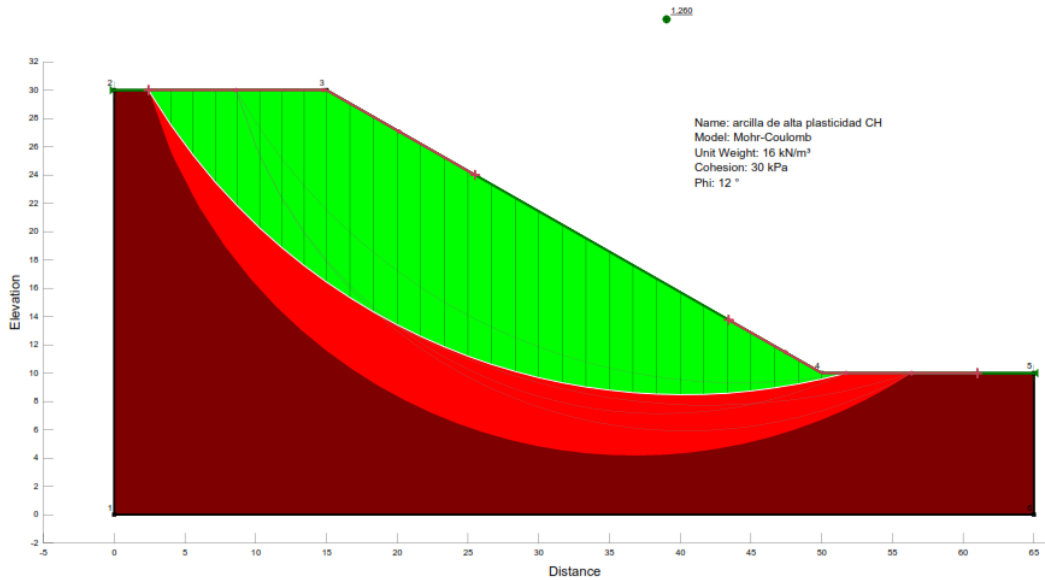
Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Janbu
---	--------------------	---	--

MÉTODO DE JANBU



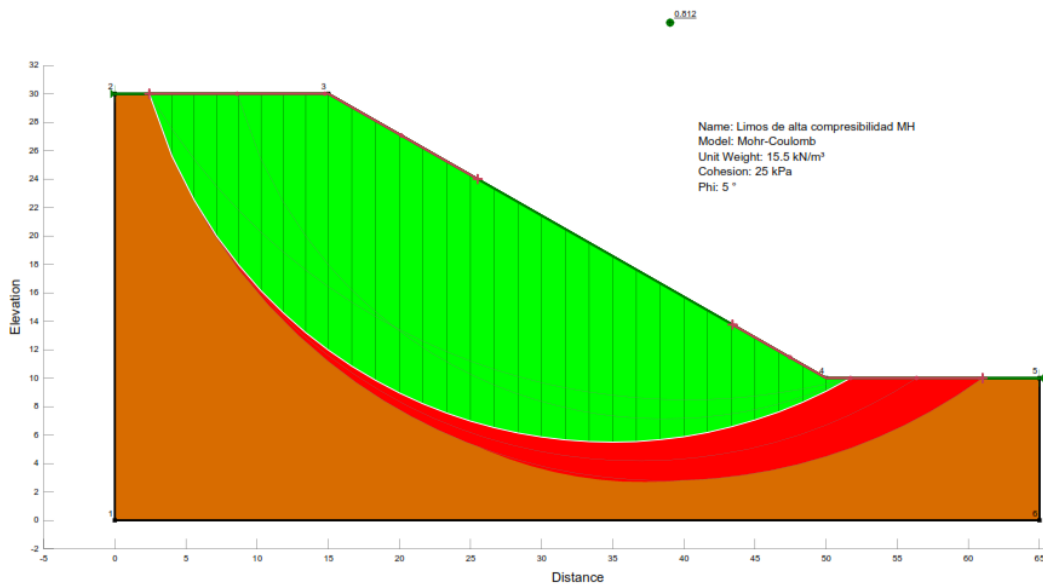
Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Morgenstern-Price
---	--------------------	---	--

MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE



Tipo de suelo: Limos de alta compresibilidad MH	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Morgenstern-Price
--	--------------------	---	--

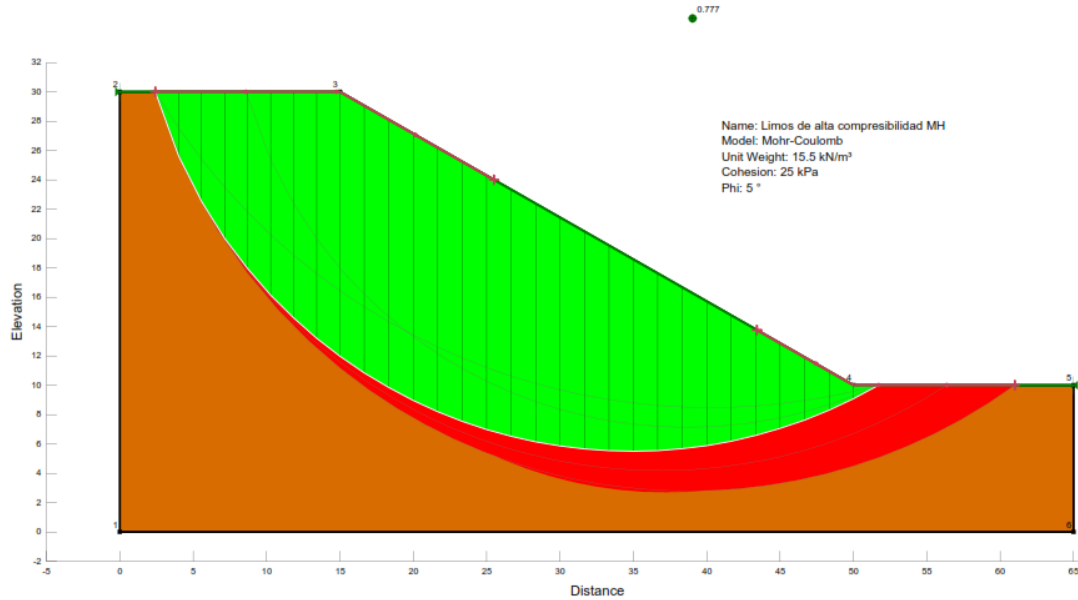
MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE





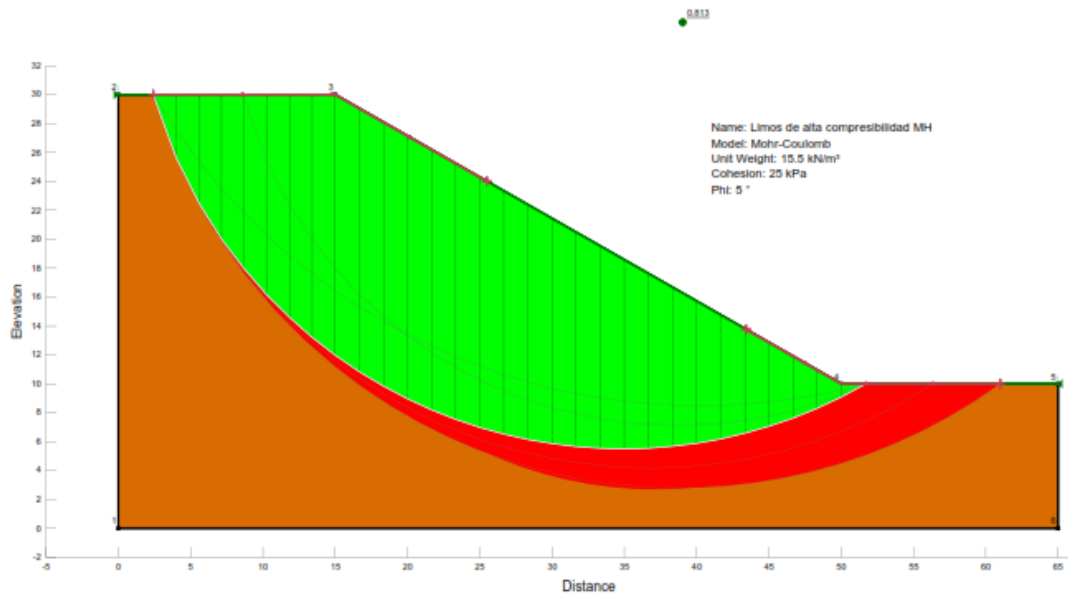
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 20 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Fellenius
--	------------------------	---	--

MÉTODO DE FELLENIUS



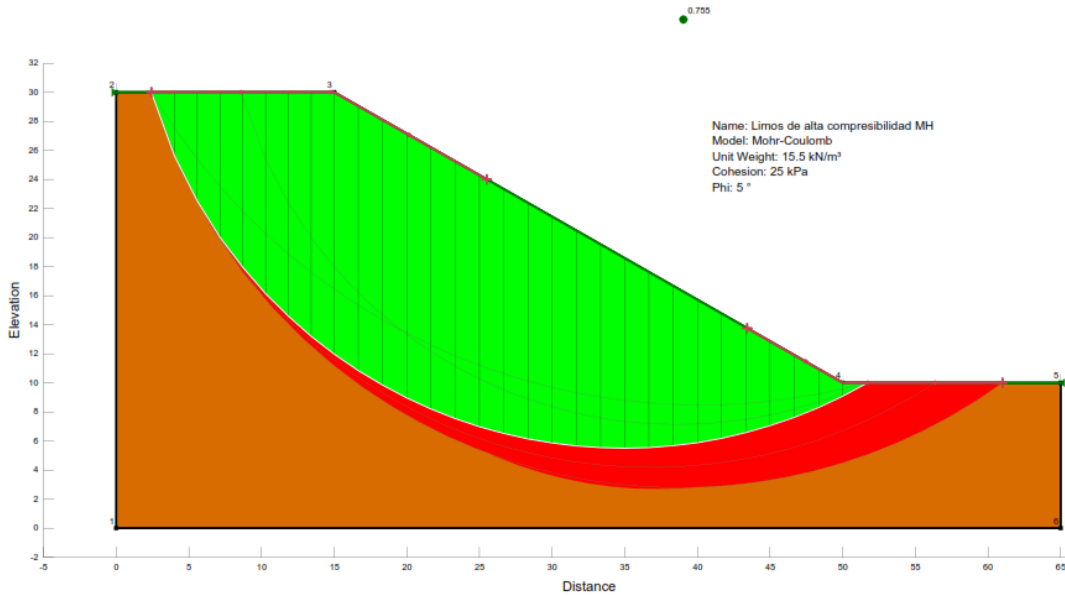
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 20 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Bishop
--	------------------------	---	---

MÉTODO DE BISHOP



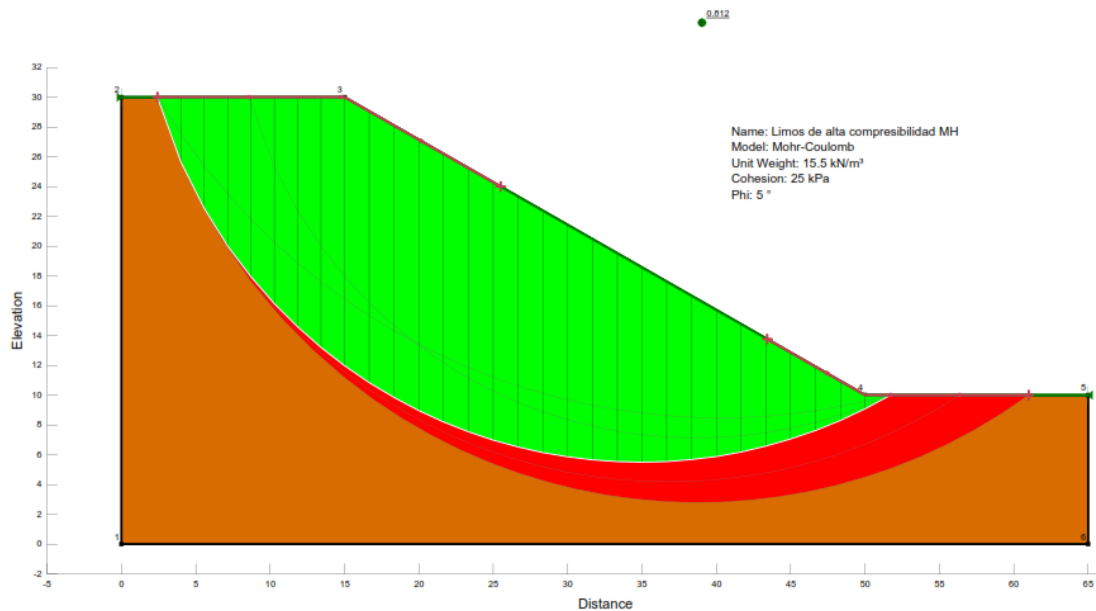
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 20 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Janbu
--	------------------------	---	--

MÉTODO DE JANBU



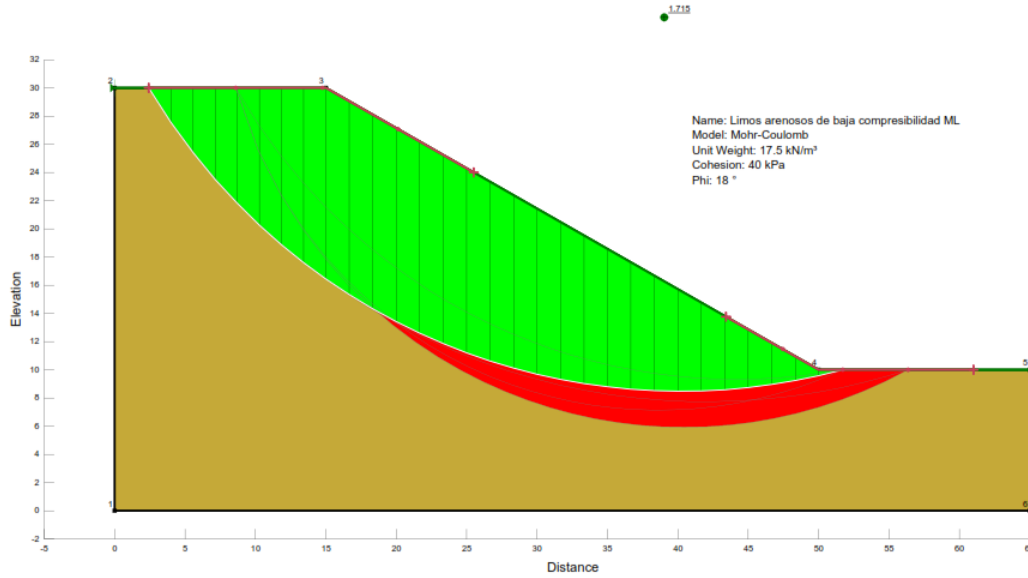
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 20 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Spencer
--	------------------------	---	--

MÉTODO DE SPENCER



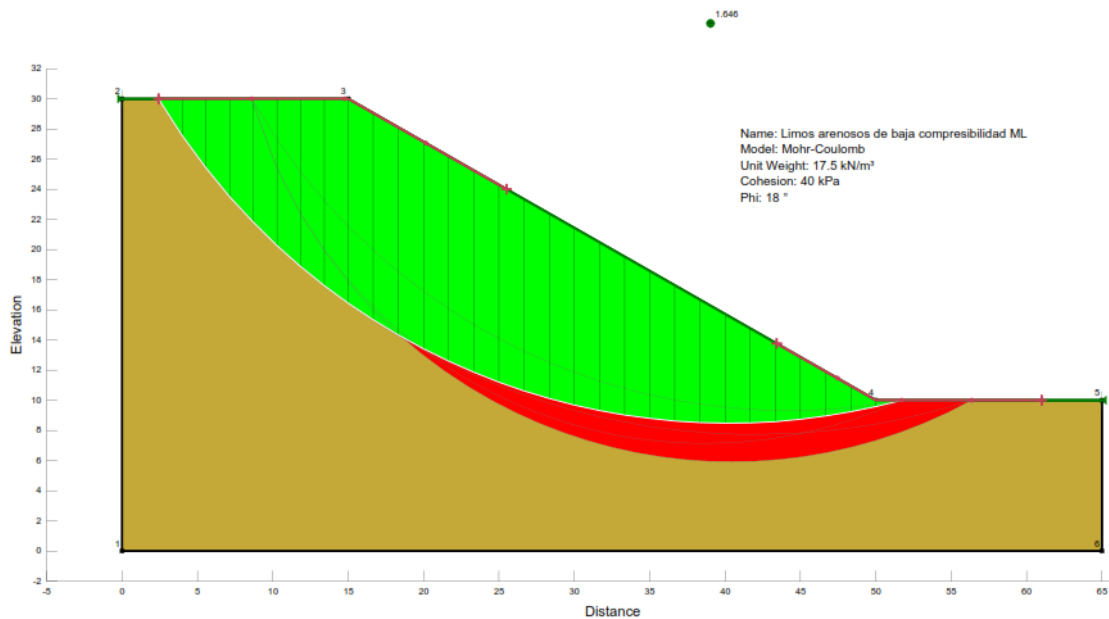
Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Limos de arenosos de baja compresibilidad ML	H= 20 m	$\beta = 30^\circ$	Spencer

MÉTODO DE SPENCER



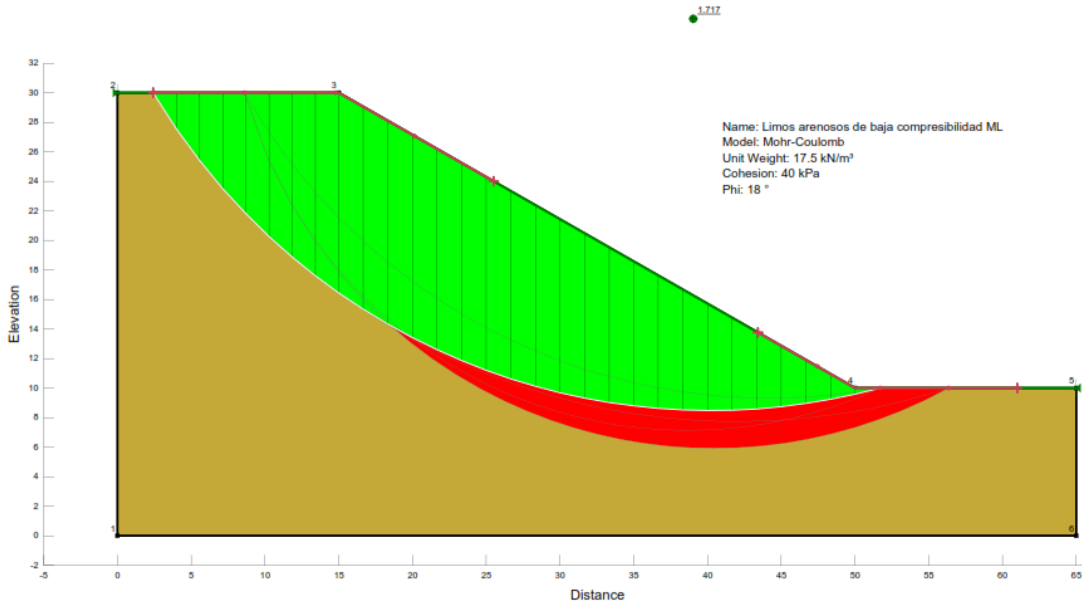
Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Limos de arenosos de baja compresibilidad ML	H= 20 m	$\beta = 30^\circ$	Fellenius

MÉTODO DE FELLENIUS



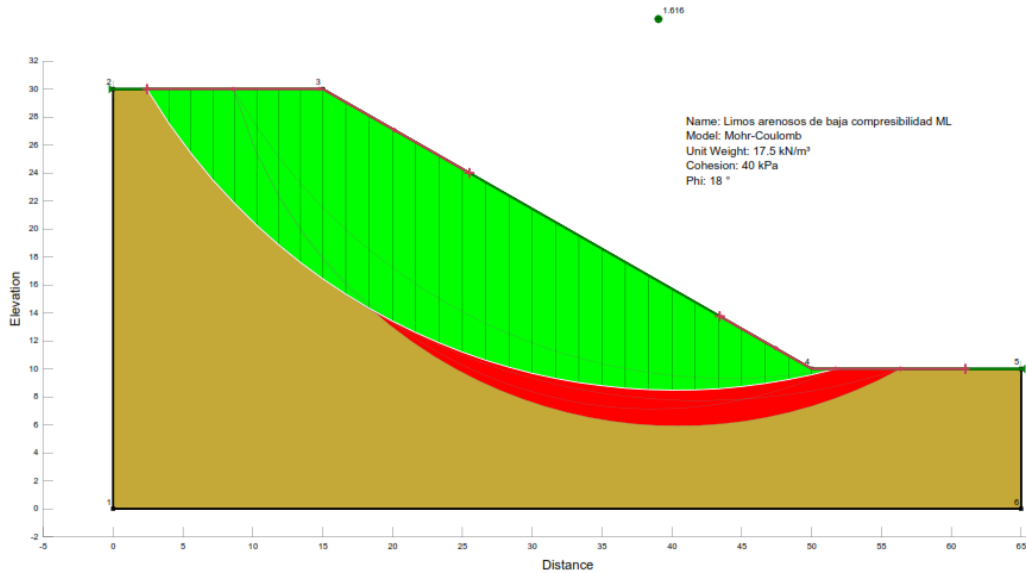
Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Limos de arenosos de baja compresibilidad ML	H= 20 m	$\beta = 30^\circ$	Bishop

MÉTODO DE BISHOP



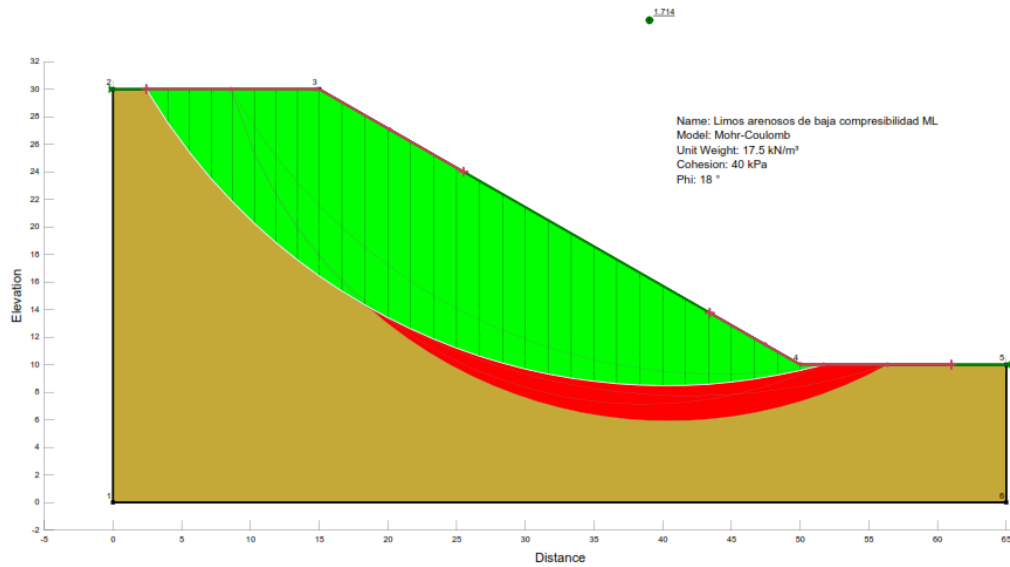
Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Limos de arenosos de baja compresibilidad ML	H= 20 m	$\beta = 30^\circ$	Janbu

MÉTODO DE JANBU



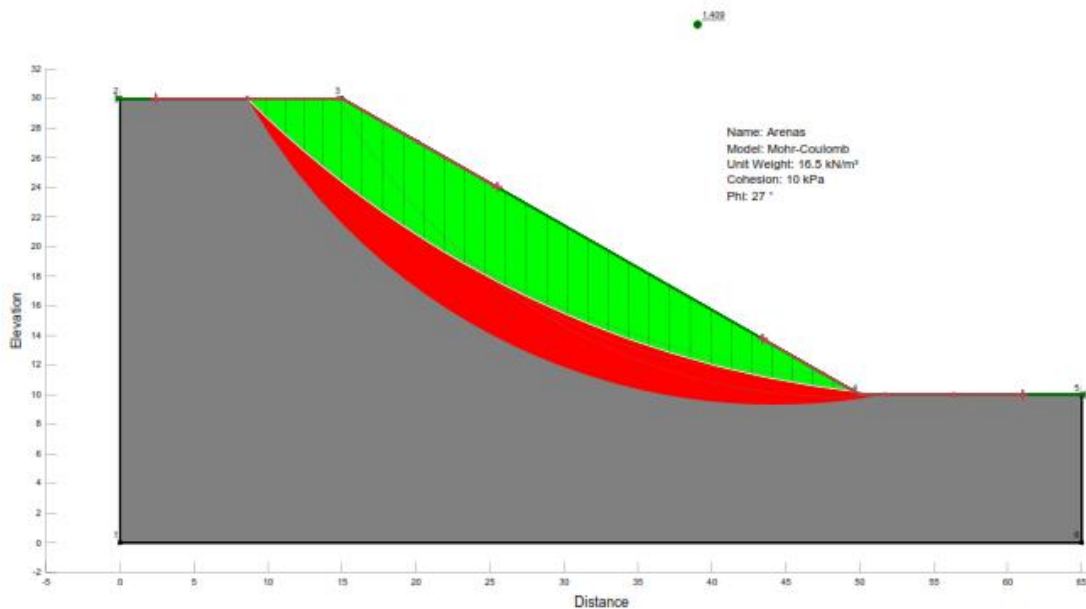
Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Limos de arenosos de baja compresibilidad ML	H= 20 m	$\beta = 30^\circ$	Morgenstern-Price

MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE



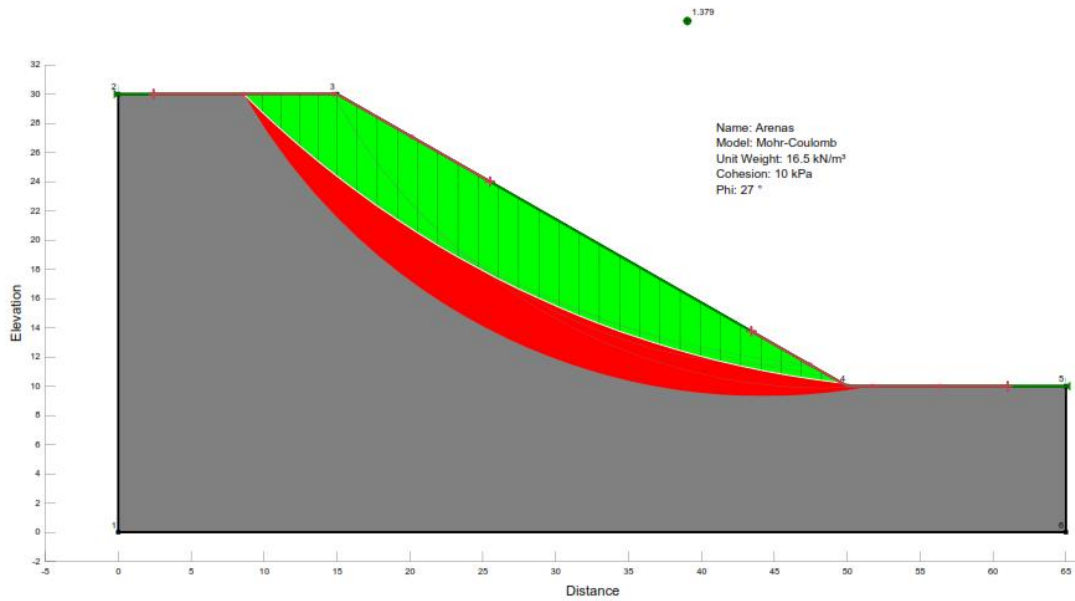
Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arenas	H= 20 m	$\beta = 30^\circ$	Morgenstern-Price

MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE



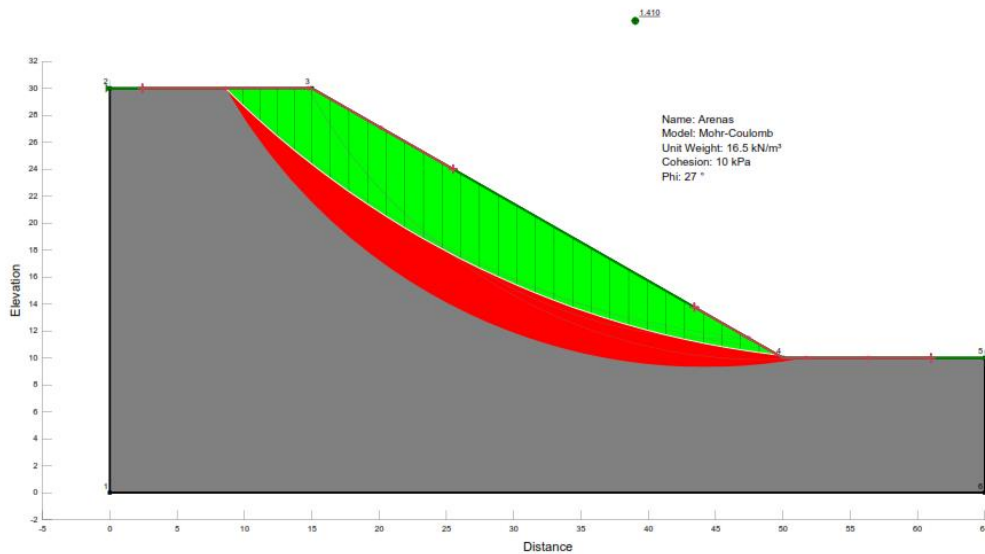
Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arenas	H= 20 m	$\beta = 30^\circ$	Fellenius

MÉTODO DE FELLENIUS



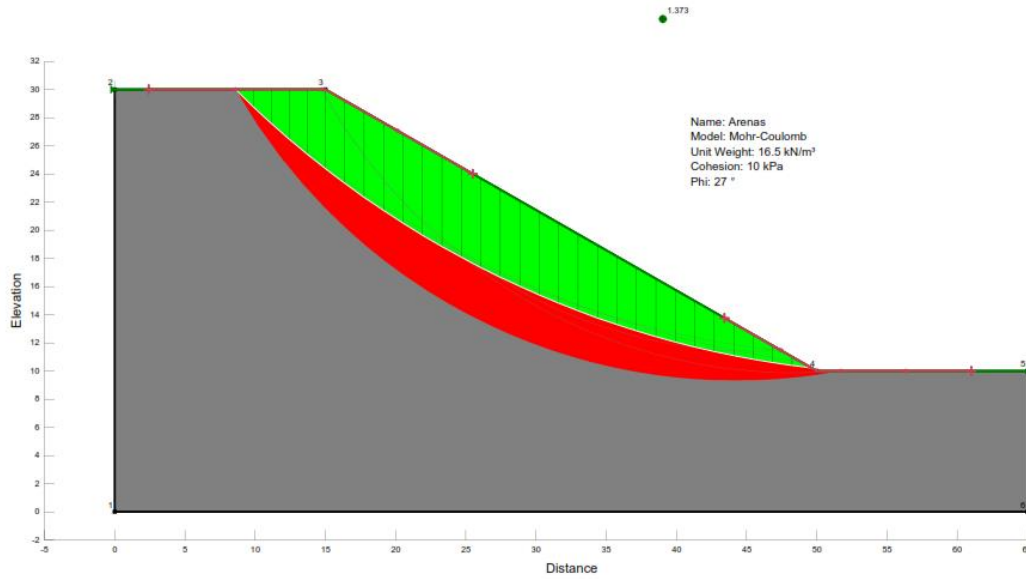
Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arenas	H= 20 m	$\beta = 30^\circ$	Bishop

MÉTODO DE BISHOP



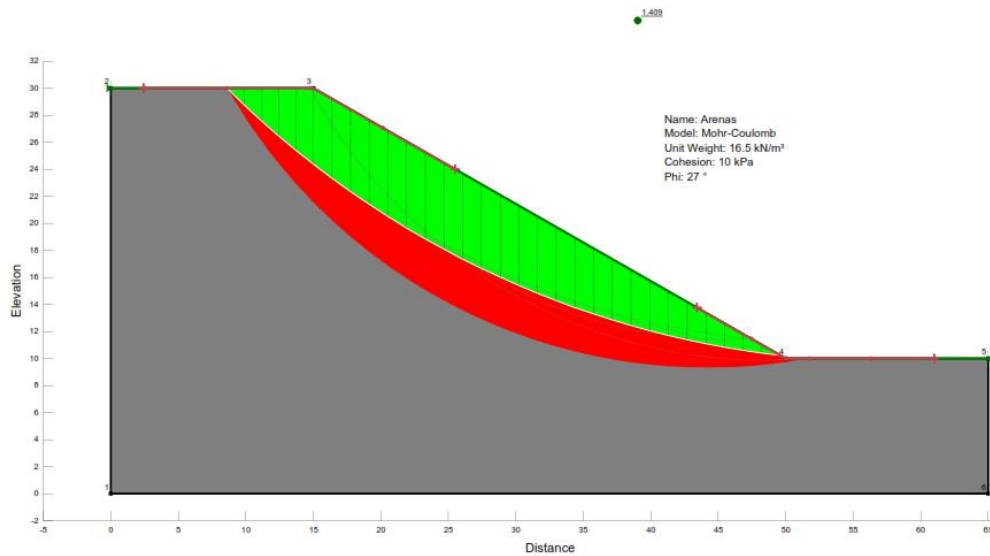
Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arenas	H= 20 m	$\beta = 30^\circ$	Janbu

MÉTODO DE JANBU

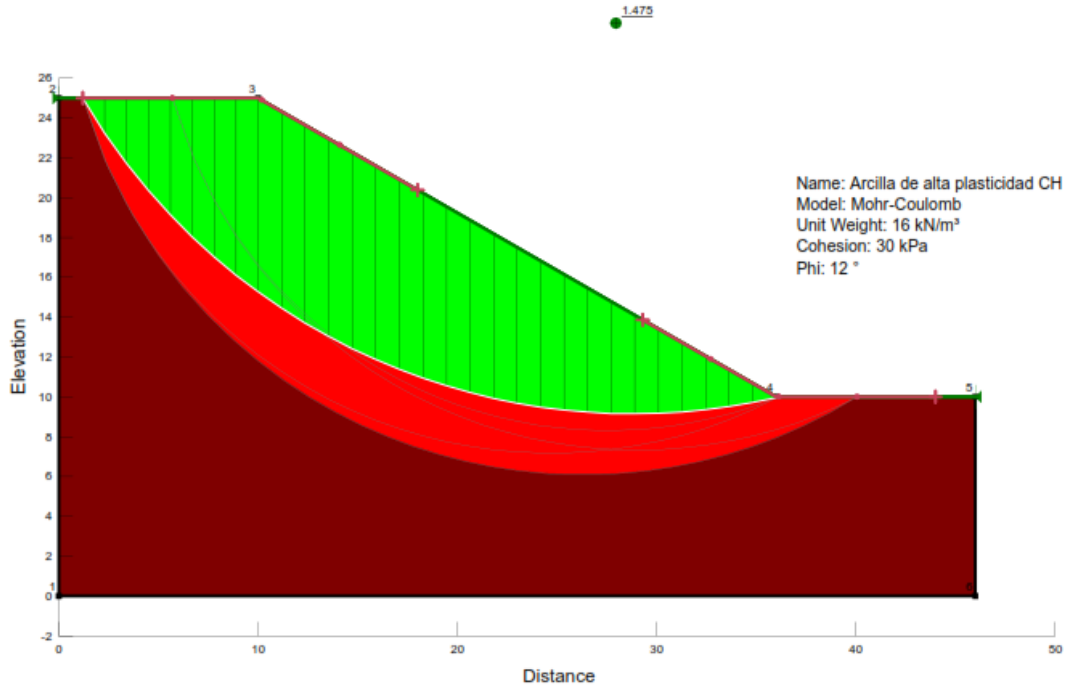


Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arenas	H= 20 m	$\beta = 30^\circ$	Spencer

MÉTODO DE SPENCER

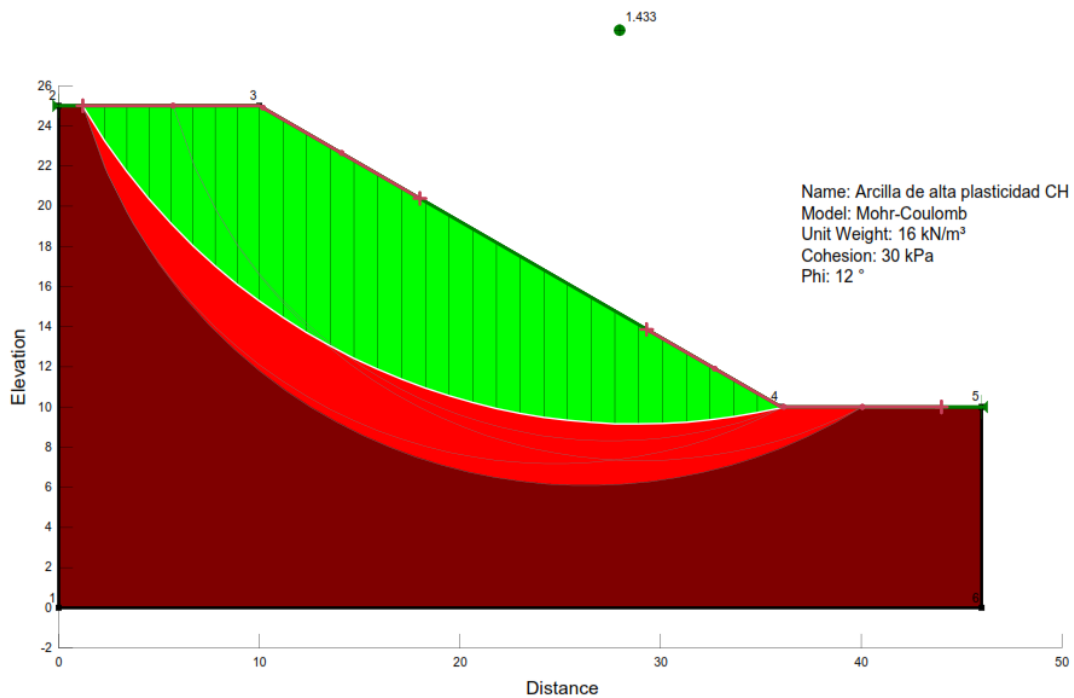


Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arcillas de alta plasticidad CH	H= 15 m	$\beta = 30^\circ$	Bishop



Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arcillas de alta plasticidad CH	H= 15 m	$\beta = 30^\circ$	Fellenius

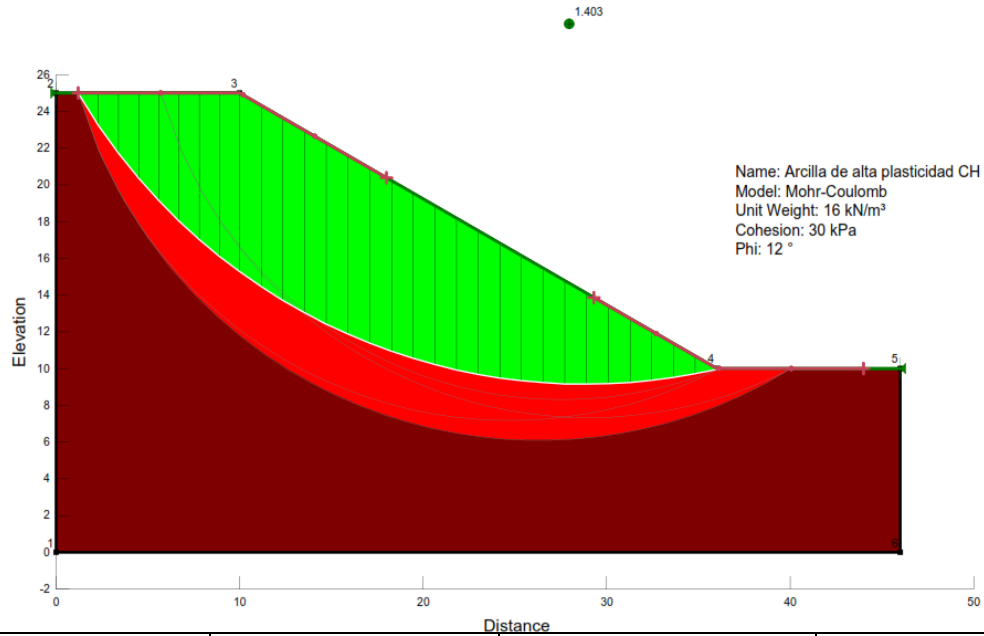
MÉTODO DE FELLENIUS





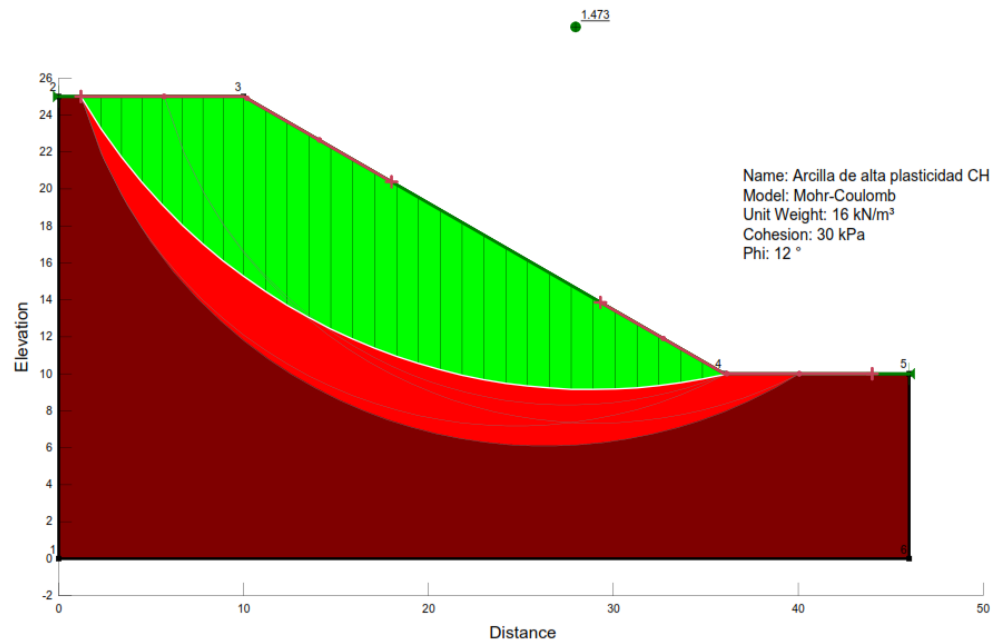
Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Janbu
---	--------------------	---	--

MÉTODO DE JANBU



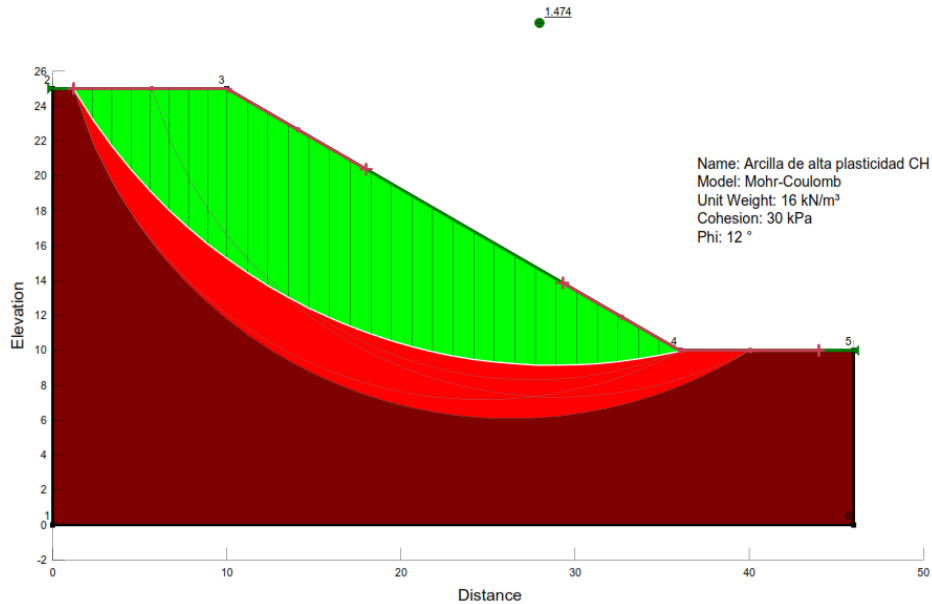
Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Morgenstern-Price
---	--------------------	---	--

MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE



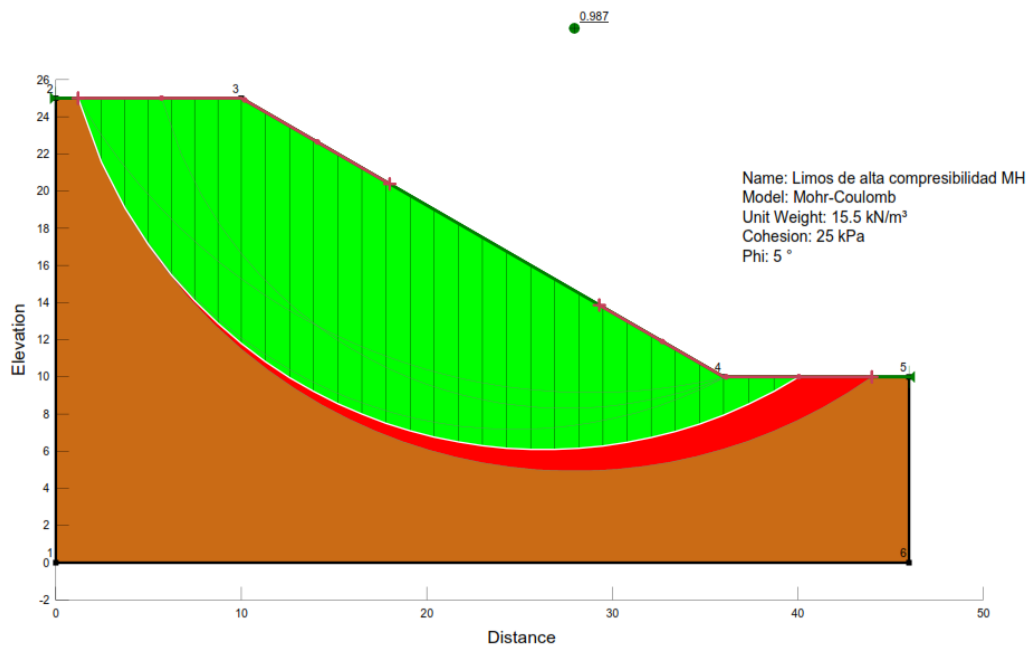
Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
---	--------------------	---	--

MÉTODO DE SPENCER



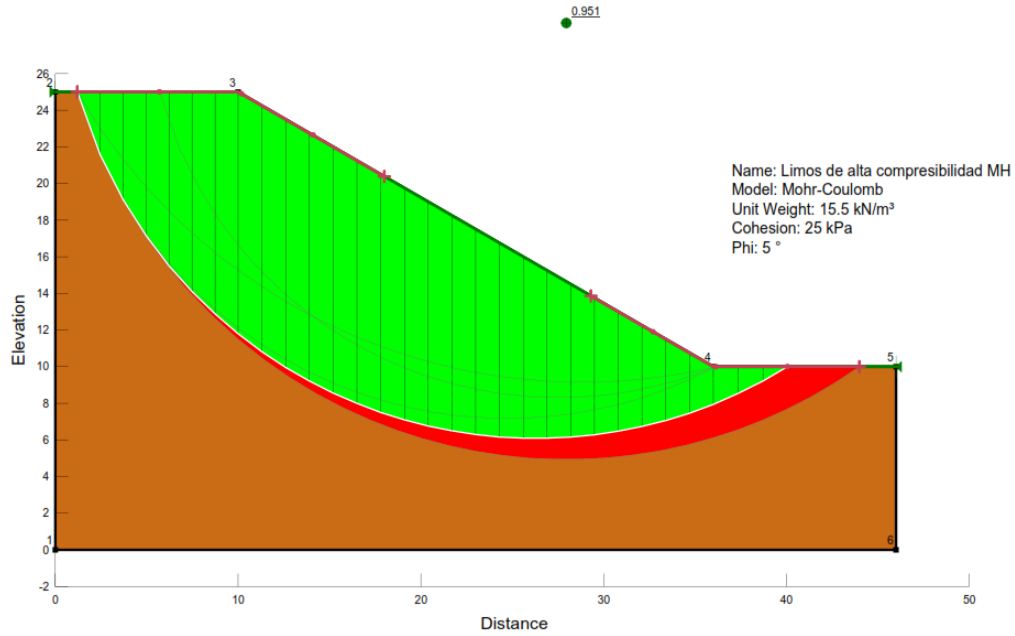
Tipo de suelo: Limos de alta compresibilidad MH	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
--	--------------------	---	--

MÉTODO DE SPENCER



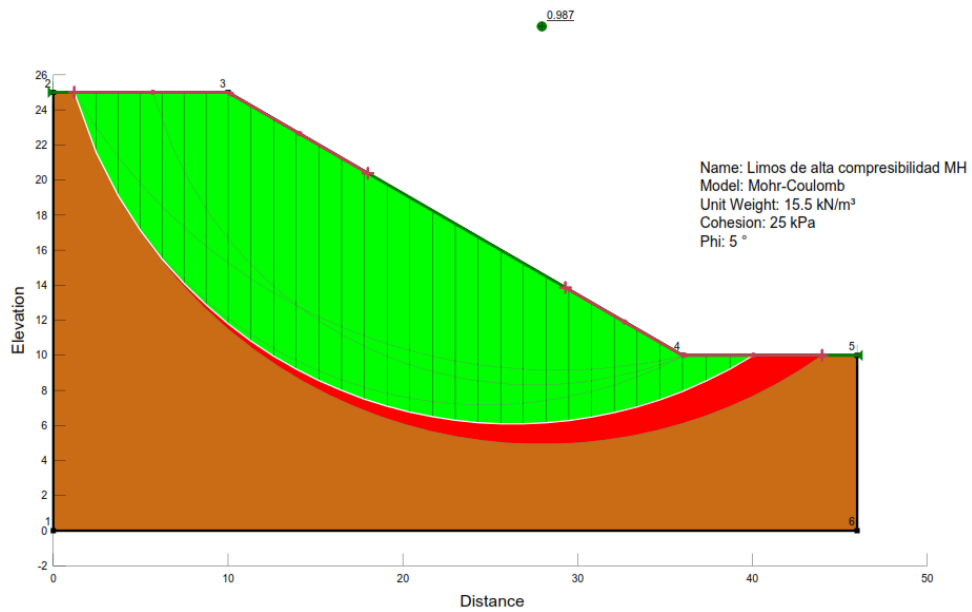
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 15 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Fellenius
--	------------------------	---	--

MÉTODO DE FELLENIUS



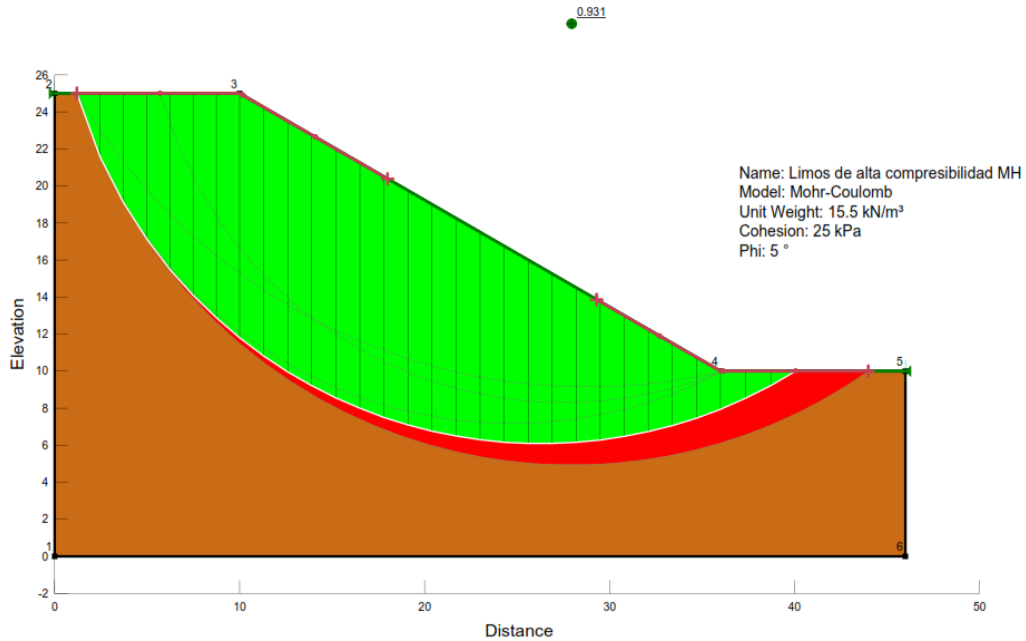
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 15 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Bishop
--	------------------------	---	---

MÉTODO DE BISHOP



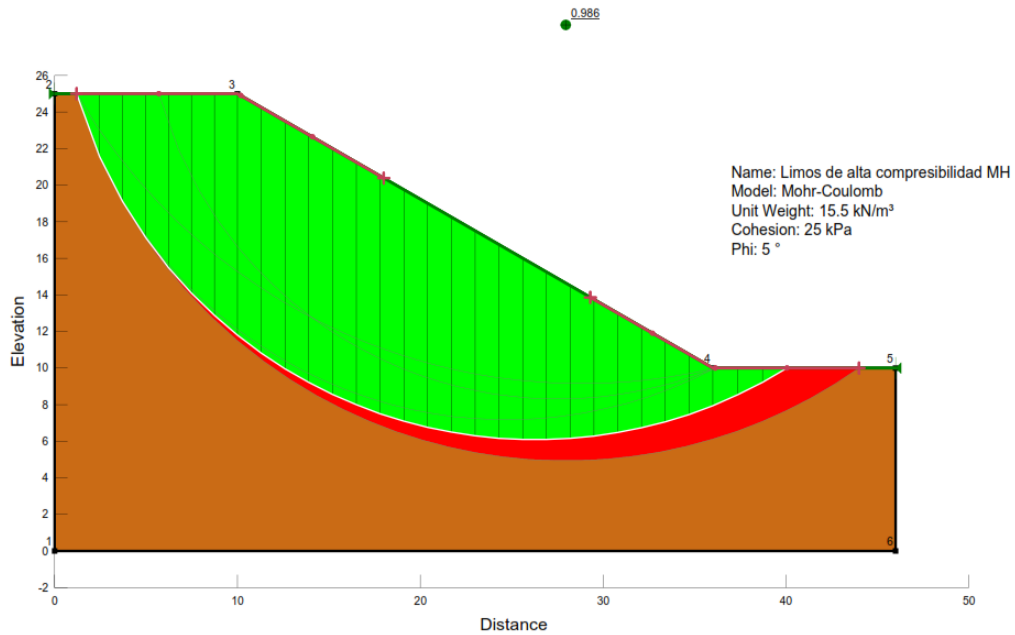
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 15 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Janbu
--	------------------------	---	--

MÉTODO DE JANBU



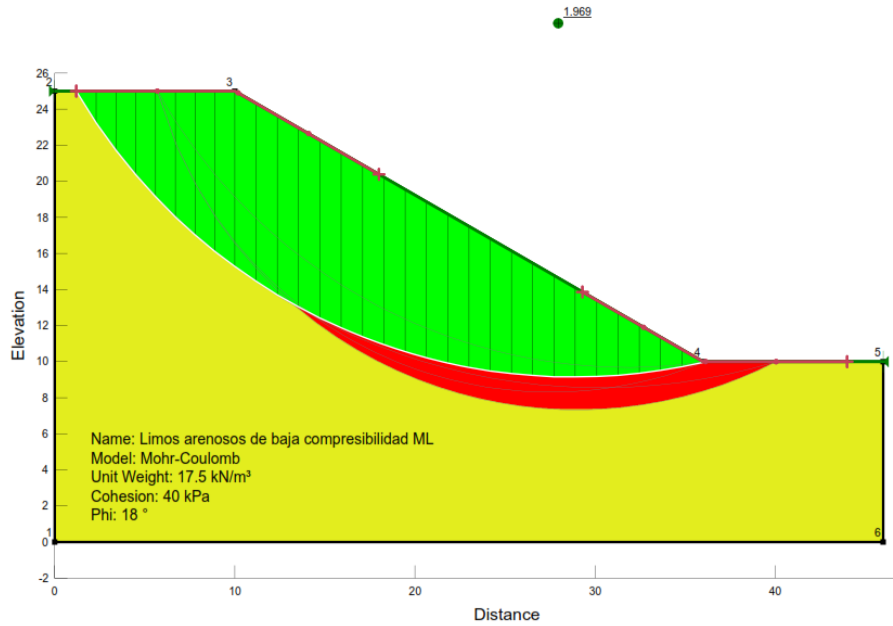
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 15 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Morgenstern-Price
--	------------------------	---	--

MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE



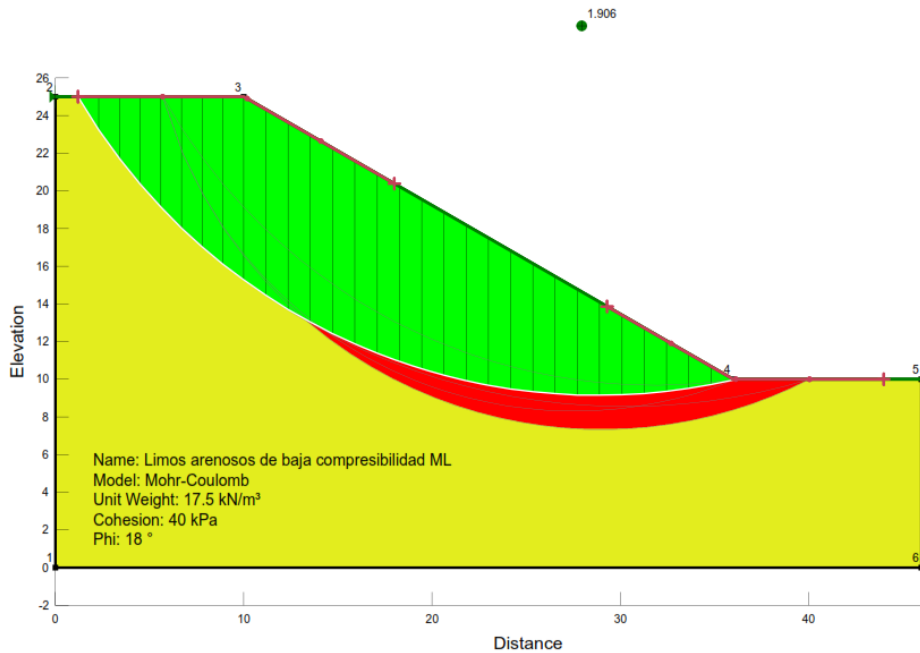
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Morgenstern-Price
---	--------------------	---	--

MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE



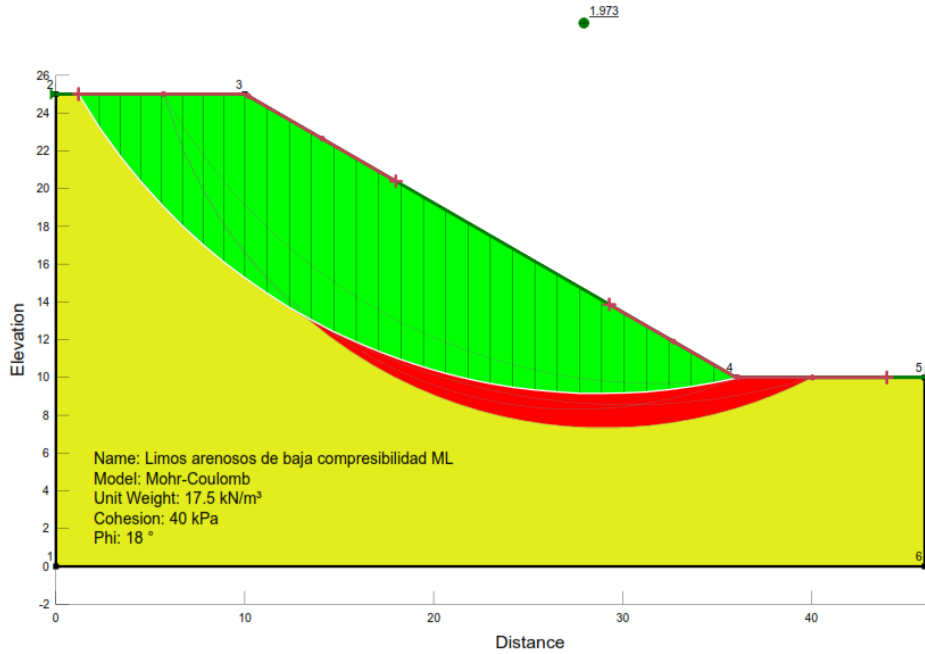
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Fellenius
---	--------------------	---	--

MÉTODO DE FELLENIUS



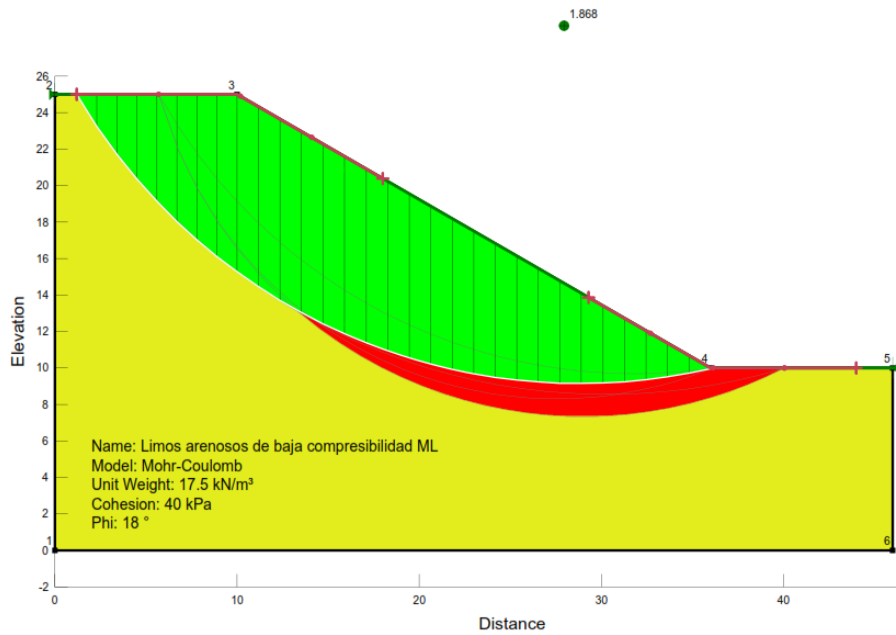
Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Limos arenosos de baja compresibilidad ML	H= 15 m	$\beta = 30^\circ$	Bishop

MÉTODO DE BISHOP



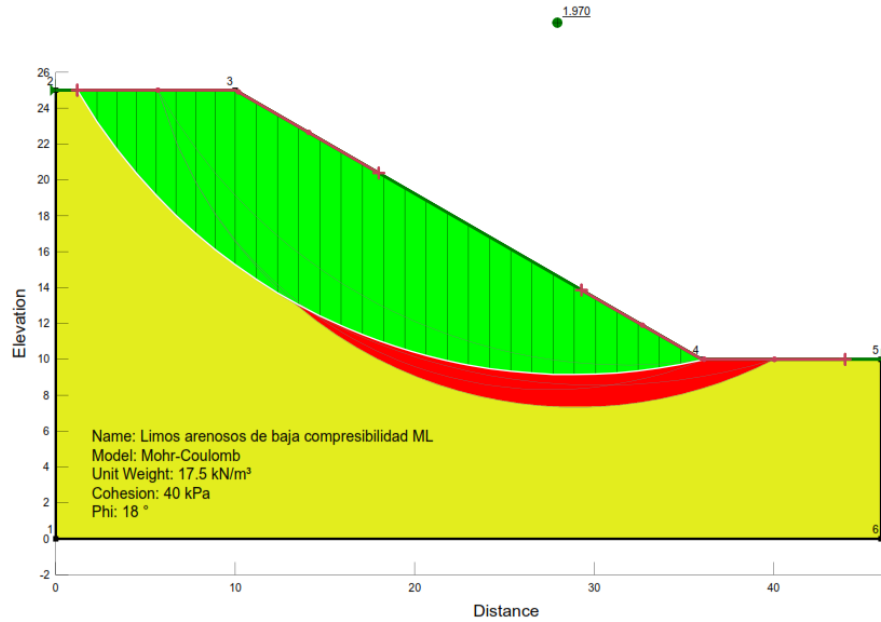
Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Limos arenosos de baja compresibilidad ML	H= 15 m	$\beta = 30^\circ$	Janbu

MÉTODO DE JANBU



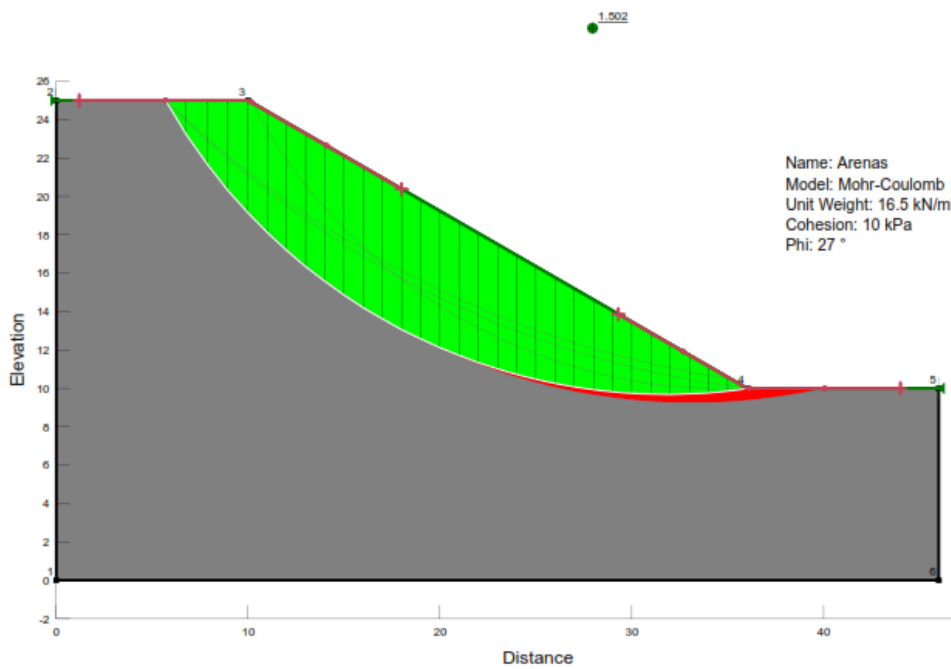
Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Limos arenosos de baja compresibilidad ML	H= 15 m	$\beta = 30^\circ$	Spencer

MÉTODO DE SPENCER



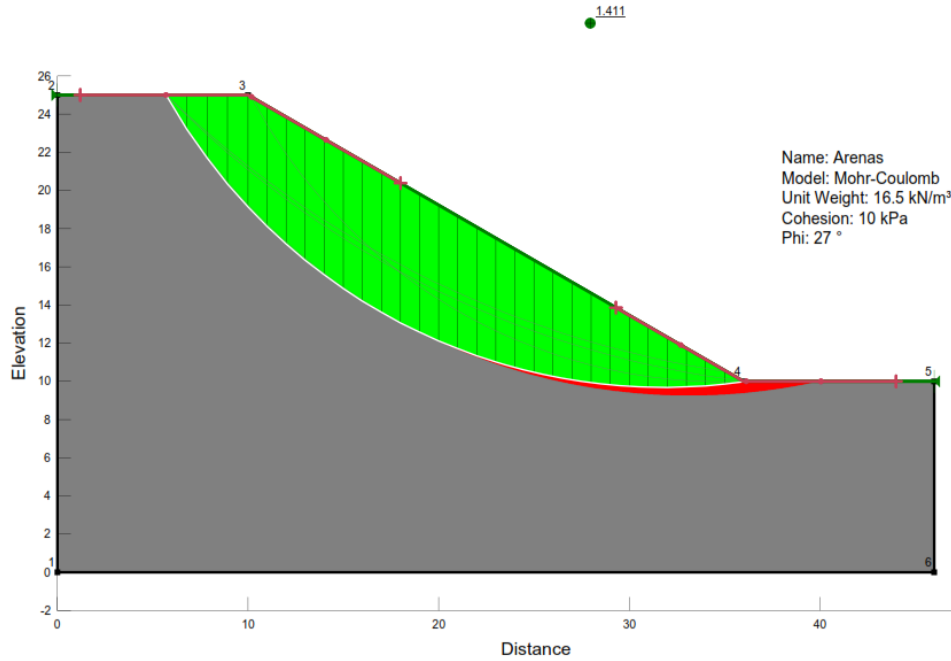
Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arenas	H= 15 m	$\beta = 30^\circ$	Spencer

MÉTODO DE SPENCER



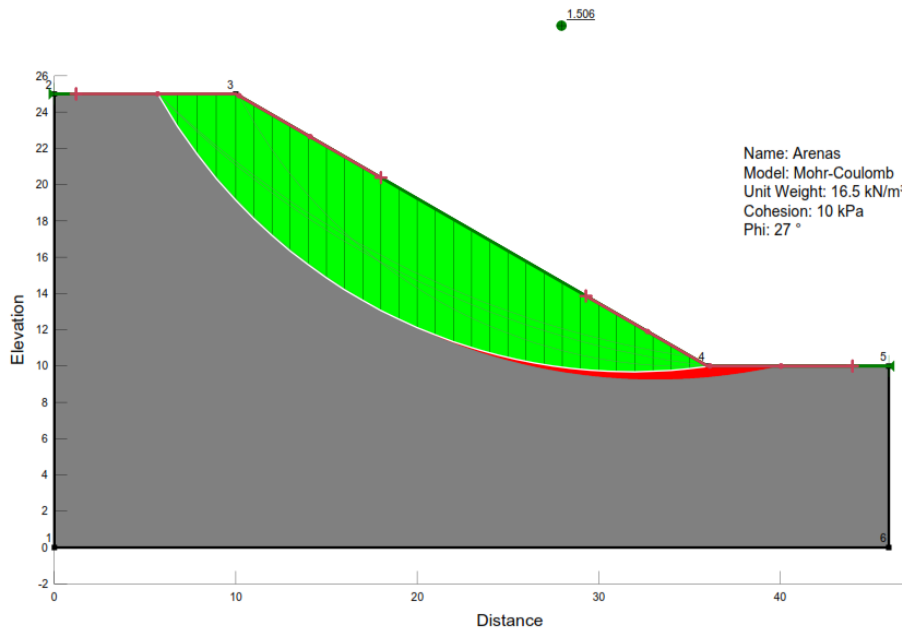
Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arenas	H= 15 m	$\beta = 30^\circ$	Fellenius

MÉTODO DE FELLENIUS



Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arenas	H= 15 m	$\beta = 30^\circ$	Bishop

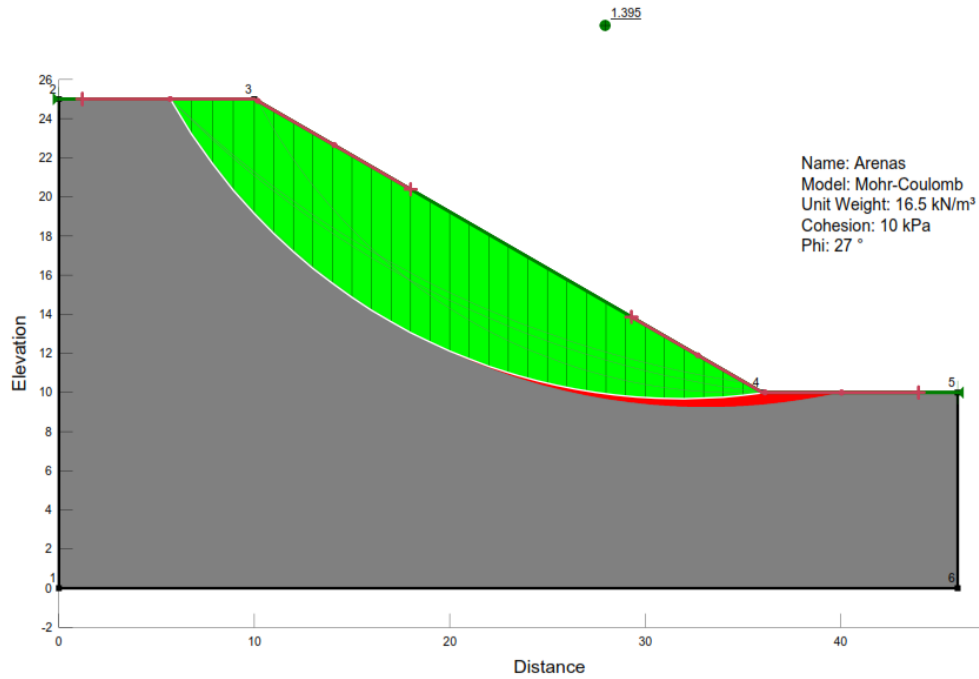
MÉTODO DE BISHOP





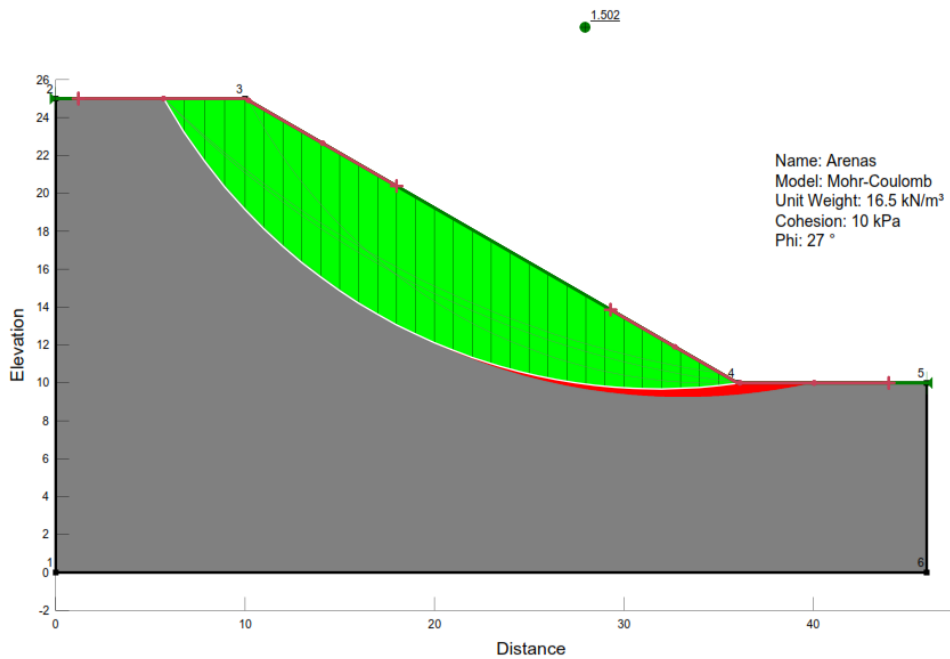
Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arenas	H= 15 m	$\beta = 30^\circ$	Janbu

MÉTODO DE JANBU



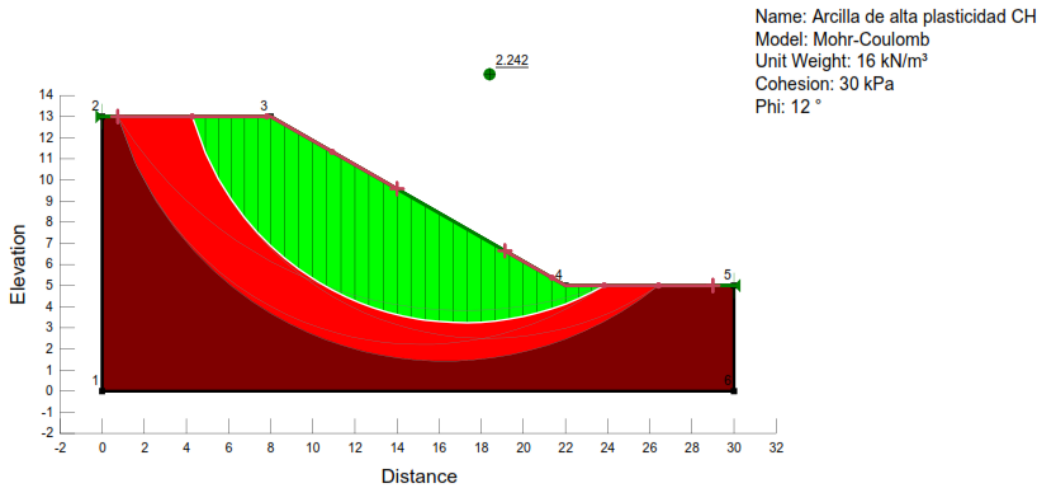
Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arenas	H= 15 m	$\beta = 30^\circ$	Morgenstern - Price

MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE



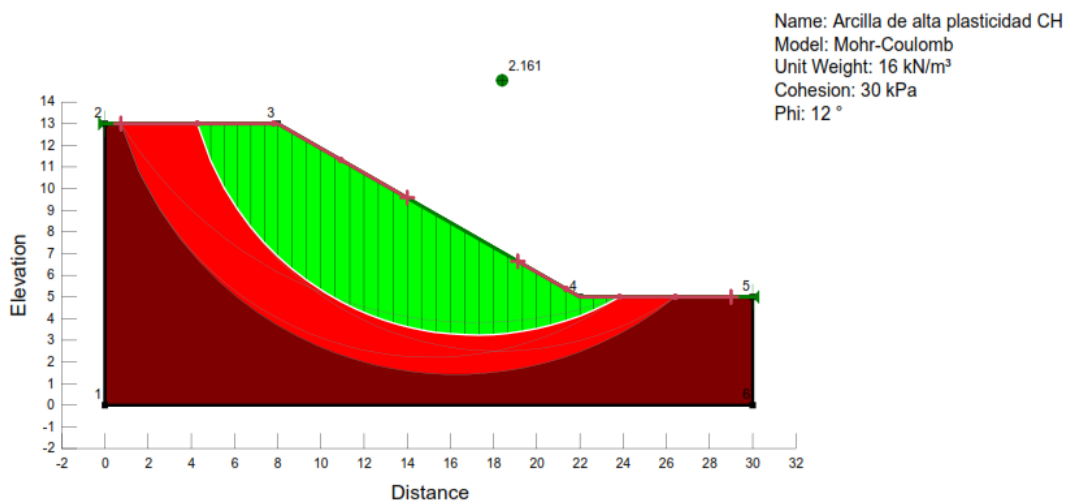
Tipo de suelo: Arcilla de alta plasticidad CH	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Bishop
---	-------------------	---	--

MÉTODO DE BISHOP



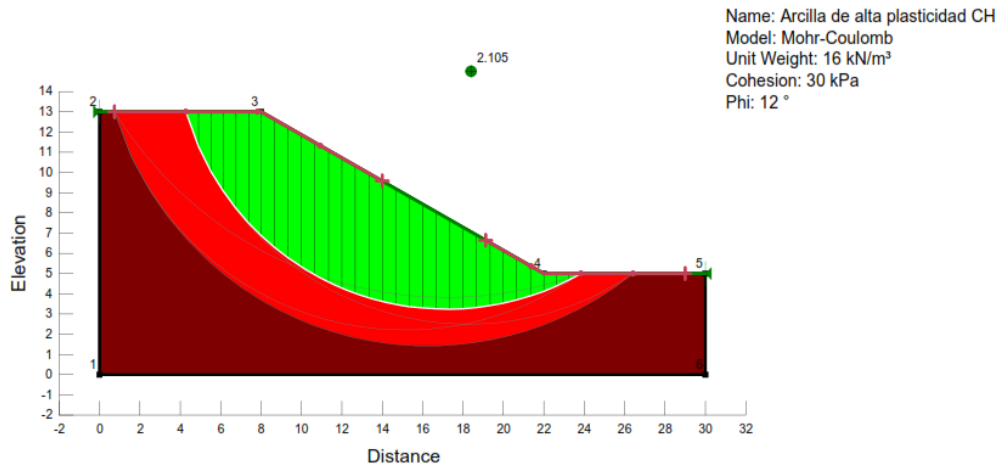
Tipo de suelo: Arcilla de alta plasticidad CH	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Fellenius
---	-------------------	---	---

MÉTODO DE FELLENIUS



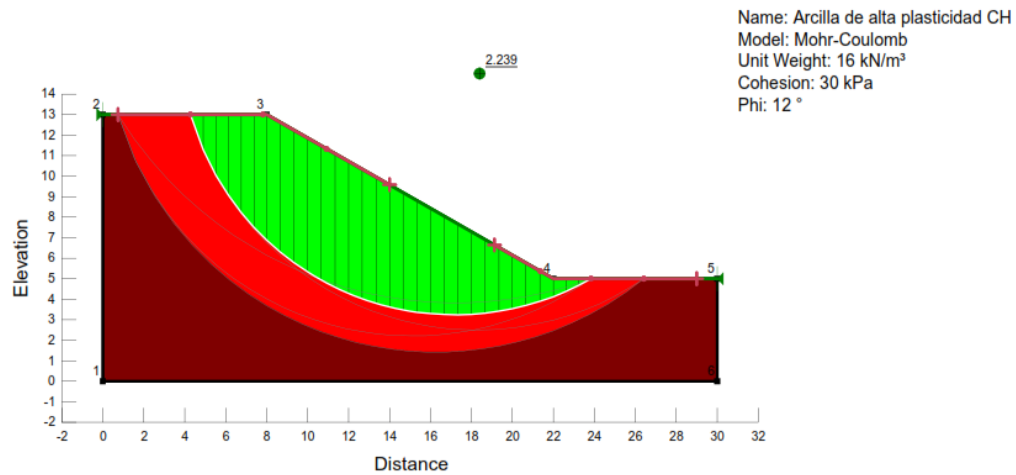
Tipo de suelo: Arcilla de alta plasticidad CH	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Janbu
---	-------------------	---	---

MÉTODO DE JANBU



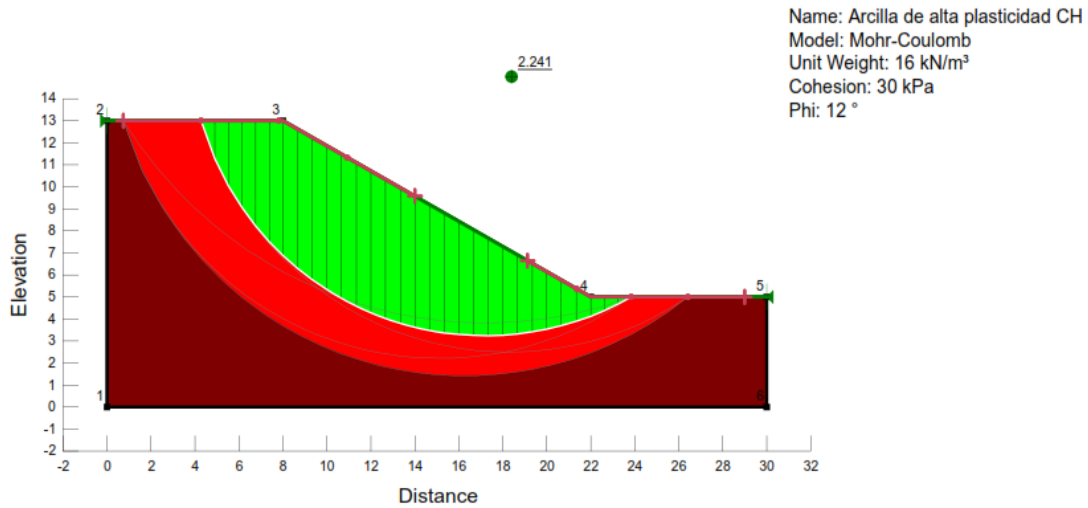
Tipo de suelo: Arcilla de alta plasticidad CH	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Morgenstern-Price
---	-------------------	---	---

MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE



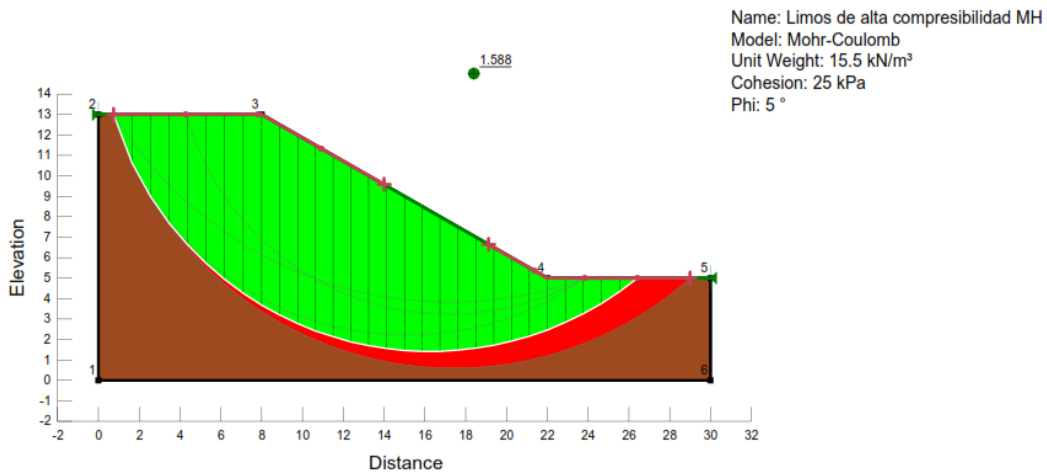
Tipo de suelo: Arcilla de alta plasticidad CH	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
---	-------------------	---	---

MÉTODO DE SPENCER



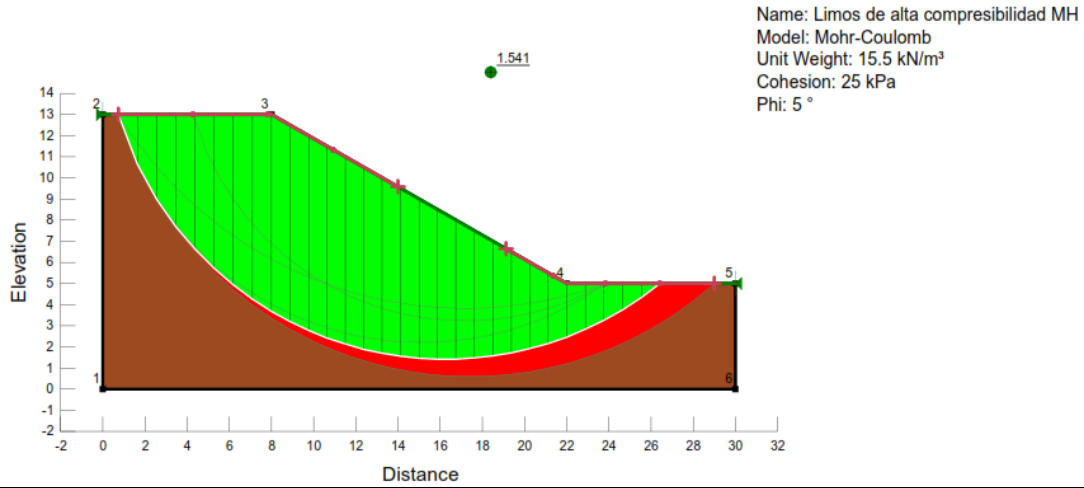
Tipo de suelo: Limos de alta compresibilidad MH	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
---	-------------------	---	---

MÉTODO DE SPENCER



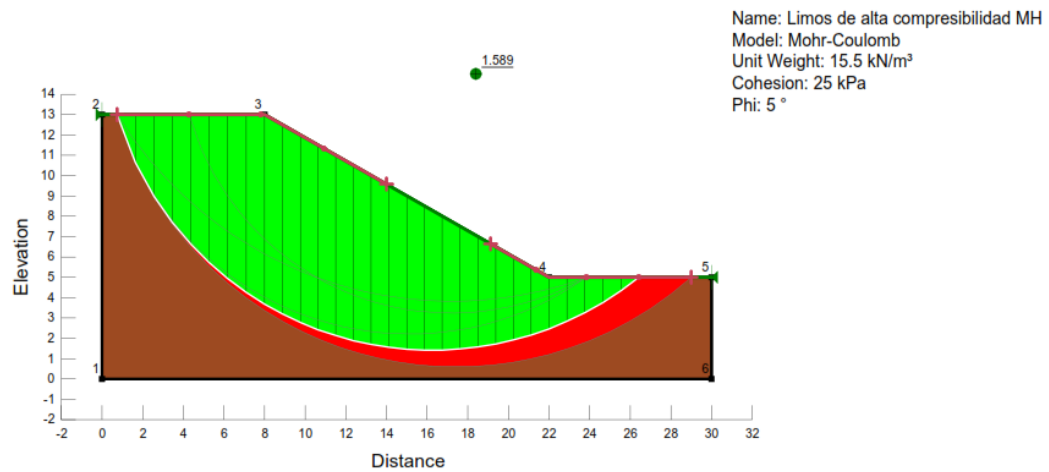
Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Limos de alta compresibilidad MH	H= 8 m	$\beta = 30^\circ$	Fellenius

MÉTODO DE FELLENIUS



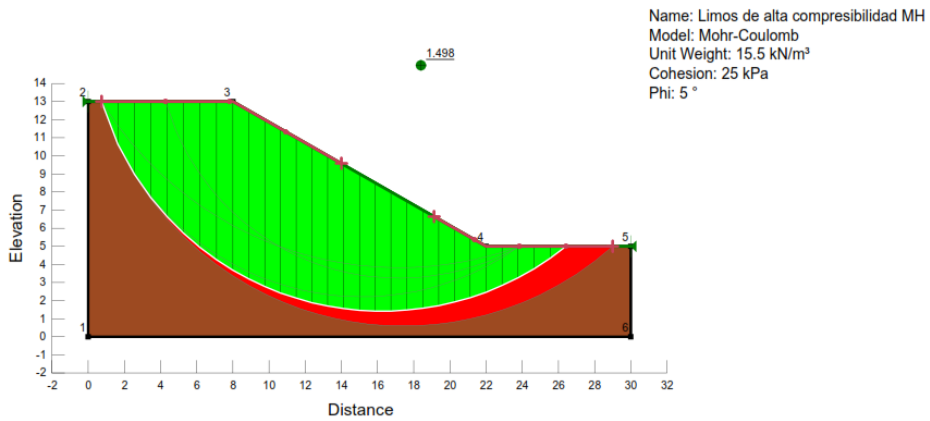
Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Limos de alta compresibilidad MH	H= 8 m	$\beta = 30^\circ$	Bishop

MÉTODO DE BISHOP



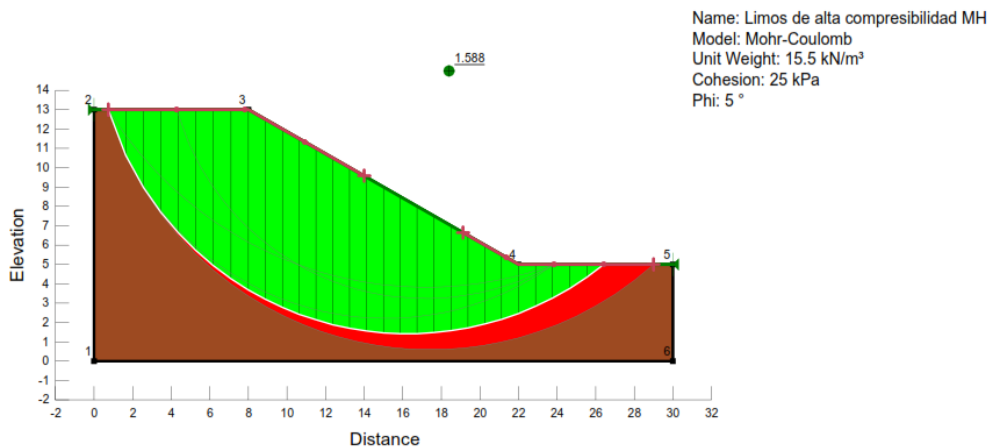
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 8 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Janbu
--	-----------------------	---	--

MÉTODO DE JANBU



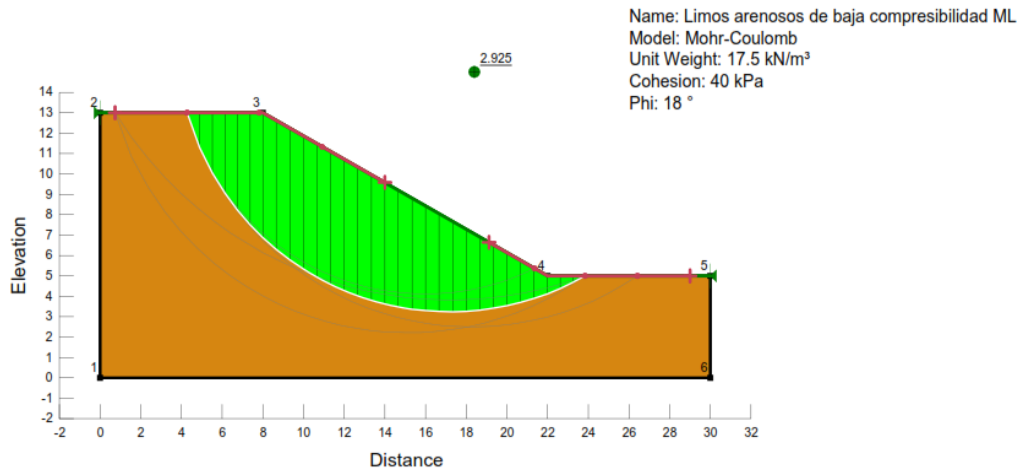
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 8 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Morgenstern - Price
--	-----------------------	---	--

MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE



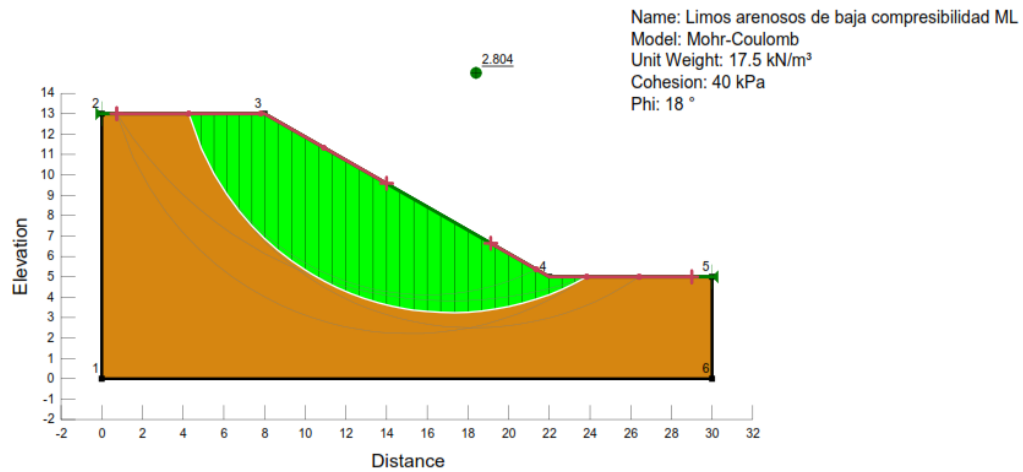
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Morgenstern - Price
---	-------------------	---	--

MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE



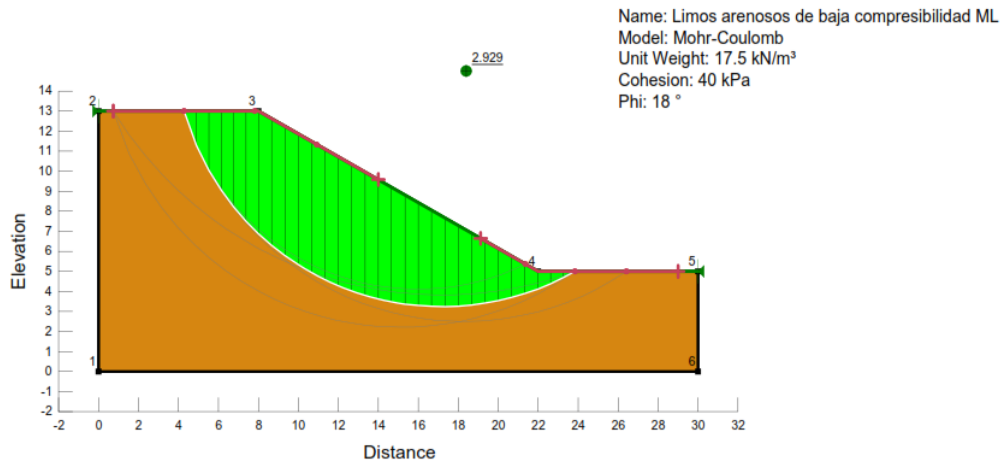
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Fellenius
---	-------------------	---	--

MÉTODO DE FELLENIUS



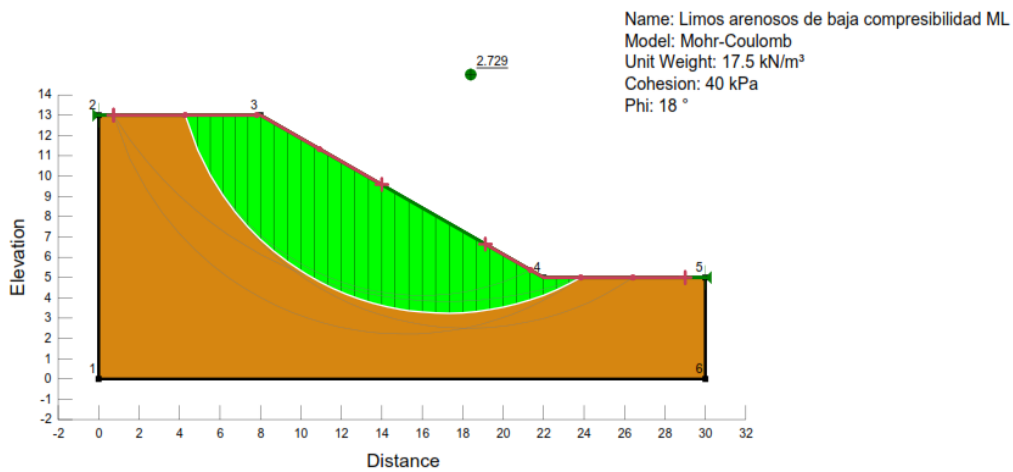
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Bishop
---	-------------------	---	---

MÉTODO DE BISHOP



Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Janbu
---	-------------------	---	--

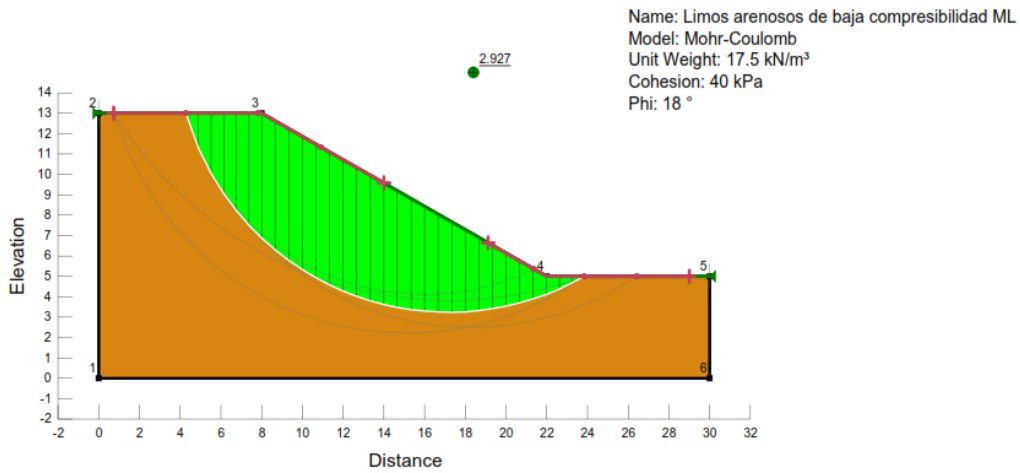
MÉTODO DE JANBU





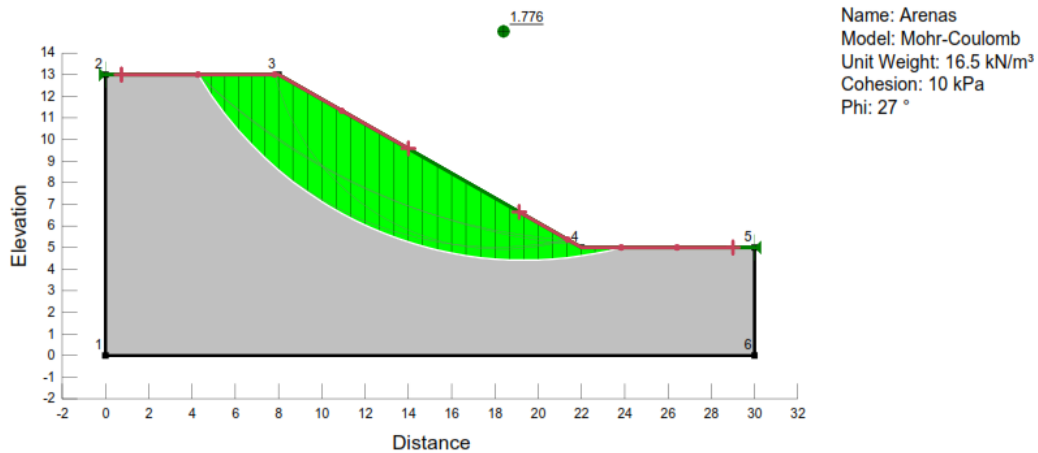
Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Limos arenosos de baja compresibilidad ML	H= 8 m	$\beta = 30^\circ$	Spencer

MÉTODO DE SPENCER



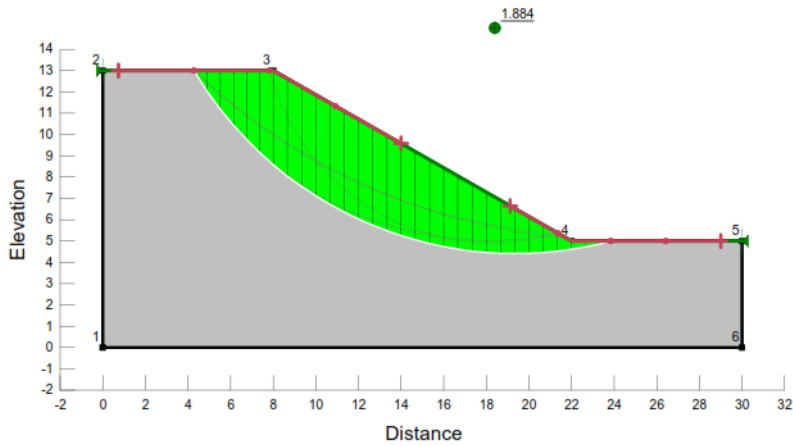
Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arenas	H= 8 m	$\beta = 30^\circ$	Fellenius

MÉTODO DE FELLENIUS



Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arenas	H= 8 m	$\beta = 30^\circ$	Bishop

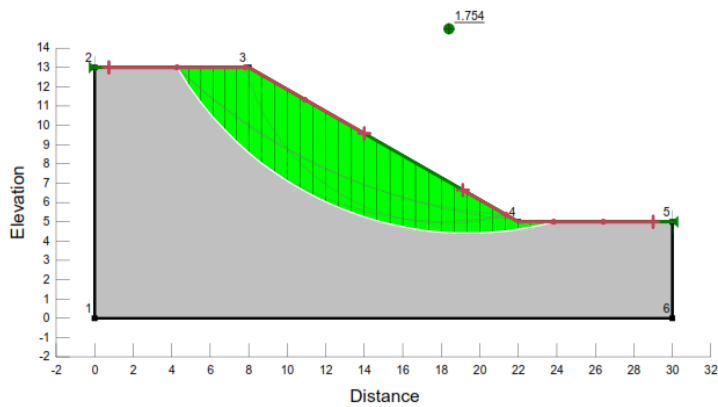
MÉTODO DE BISHOP



Name: Arenas  
 Model: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 16.5 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 10 kPa  
 Phi: 27 °

Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arenas	H= 8 m	$\beta = 30^\circ$	Janbu

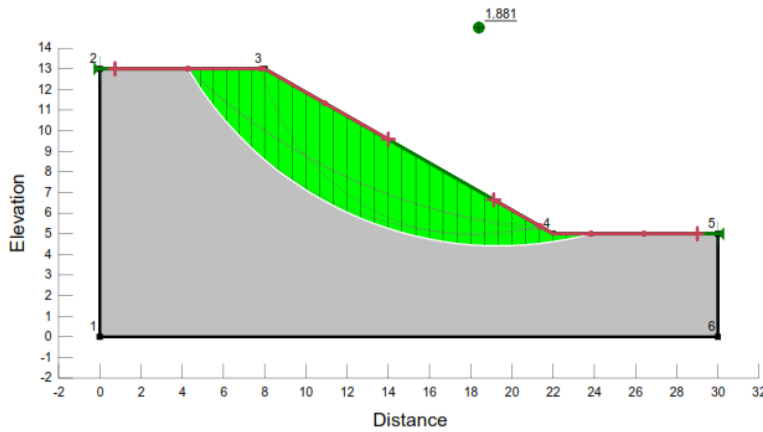
MÉTODO DE JANBU



Name: Arenas  
 Model: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 16.5 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 10 kPa  
 Phi: 27 °

Tipo de suelo:  Arenas	Altura:  H= 8 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 30^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Morgenstern-Price
------------------------------	-----------------------	---	--

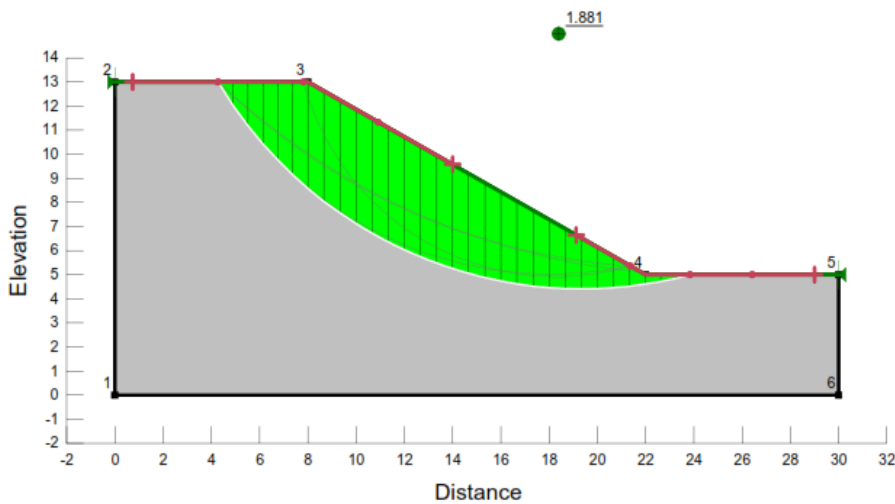
MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE



Name: Arenas  
 Model: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 16.5 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 10 kPa  
 Phi: 27 °

Tipo de suelo:  Arcillas de alta plasticidad CH	Altura:  H= 8 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Spencer
---	-----------------------	---	--

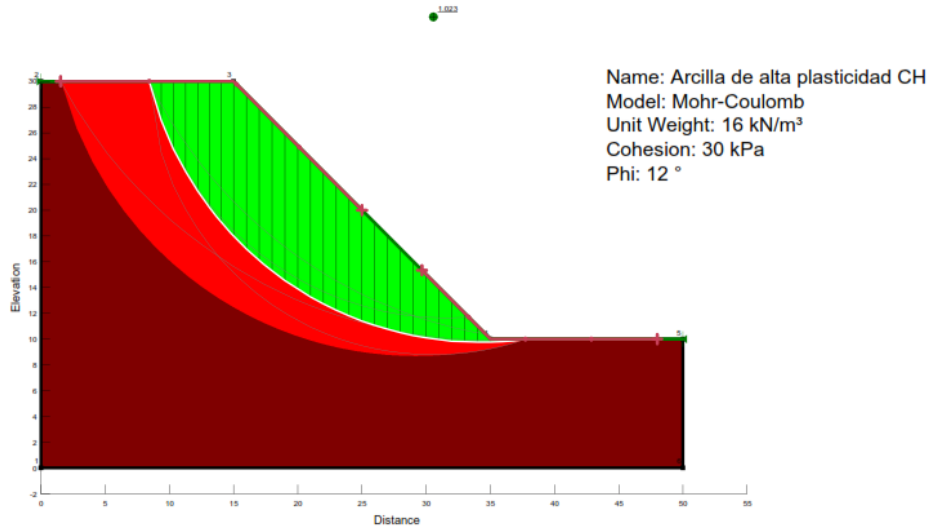
MÉTODO DE SPENCER



Name: Arenas  
 Model: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 16.5 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 10 kPa  
 Phi: 27 °

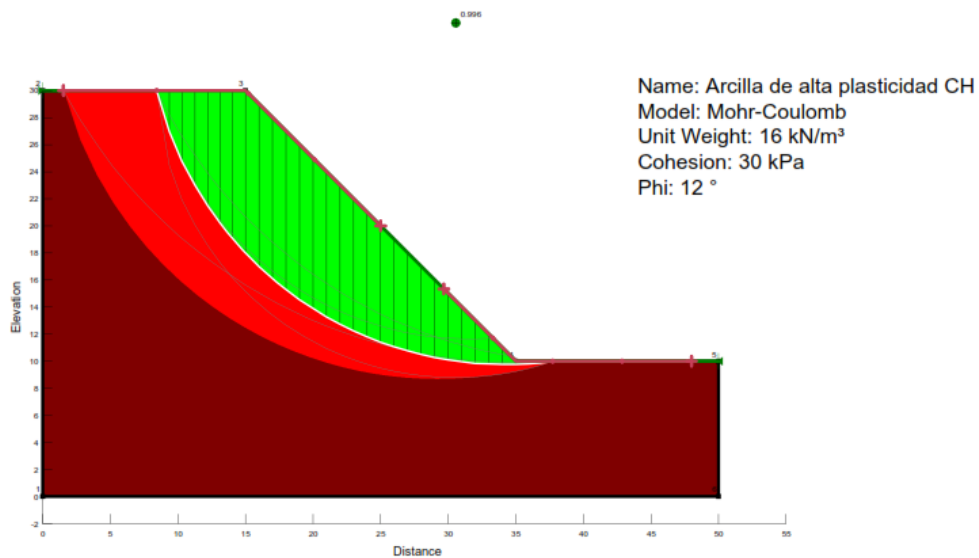
Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Bishop
---	-------------------	---	---

MÉTODO DE BISHOP



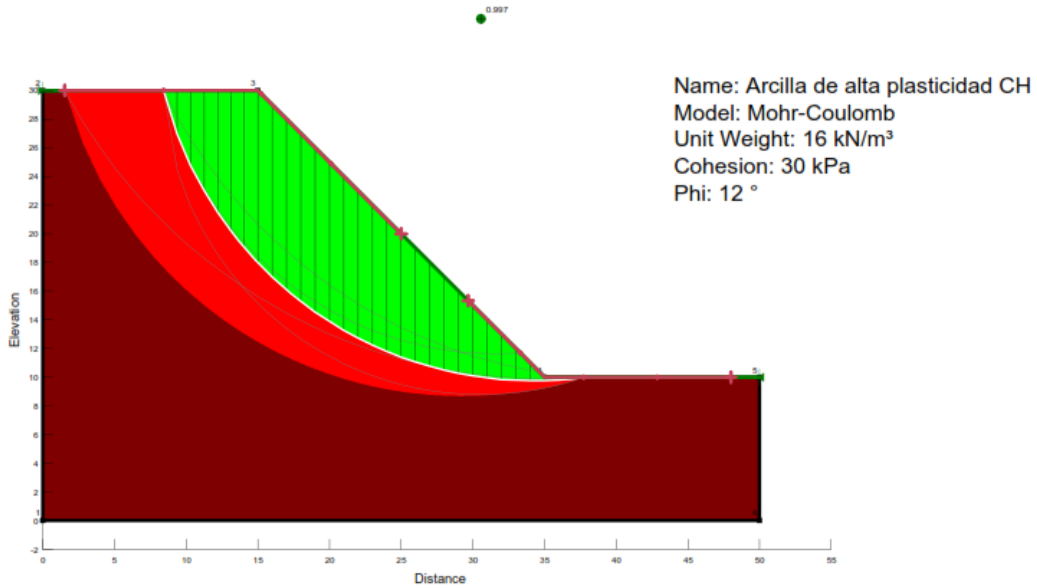
Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Fellenius
---	-------------------	---	--

MÉTODO DE FELLENIUS



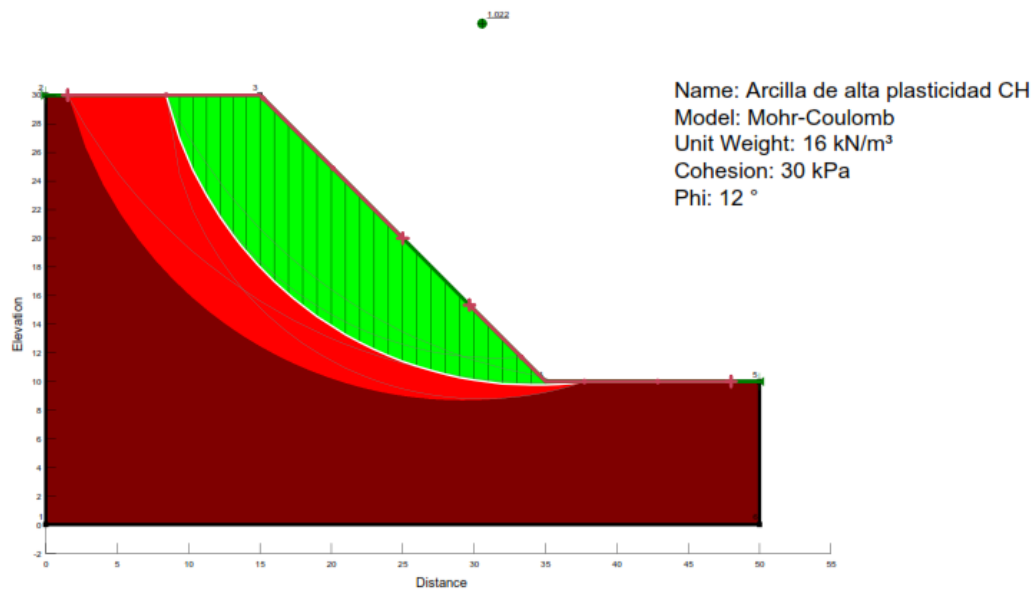
Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arcillas de alta plasticidad CH	H= 8 m	$\beta = 45^\circ$	Janbu

MÉTODO DE JANBU



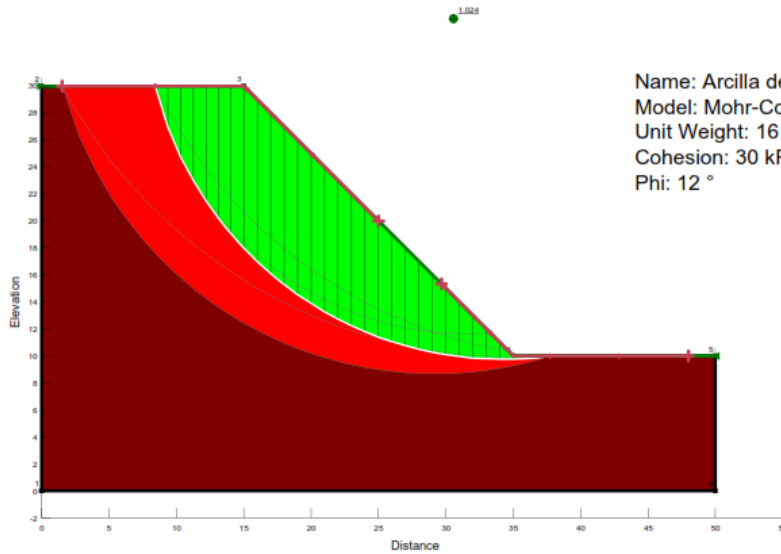
Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arcillas de alta plasticidad CH	H= 8 m	$\beta = 45^\circ$	Morgenstern-Price

MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE



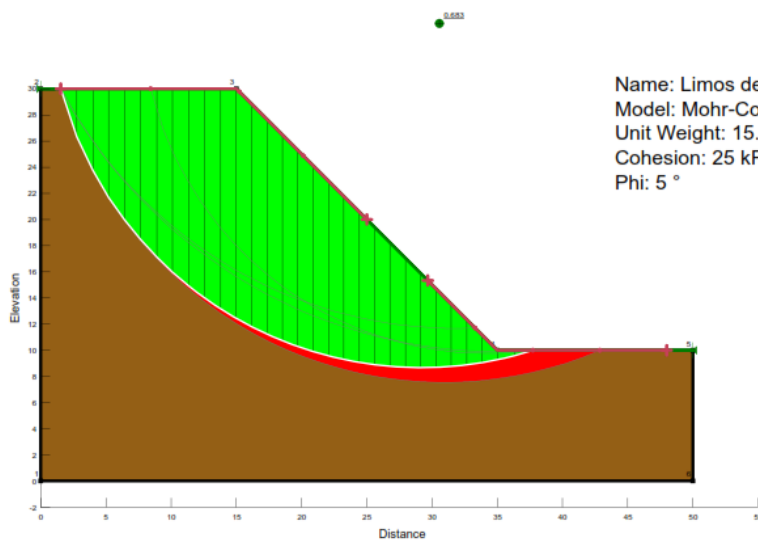
Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arcillas de alta plasticidad CH	H= 8 m	$\beta = 45^\circ$	Spencer

MÉTODO DE SPENCER



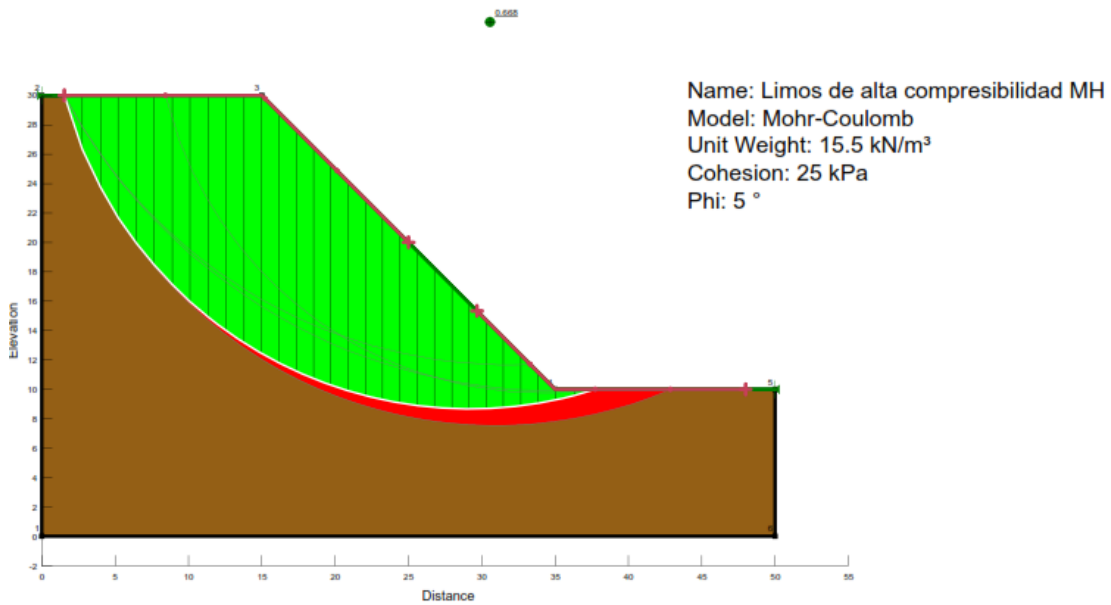
Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Limos de alta compresibilidad MH	H= 8 m	$\beta = 45^\circ$	Spencer

MÉTODO DE SPENCER



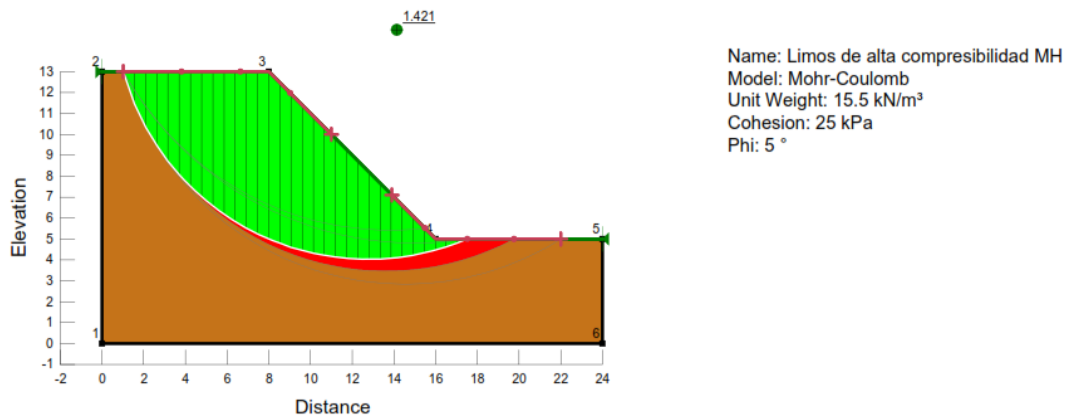
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 8 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Fellenius
--	-----------------------	---	--

METODO DE FELLENIUS



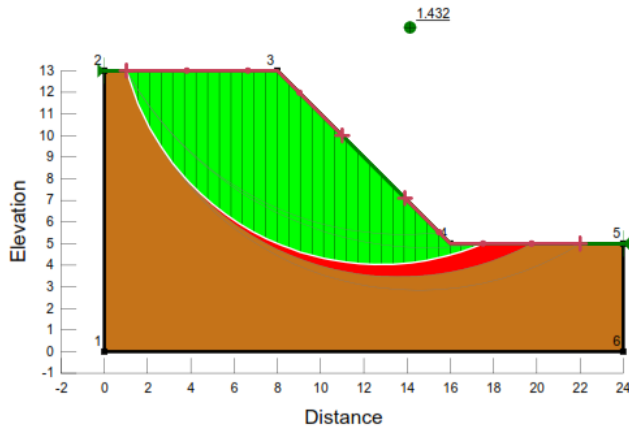
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 8 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Bishop
--	-----------------------	---	---

MÉTODO DE BISHOP



Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Limos de alta compresibilidad MH	H= 8 m	$\beta = 45^\circ$	Janbu

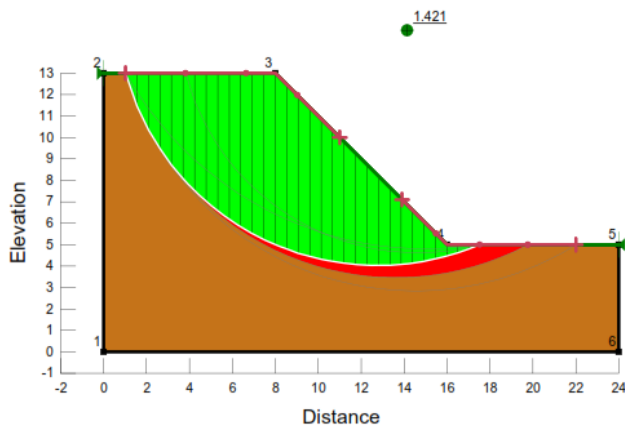
MÉTODO DE JANBU



Name: Limos de alta compresibilidad MH  
 Model: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 15.5 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 25 kPa  
 Phi: 5 °

Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Limos de alta compresibilidad MH	H= 8 m	$\beta = 45^\circ$	Morgenstern-Price

MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

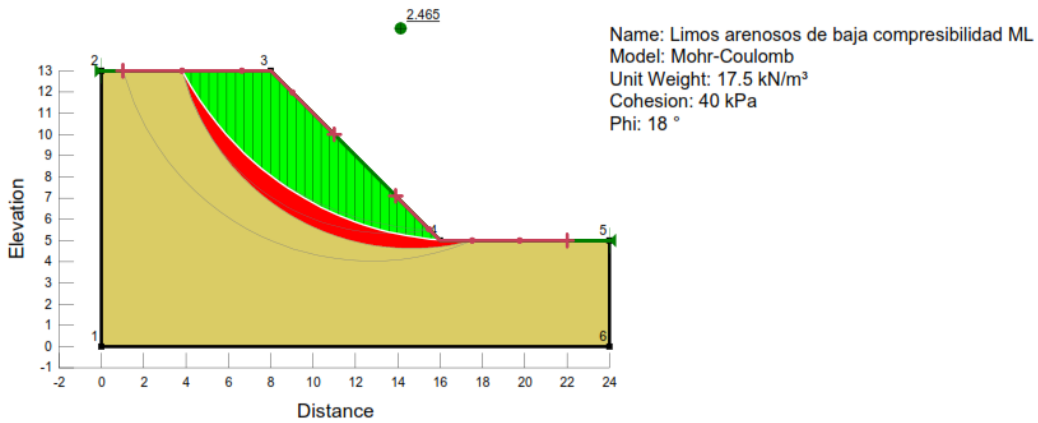


Name: Limos de alta compresibilidad MH  
 Model: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 15.5 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 25 kPa  
 Phi: 5 °



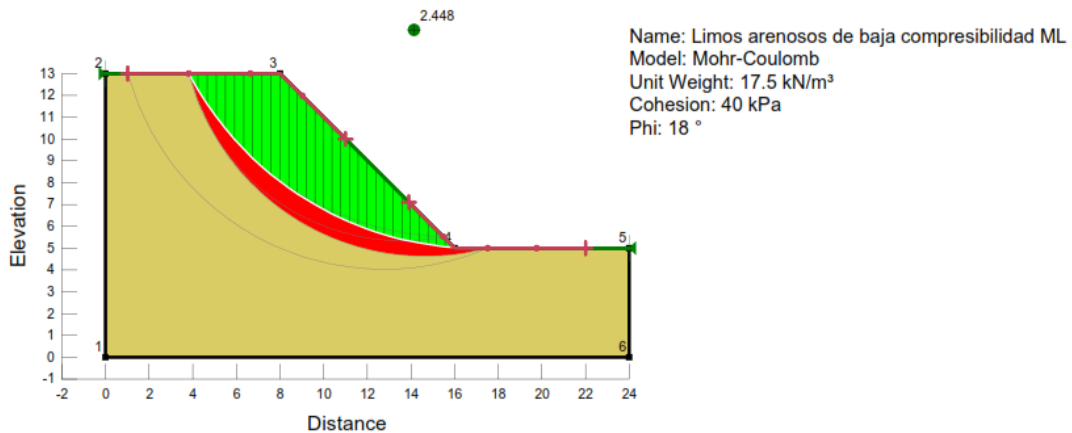
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Morgenstern-Price
--	-------------------	---	--

MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE



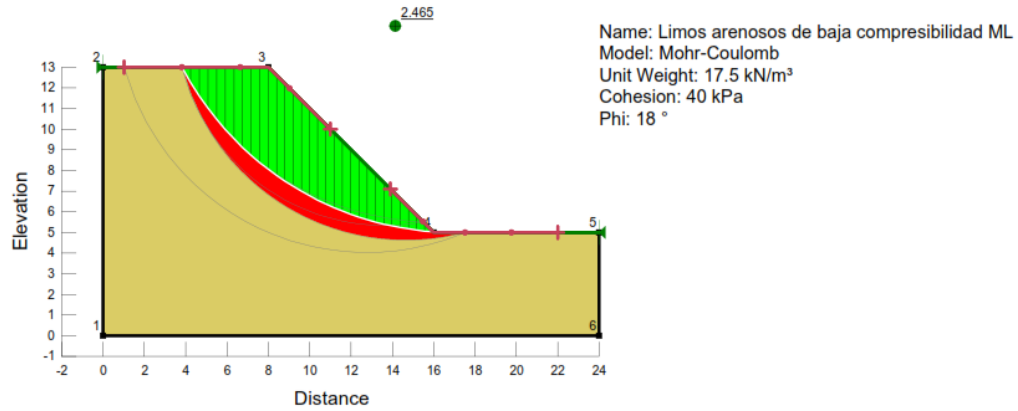
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Fellenius
--	-------------------	---	--

MÉTODO DE FELLENIUS



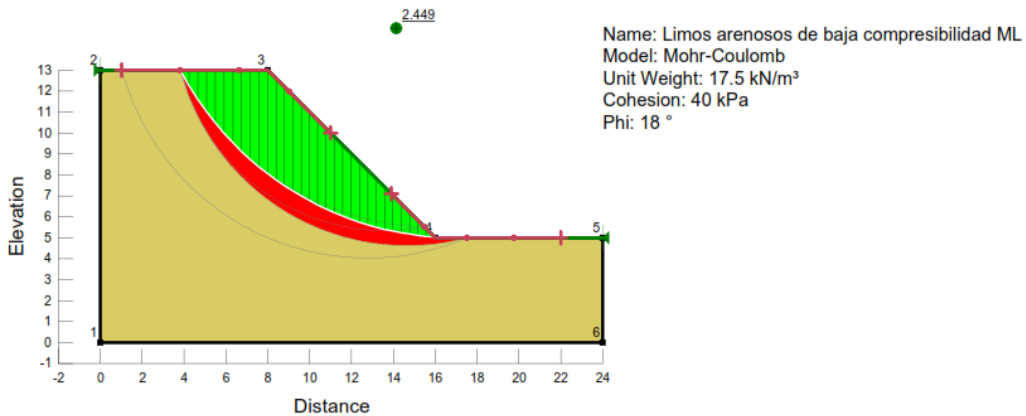
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Bishop
--	-------------------	---	---

MÉTODO DE BISHOP



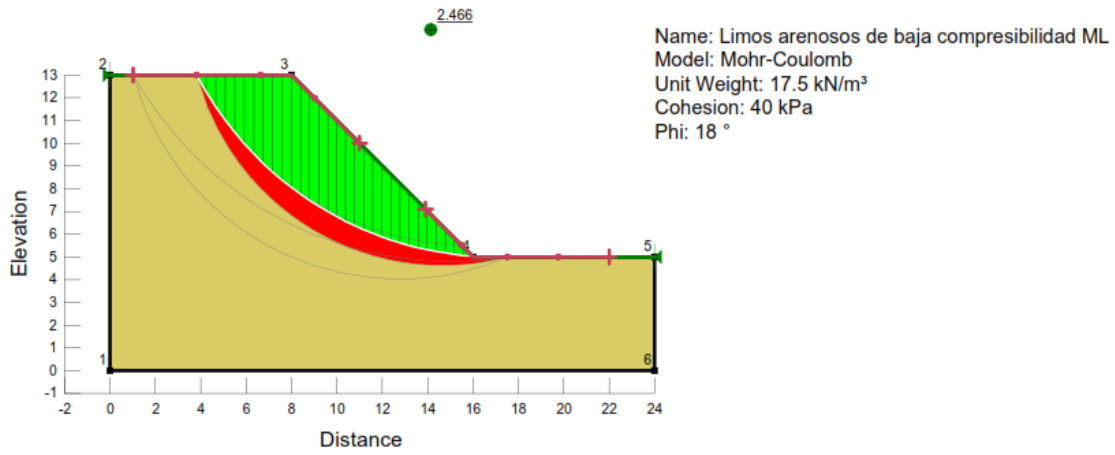
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Janbu
--	-------------------	---	--

MÉTODO DE JANBU



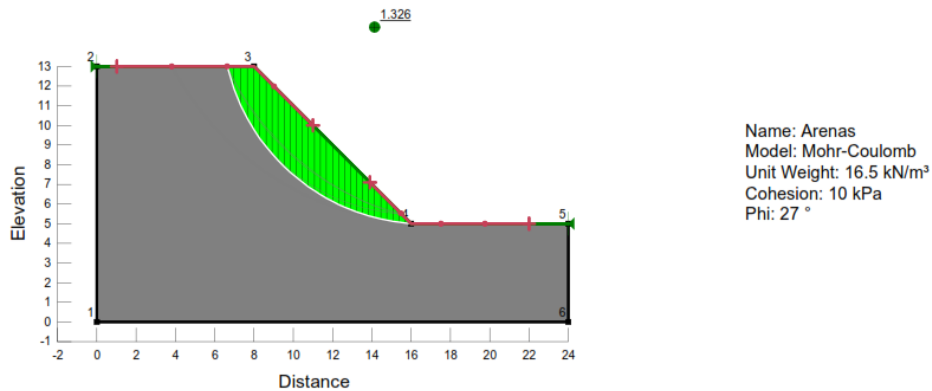
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
--	-------------------	---	--

MÉTODO DE SPENCER



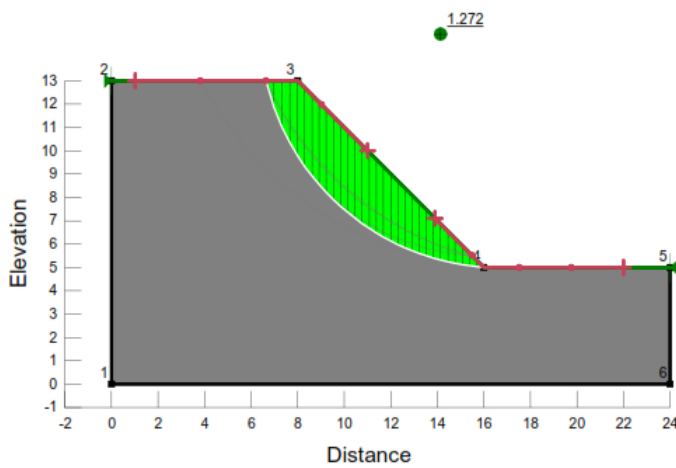
Tipo de suelo: Arenas	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
--------------------------	-------------------	---	--

MÉTODO DE SPENCER



Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arenas	H= 8 m	$\beta = 45^\circ$	Spencer

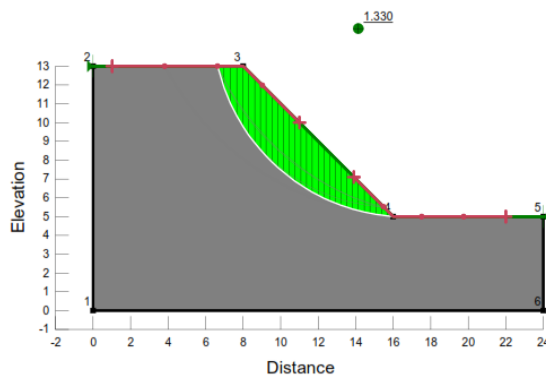
MÉTODO DE FELLENIUS



Name: Arenas  
 Model: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 16.5 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 10 kPa  
 Phi: 27 °

Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arenas	H= 8 m	$\beta = 45^\circ$	Bishop

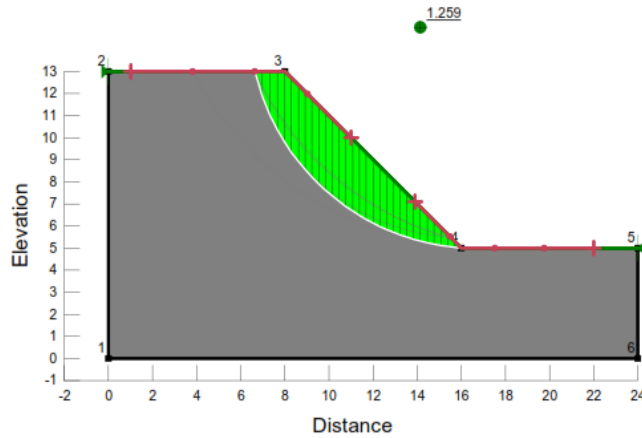
MÉTODO DE BISHOP



Name: Arenas  
 Model: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 16.5 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 10 kPa  
 Phi: 27 °

Tipo de suelo: Arenas	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Janbu
--------------------------	-------------------	---	--

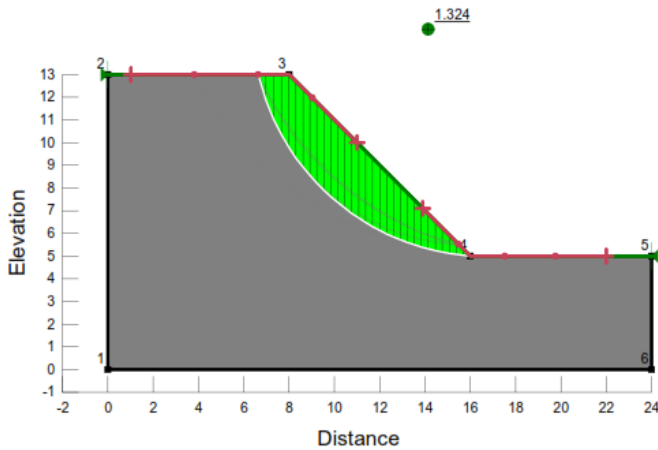
MÉTODO DE JANBU



Name: Arenas  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 16.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 10 kPa  
Phi: 27 °

Tipo de suelo: Arenas	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Morgenstern-Price
--------------------------	-------------------	---	--

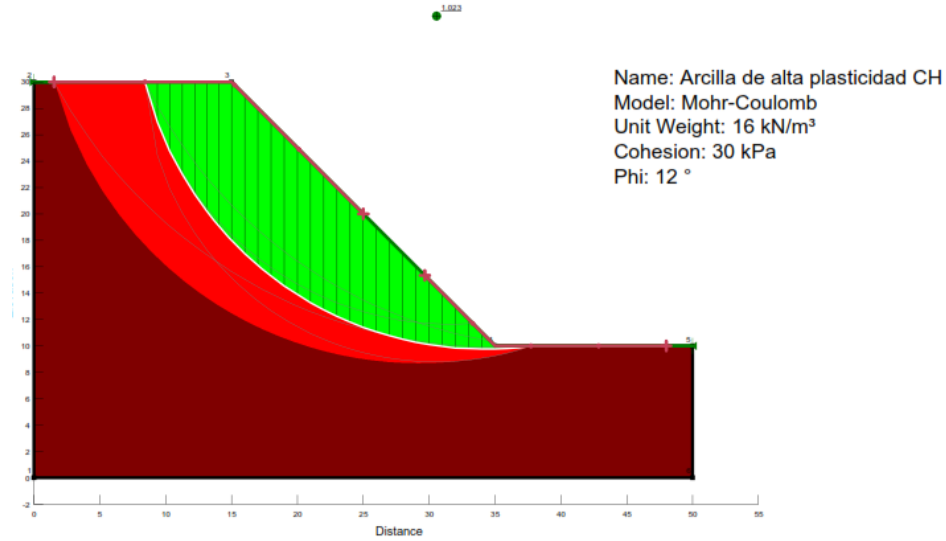
MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE



Name: Arenas  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 16.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 10 kPa  
Phi: 27 °

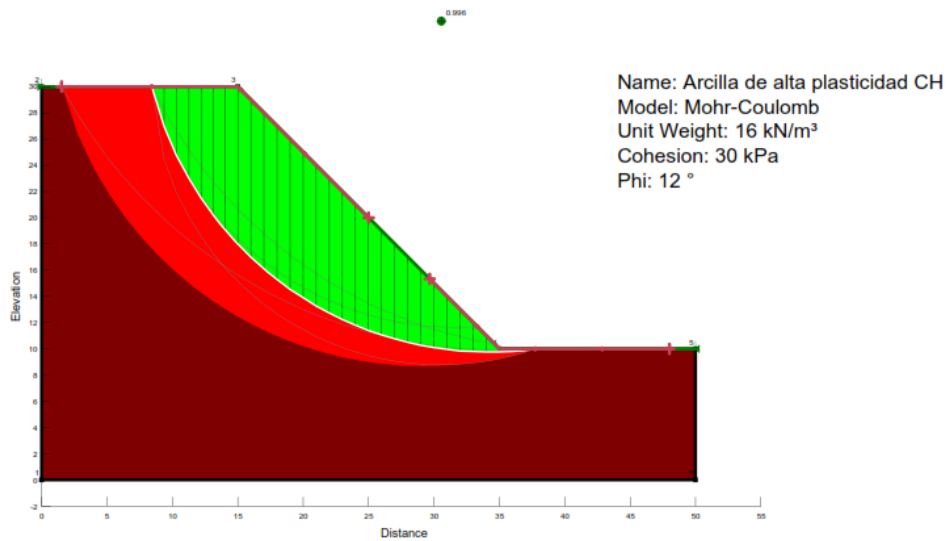
Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Bishop
---	--------------------	---	---

MÉTODO DE BISHOP



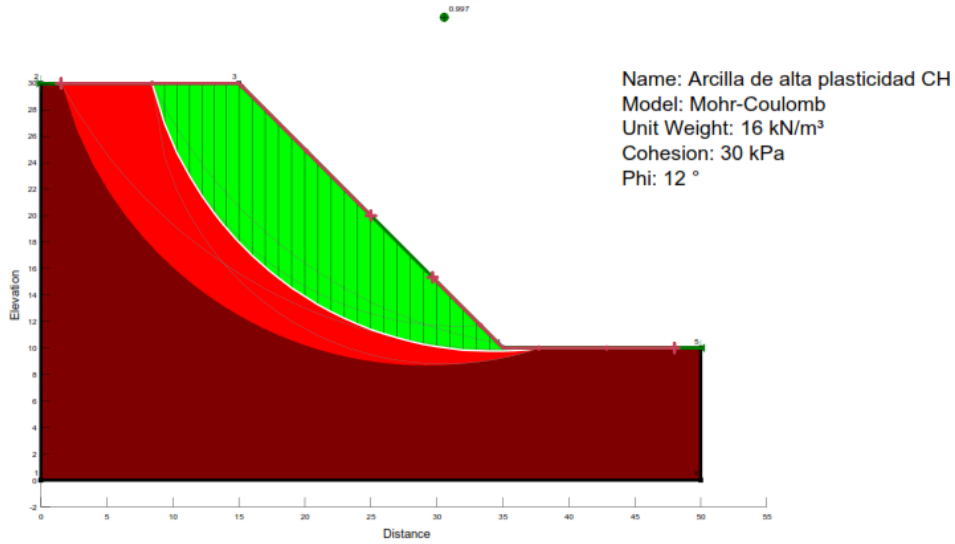
Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Fellenius
---	--------------------	---	--

MÉTODO DE FELLENIUS



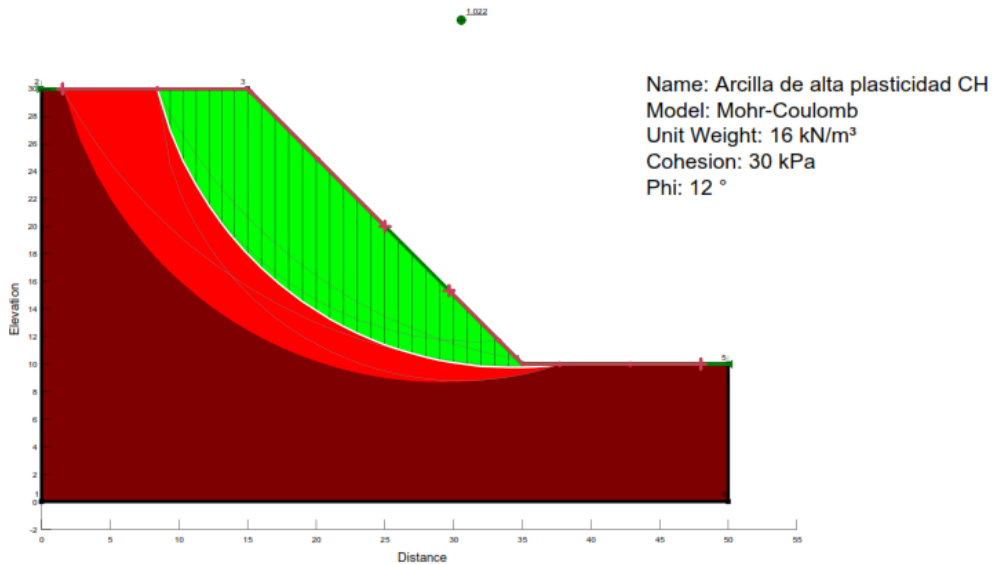
Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Janbu
---	--------------------	---	--

MÉTODO DE JANBU



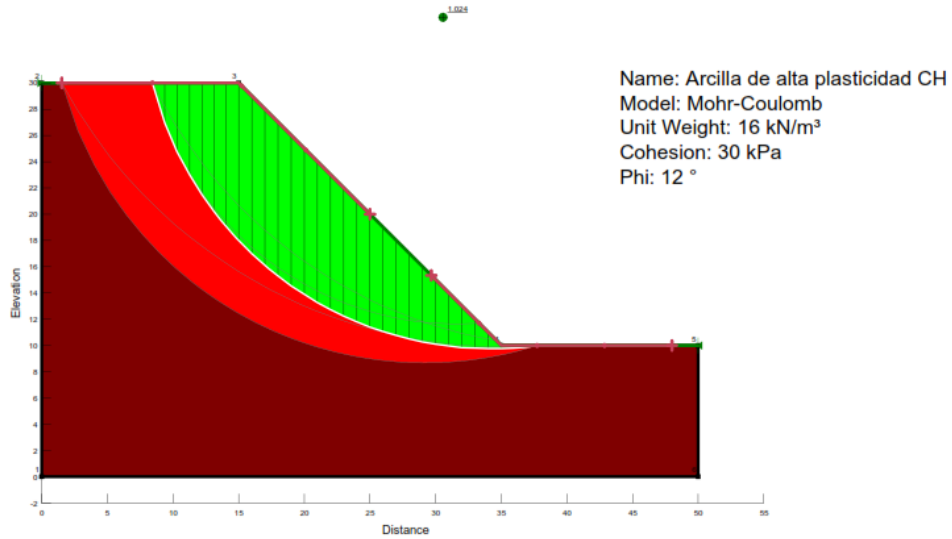
Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Morgenstern-Price
---	--------------------	---	--

MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE



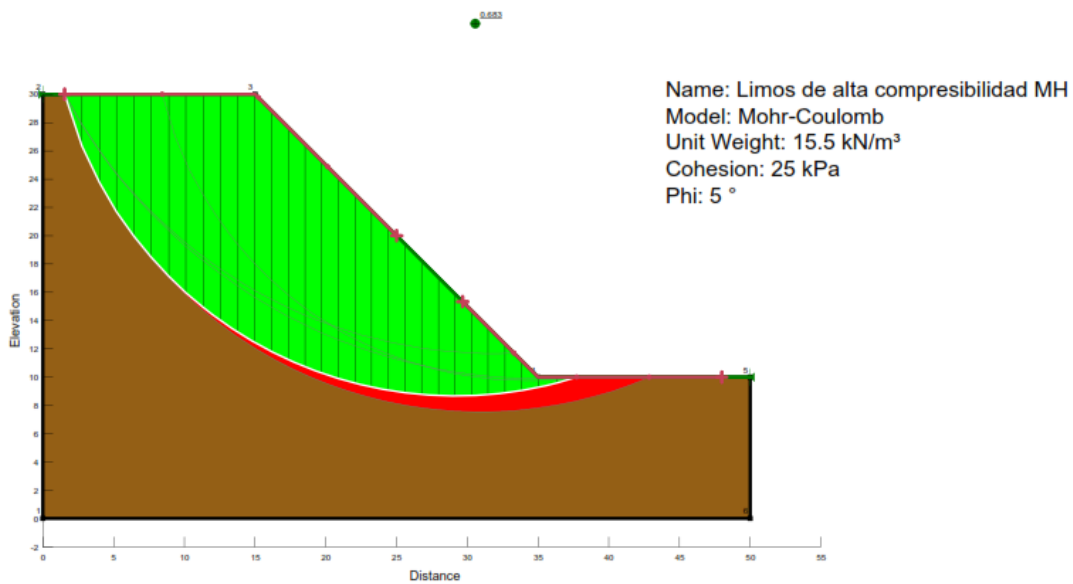
Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
---	--------------------	---	--

MÉTODO DE SPENCER



Tipo de suelo: Limos de alta compresibilidad MH	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
--	--------------------	---	--

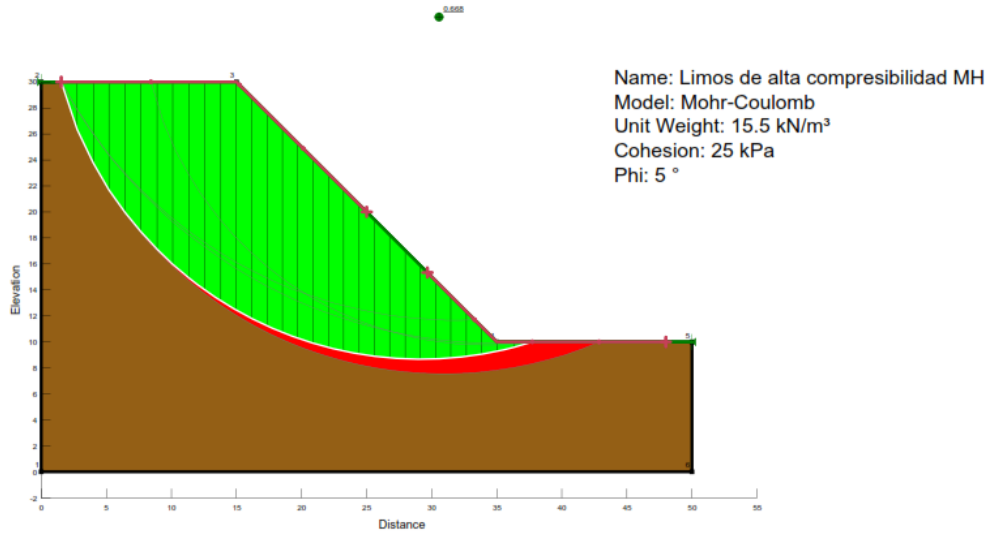
MÉTODO DE SPENCER





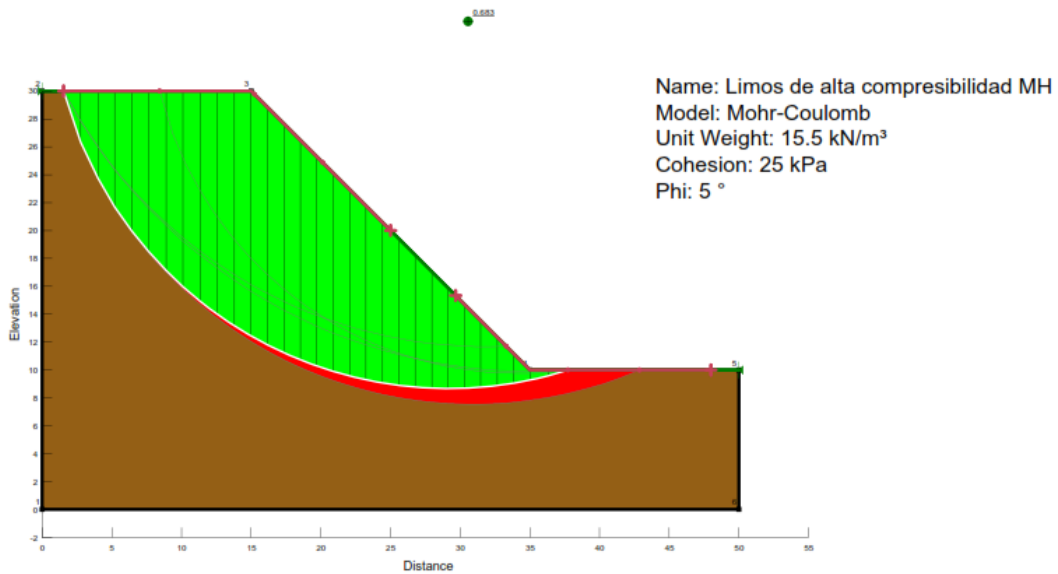
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 20 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Fellenius
--	------------------------	---	--

MÉTODO DE FELLENIUS



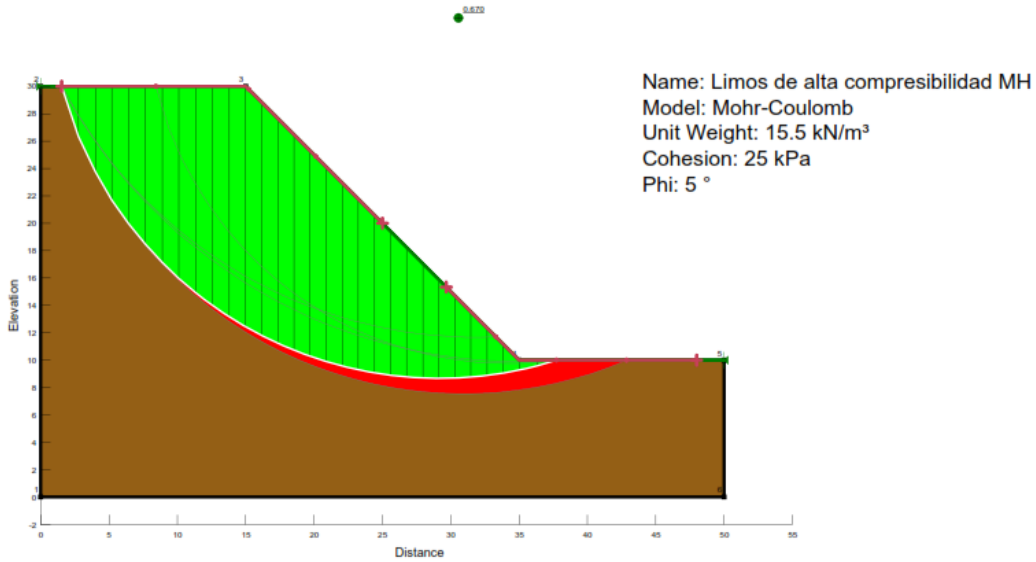
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 20 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Bishop
--	------------------------	---	---

MÉTODO DE BISHOP



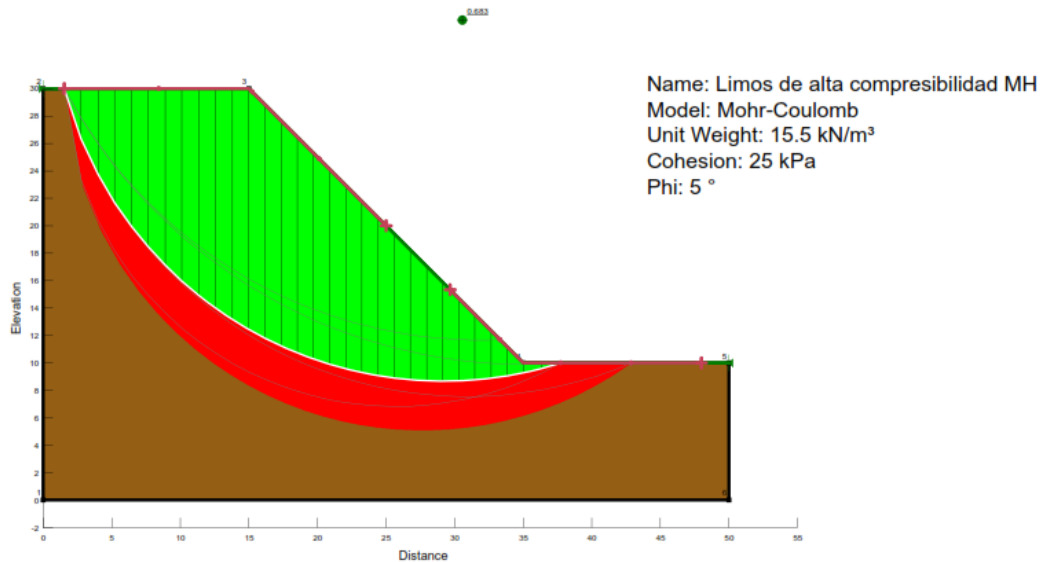
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 20 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Janbu
--	------------------------	---	--

MÉTODO DE JANBU



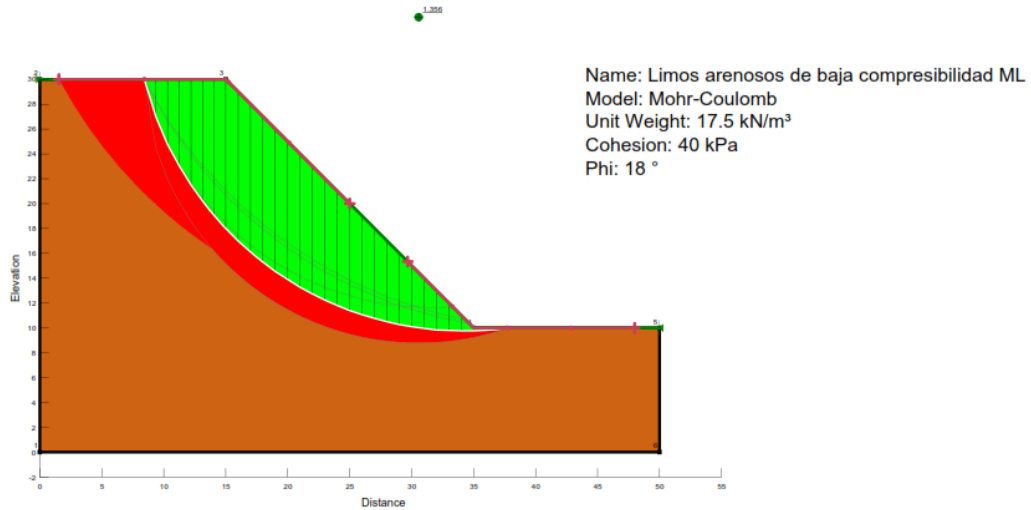
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 20 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Morgenstern-Price
--	------------------------	---	--

MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE



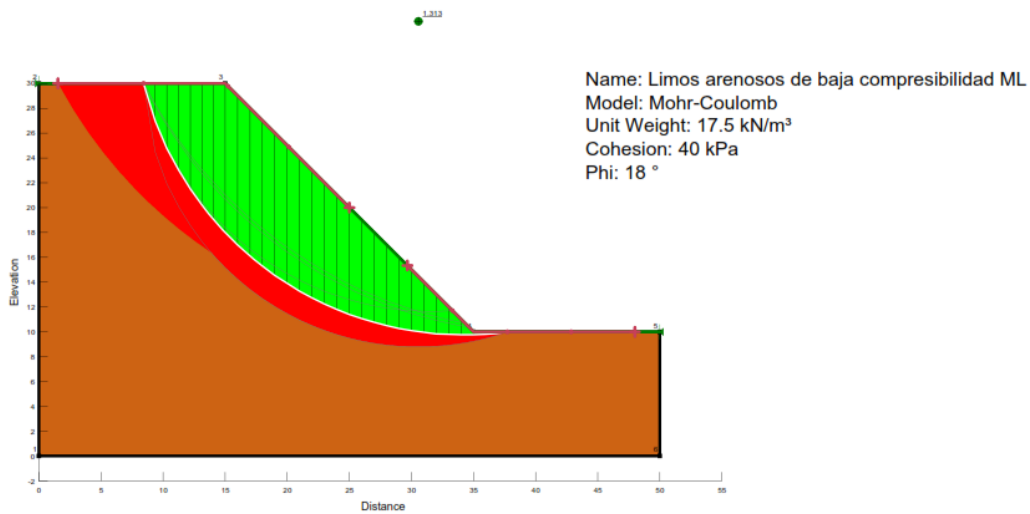
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Morgenstern-Price
---	--------------------	---	--

MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE



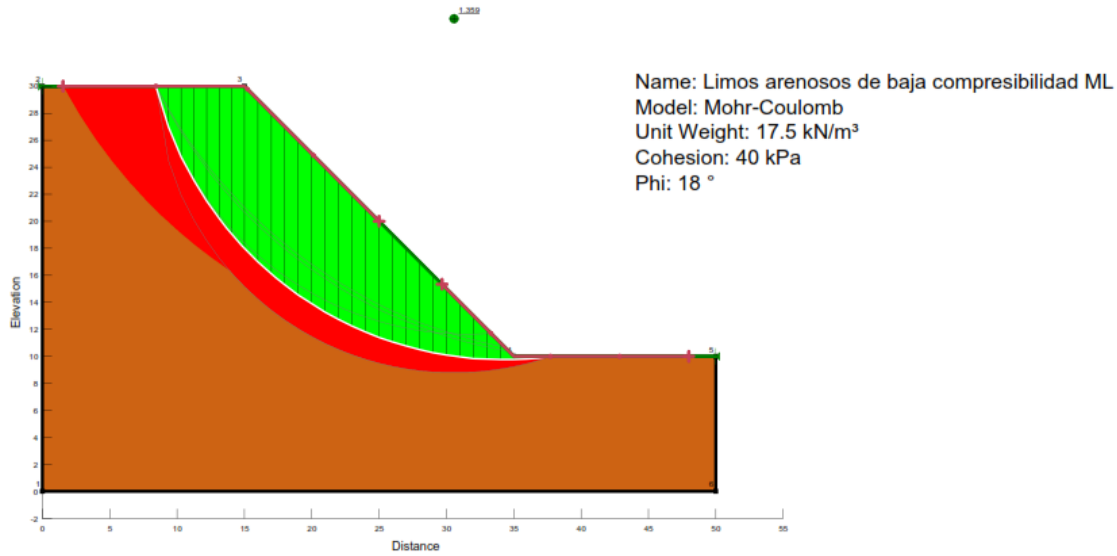
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Fellenius
---	--------------------	---	--

MÉTODO DE FELENIUS



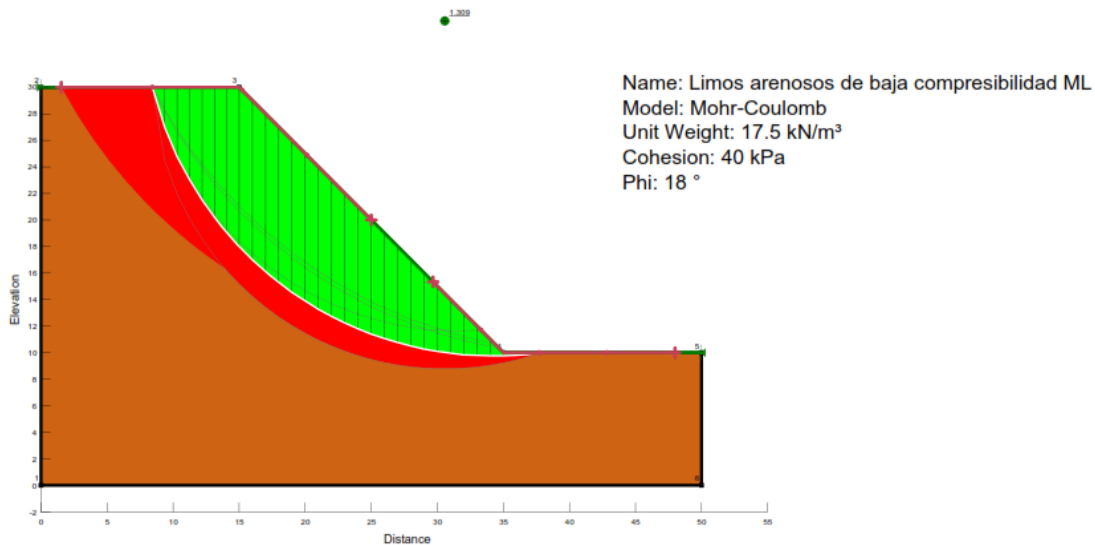
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Bishop
---	--------------------	---	---

MÉTODO DE BISHOP



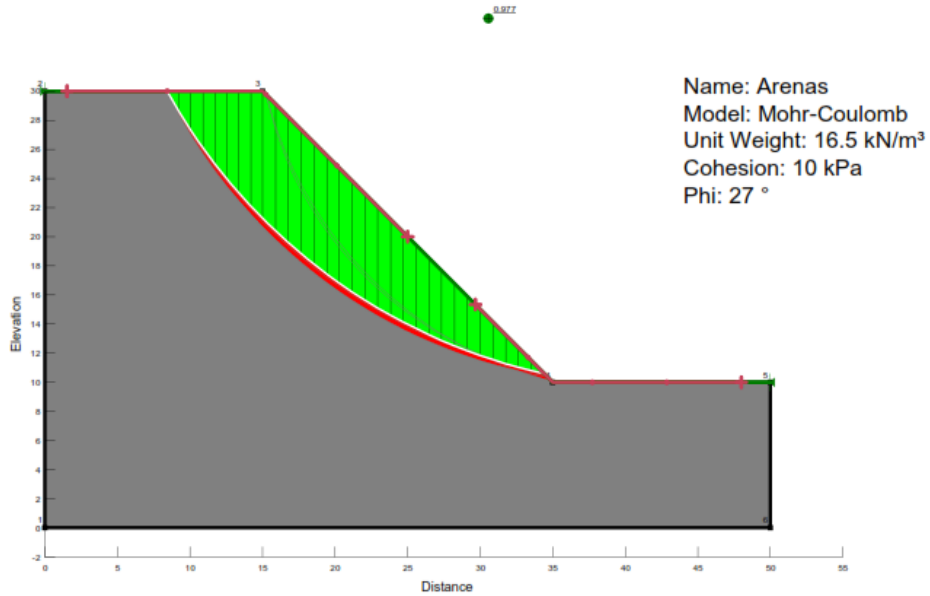
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Janbu
---	--------------------	---	--

MÉTODO DE JANBU



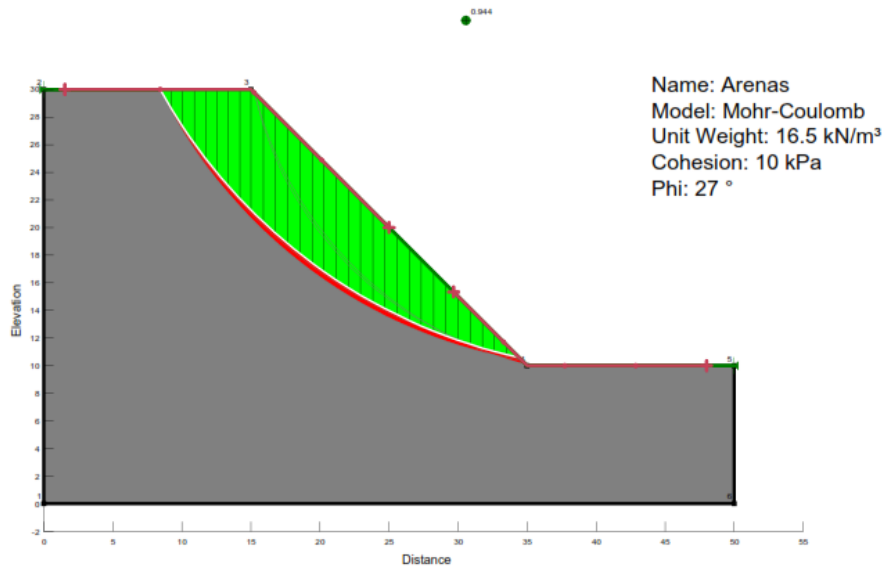
Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arenas	H= 20 m	$\beta = 45^\circ$	Spencer

MÉTODO DE SPENCER



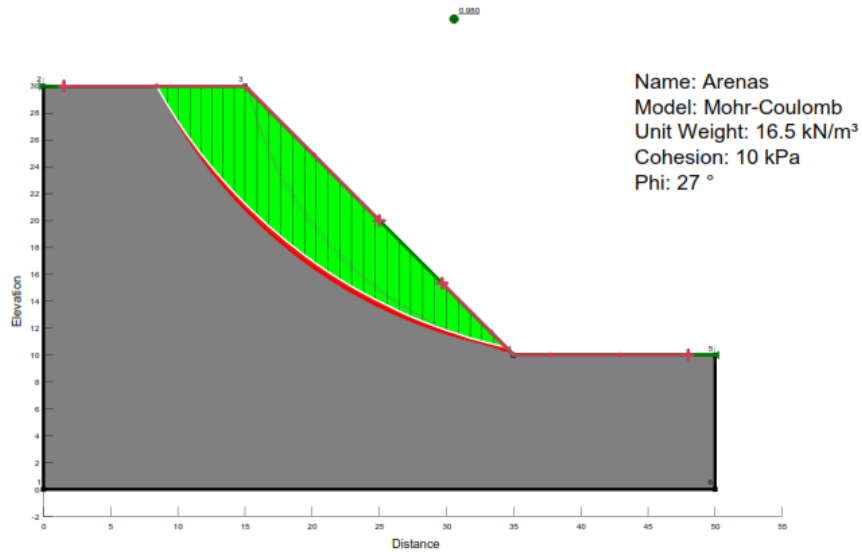
Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arenas	H= 20 m	$\beta = 45^\circ$	Fellenius

MÉTODO DE FELLENIUS



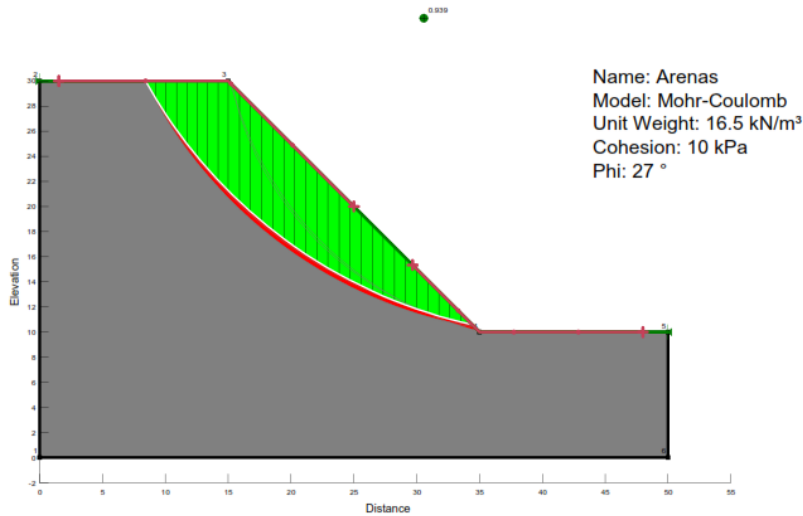
Tipo de suelo: Arenas	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Bishop
--------------------------	--------------------	---	---

MÉTODO DE BISHOP



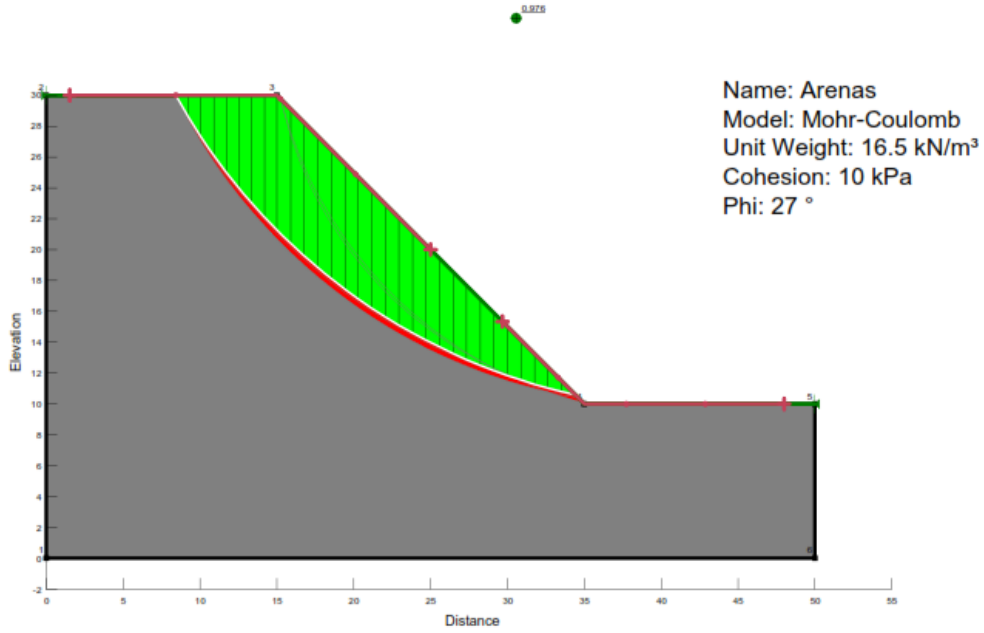
Tipo de suelo: Arenas	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Janbu
--------------------------	--------------------	---	--

MÉTODO DE JANBU

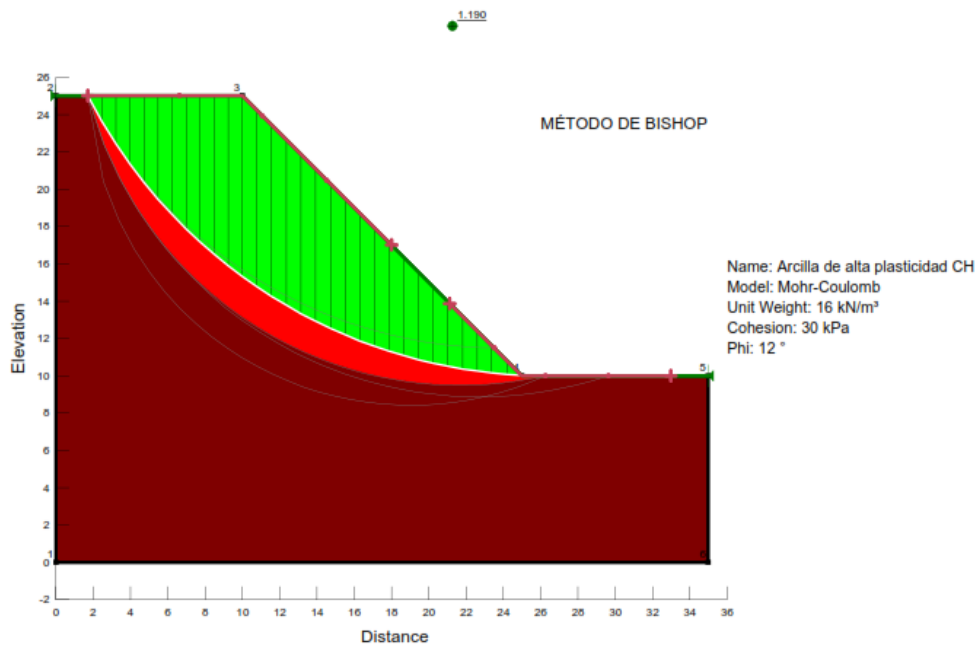


Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arenas	H= 20 m	$\beta = 45^\circ$	Morgenstern - Price

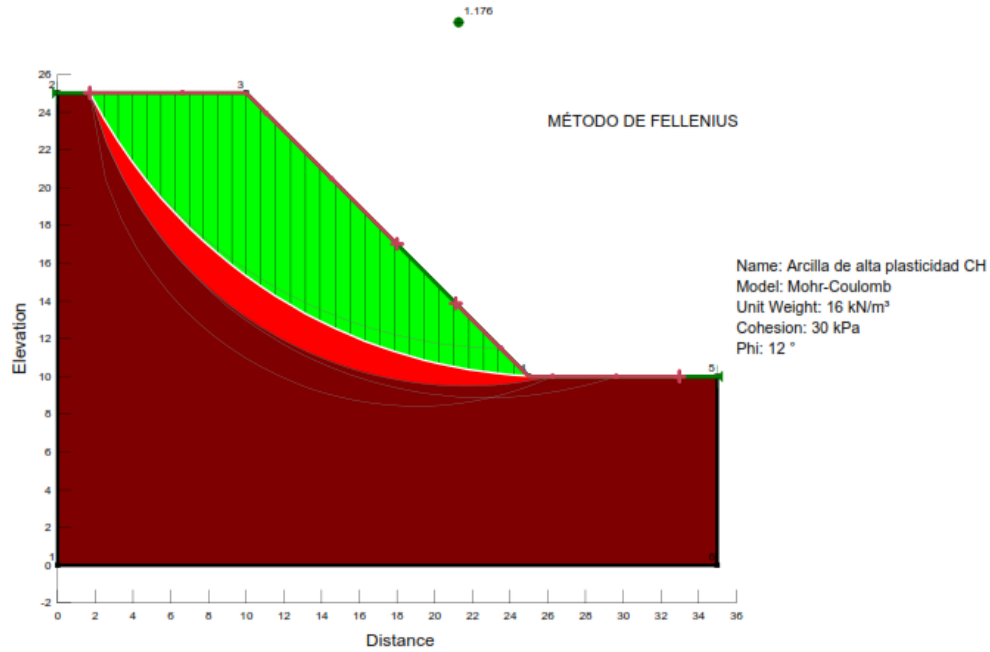
MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE



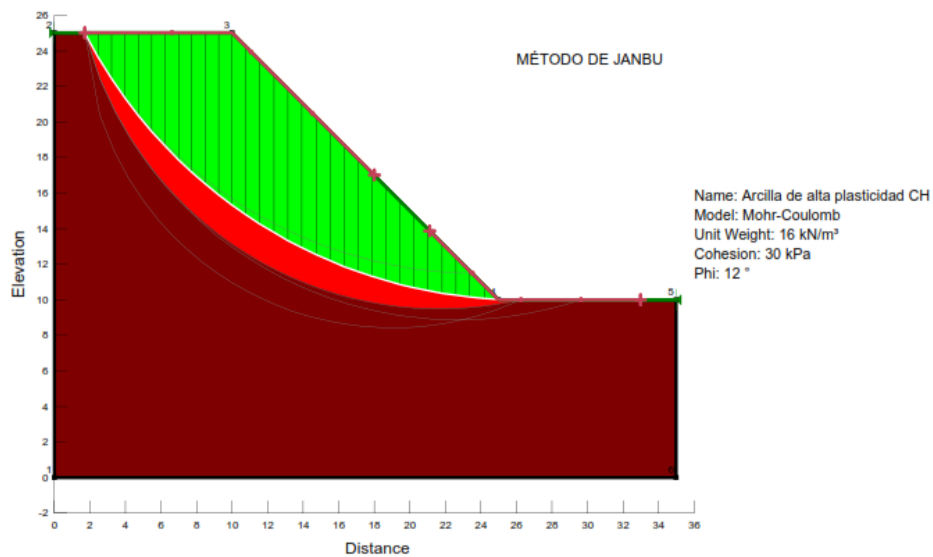
Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arcillas de alta plasticidad CH	H= 15 m	$\beta = 45^\circ$	Bishop



Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Fellenius
---	--------------------	---	--

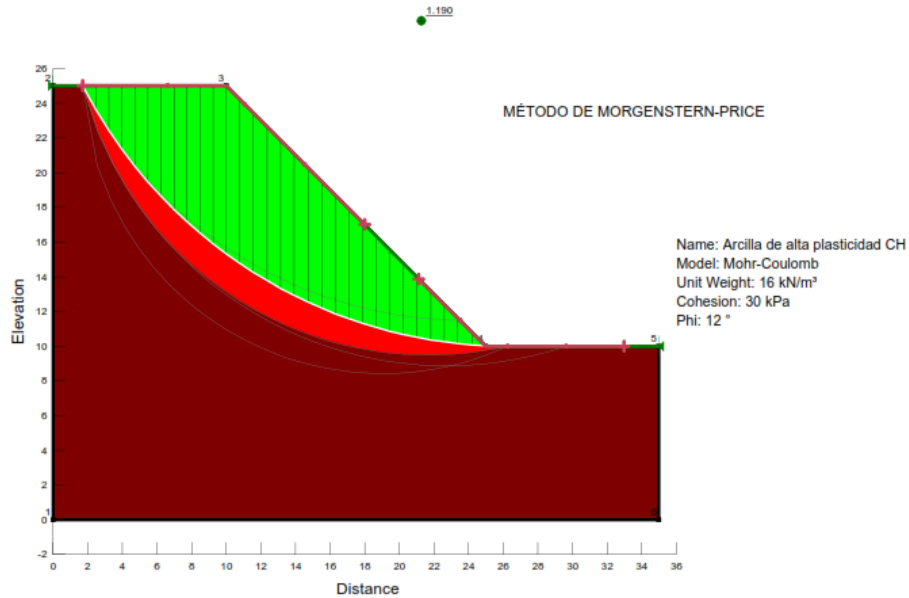


Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Janbu
---	--------------------	---	--

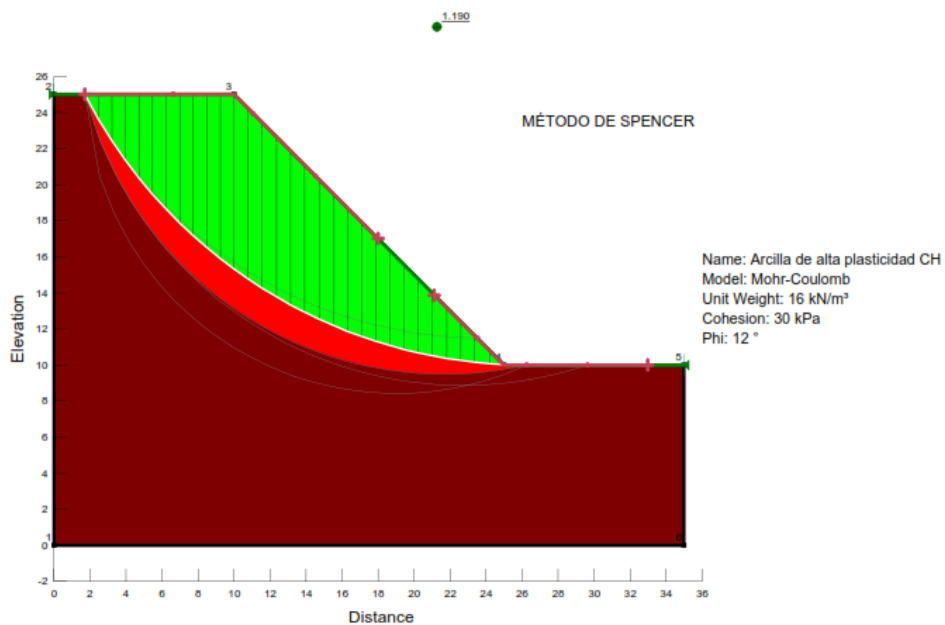




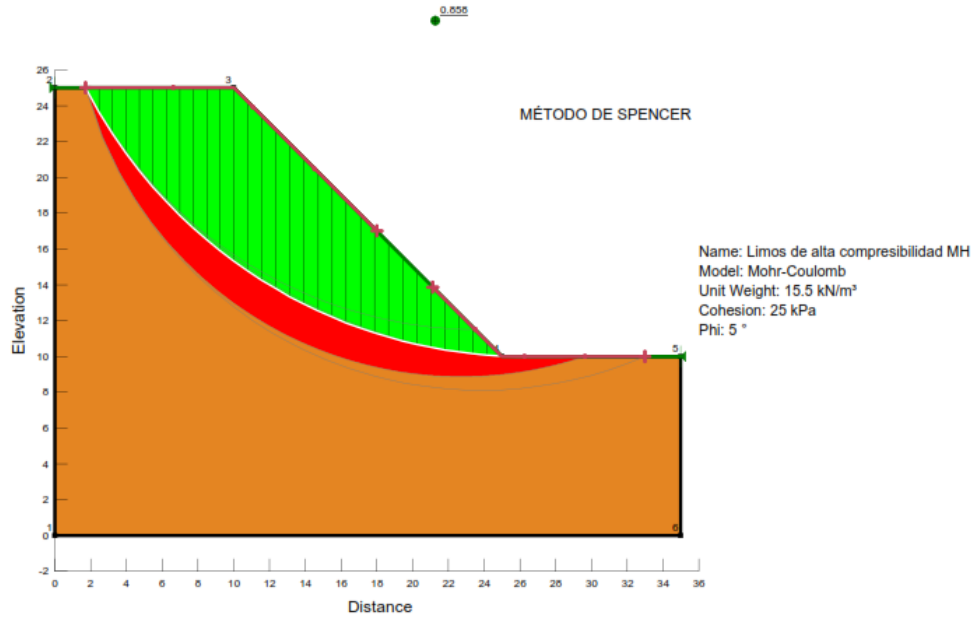
Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Morgenstern-Price
---	--------------------	---	--



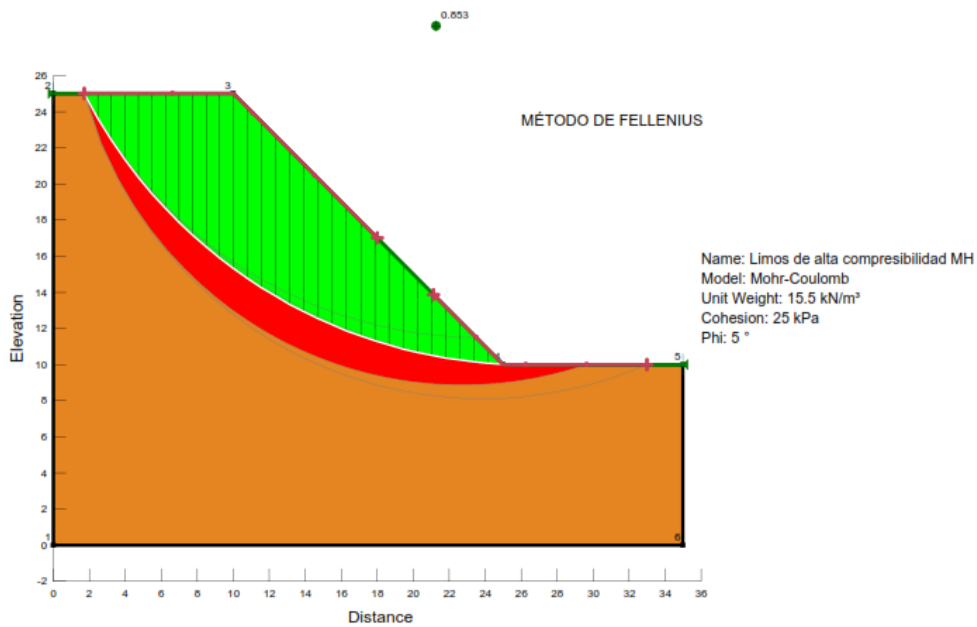
Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
---	--------------------	---	--



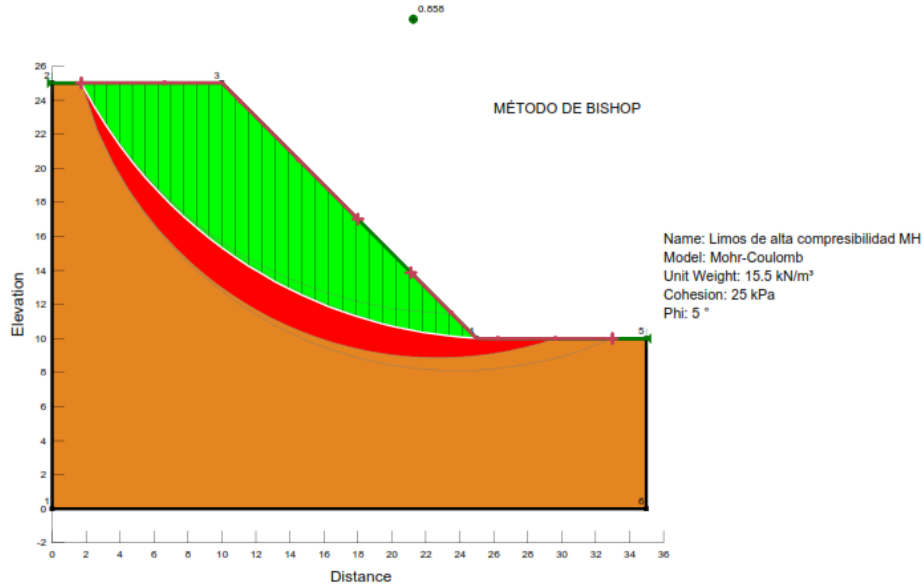
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 15 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Spencer
--	------------------------	---	--



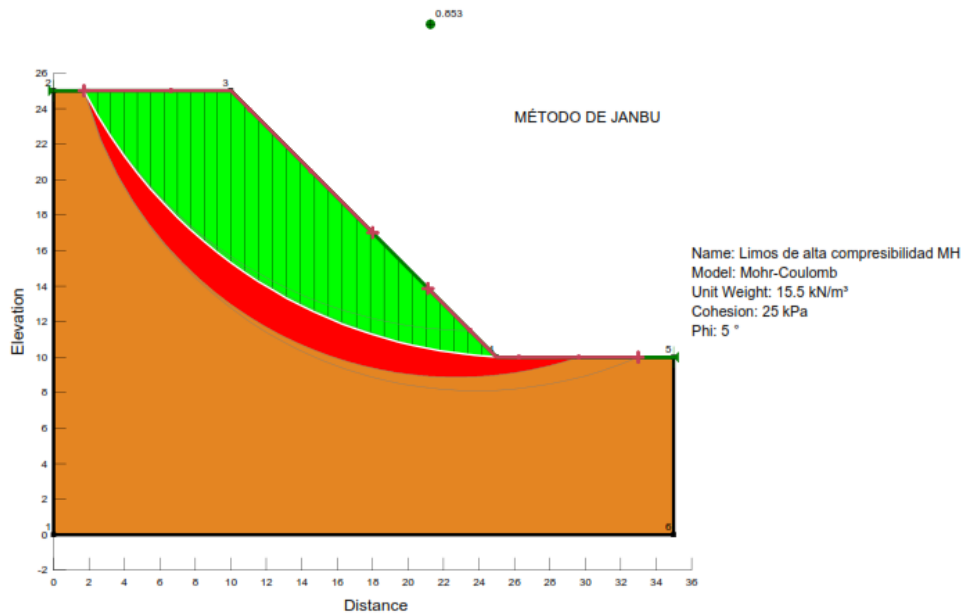
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 15 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Fellenius
--	------------------------	---	--



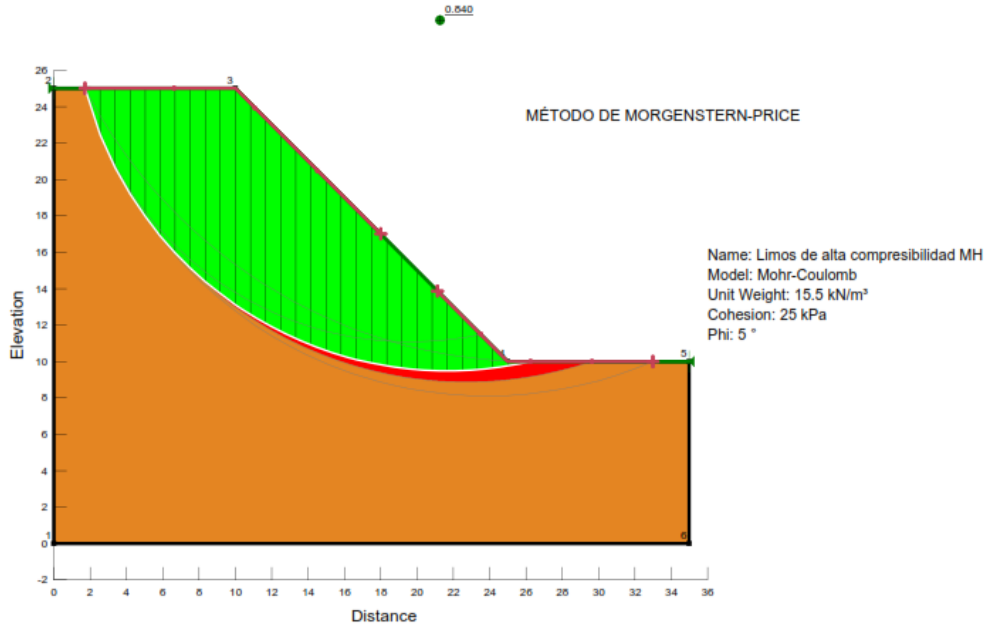
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 15 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Bishop
---	------------------------	---	--



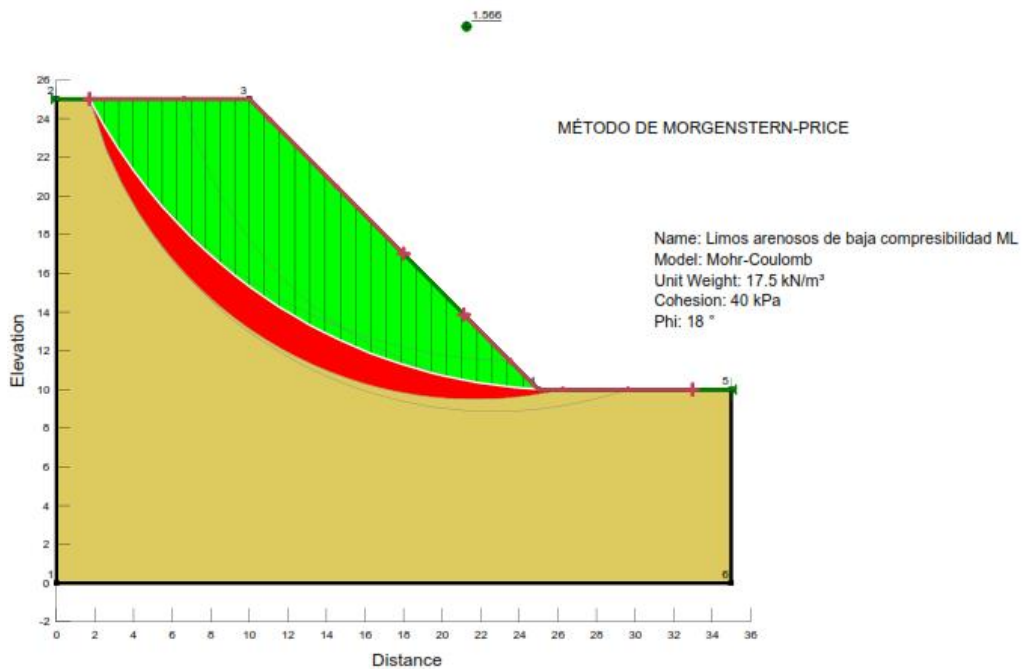
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 15 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Janbu
---	------------------------	---	---



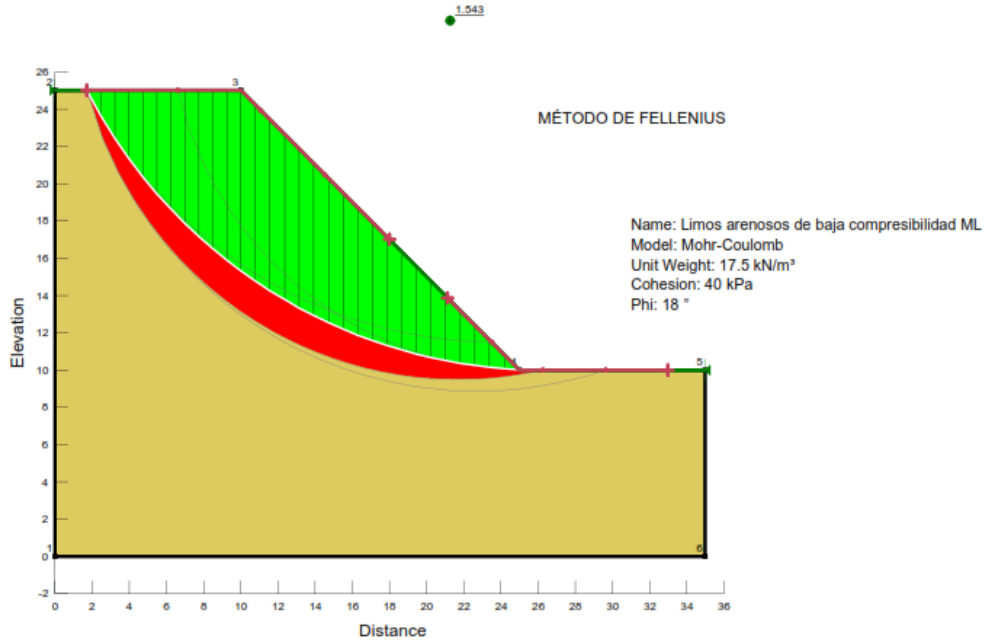
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 15 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Morgenstern-Price
--	------------------------	---	--



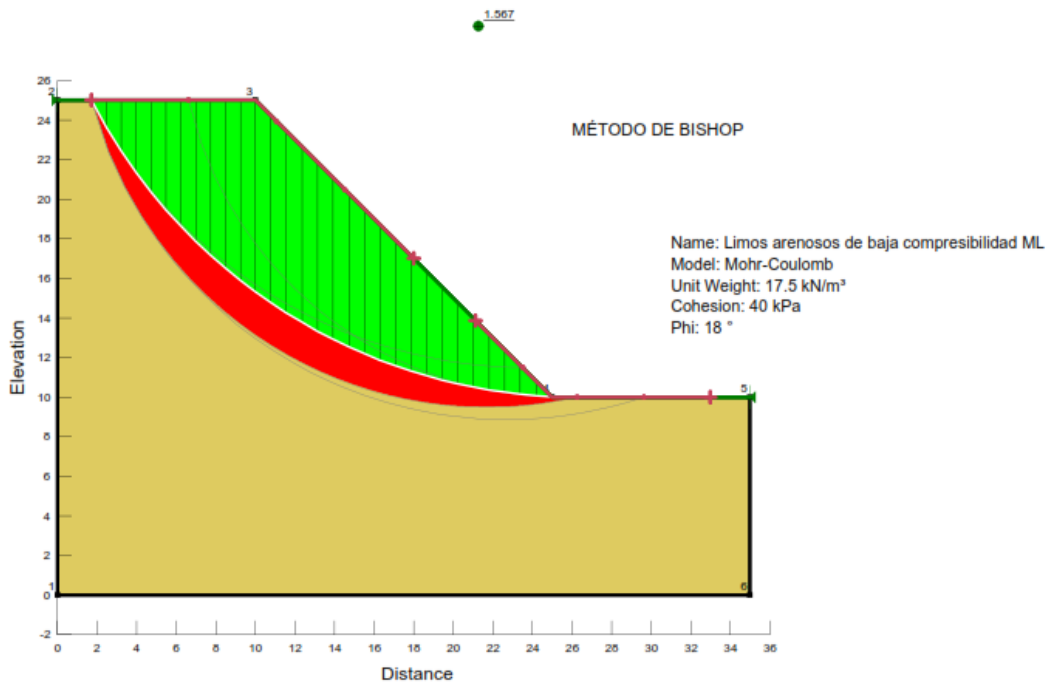
Tipo de suelo:  Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura:  H= 15 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Morgenstern-Price
---	------------------------	---	--



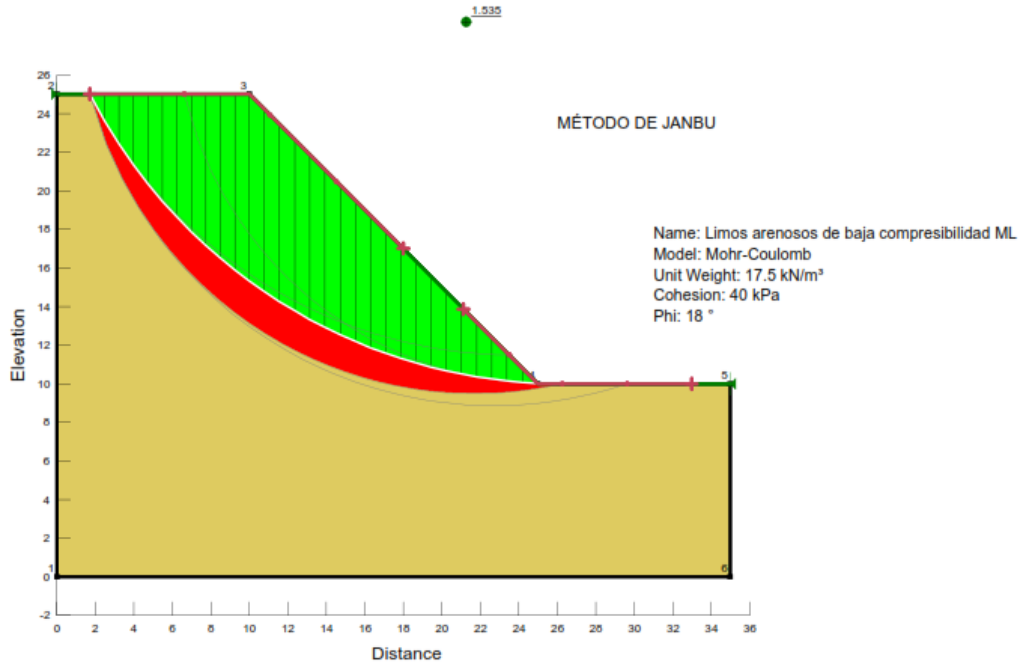
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Fellenius
---	--------------------	---	--



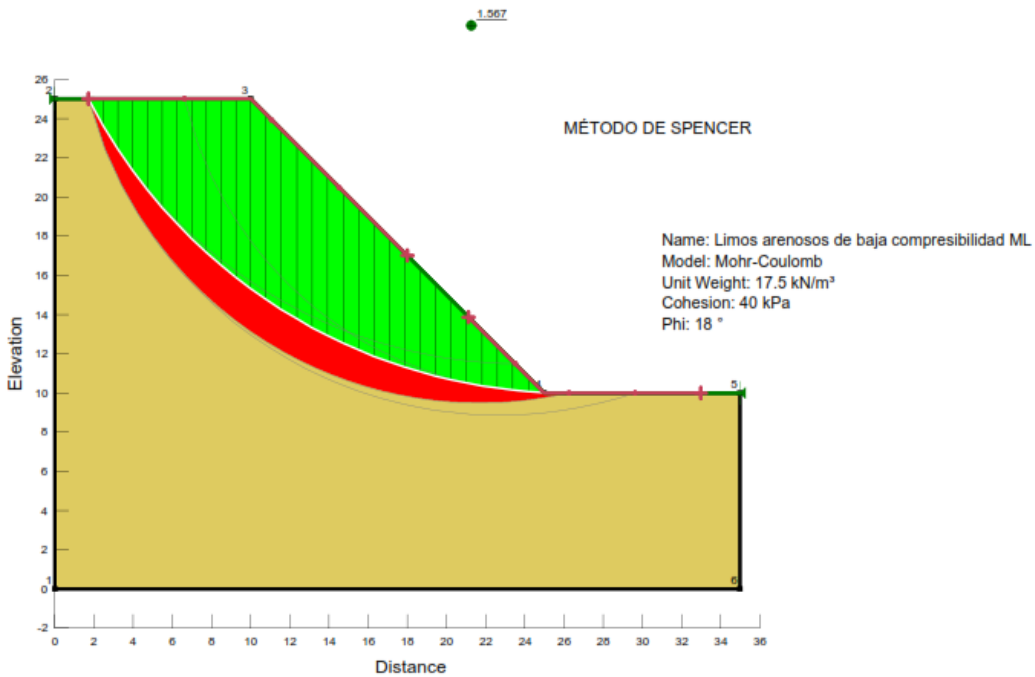
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Bishop
---	--------------------	---	---



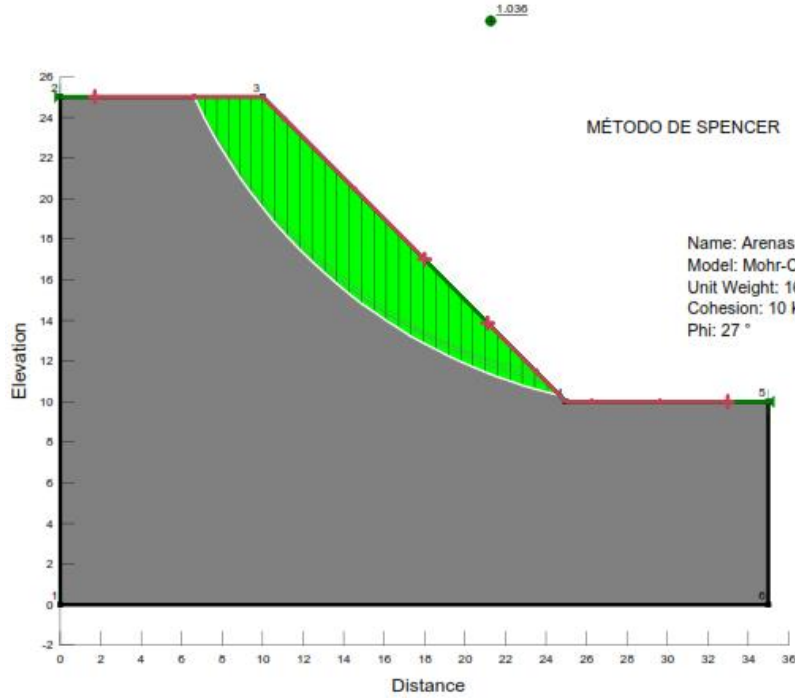
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Janbu
---	--------------------	---	--



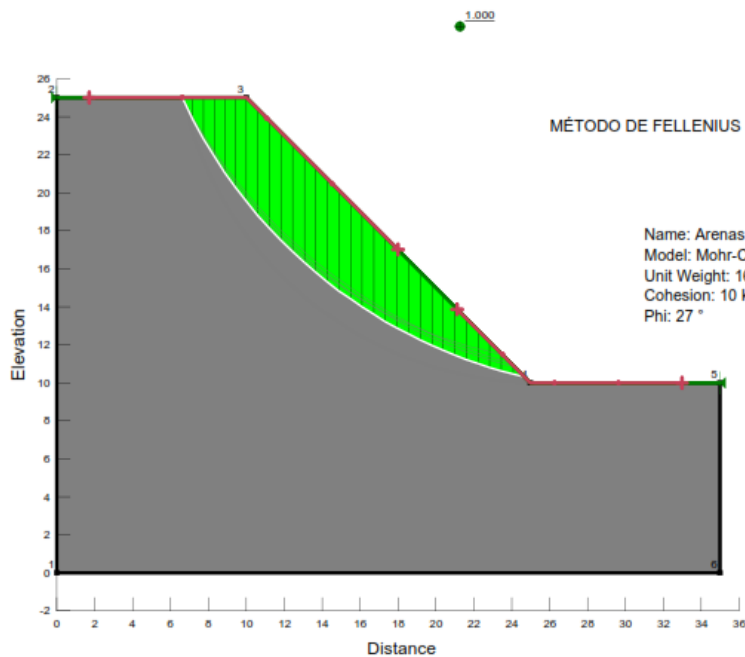
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
---	--------------------	---	--



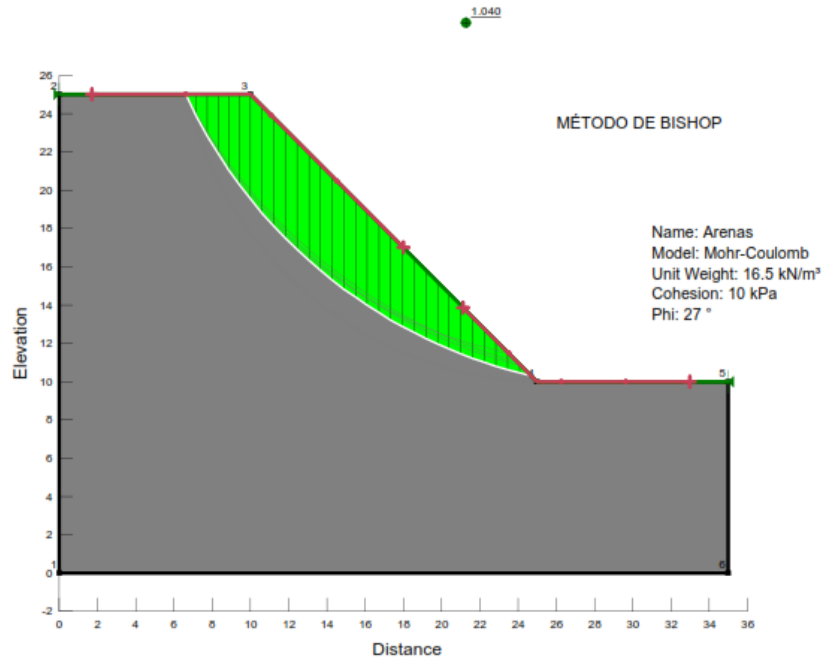
Tipo de suelo: Arenas	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
--------------------------	--------------------	---	--



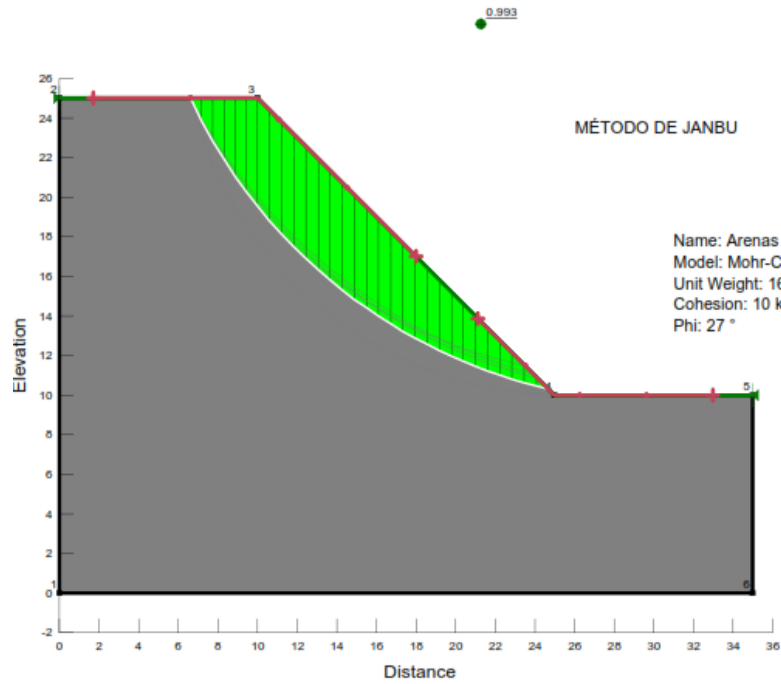
Tipo de suelo: Arenas	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Fellenius
--------------------------	--------------------	---	--



Tipo de suelo: Arenas	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Bishop
--------------------------	--------------------	---	---

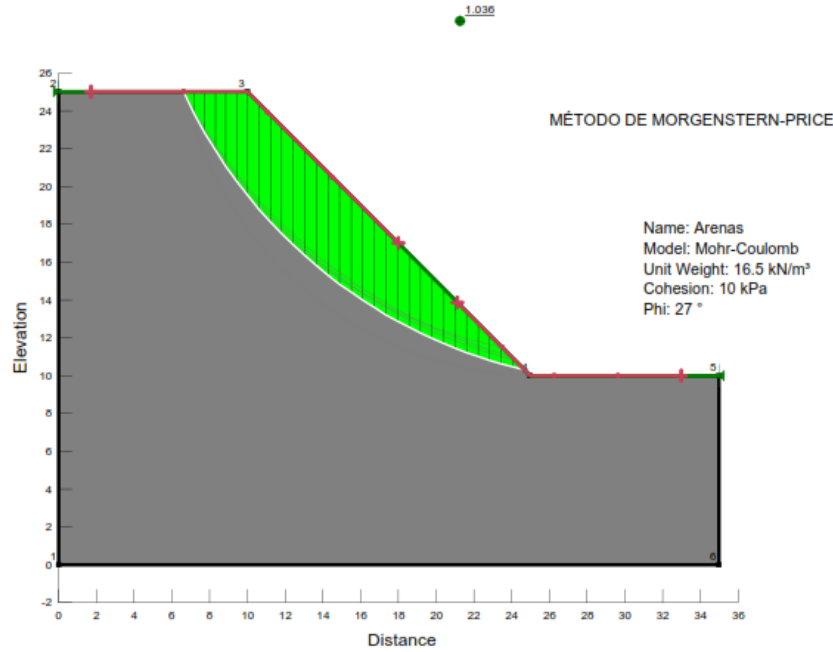


Tipo de suelo: Arenas	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Janbu
--------------------------	--------------------	---	--

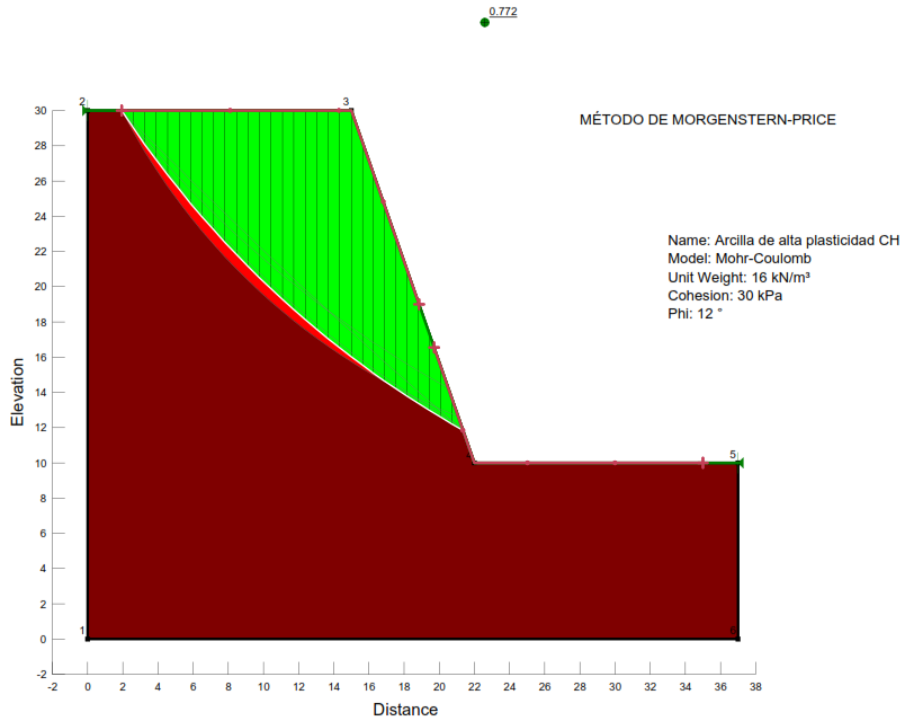




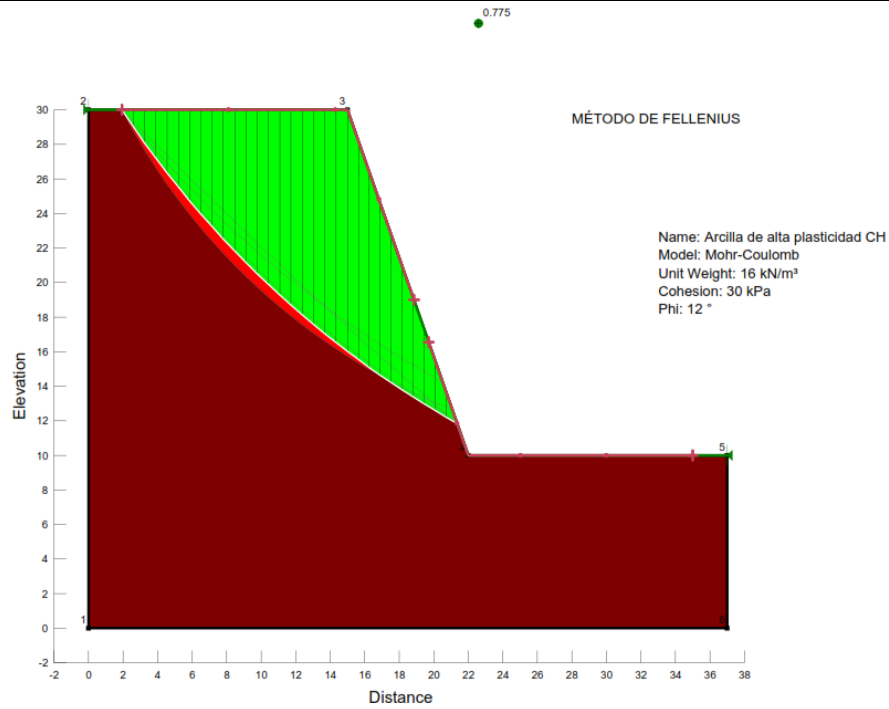
Tipo de suelo:  Arenas	Altura:  H= 15 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 45^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Morgenstern-Price
------------------------------	------------------------	---	--



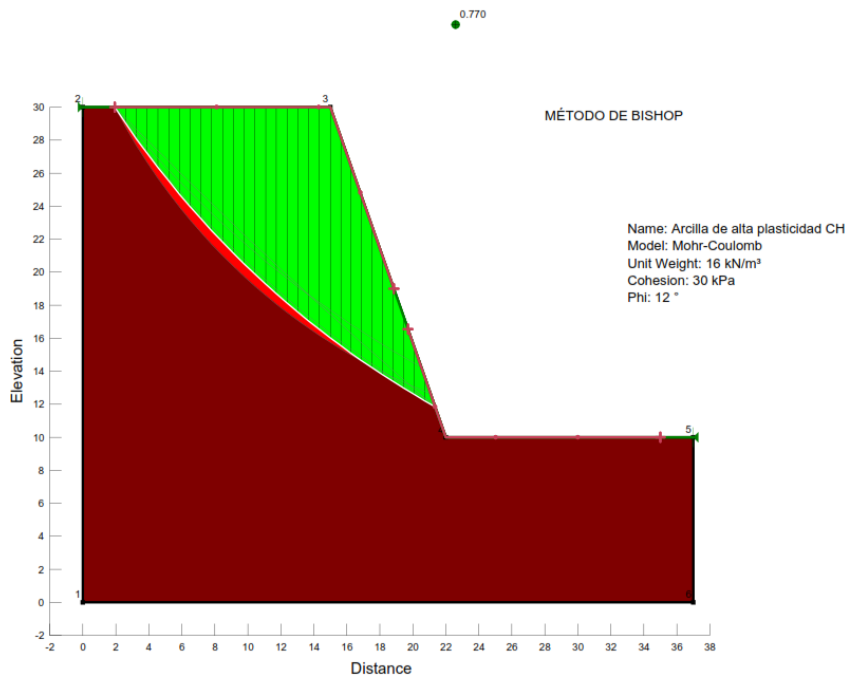
Tipo de suelo:  Arcillas de alta plasticidad CH	Altura:  H= 20 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Morgenstern-Price
---	------------------------	---	--



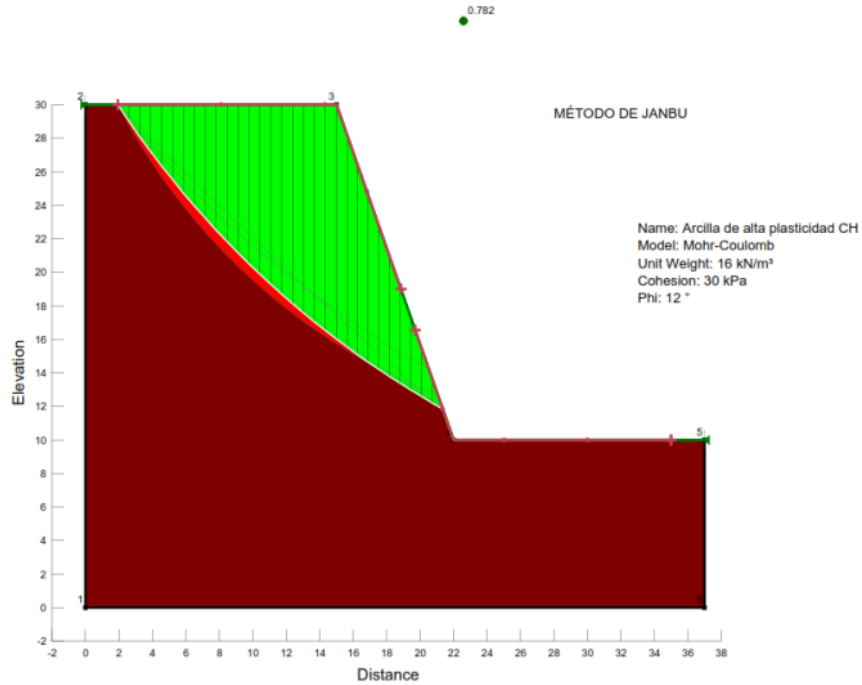
Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Fellenius
---	--------------------	---	--



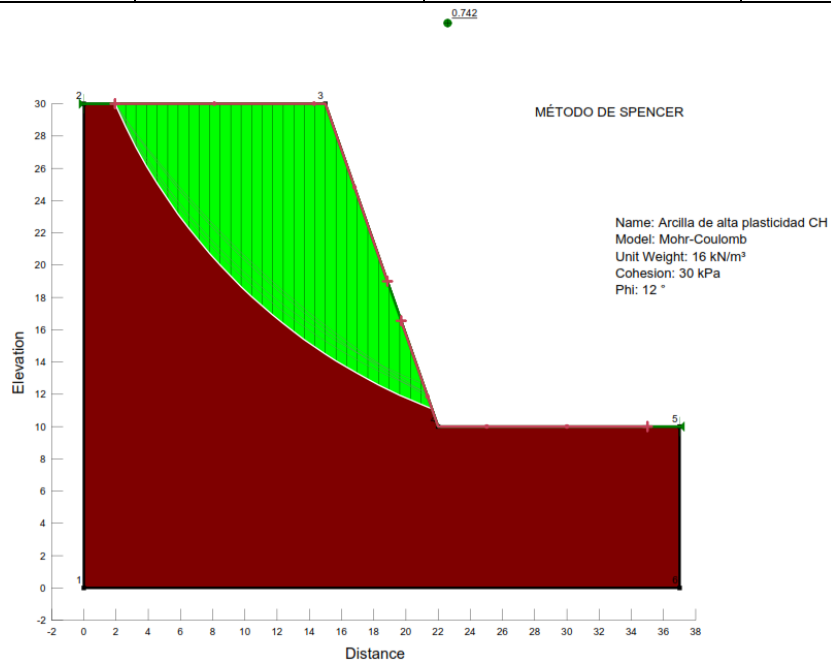
Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Bishop
---	--------------------	---	---



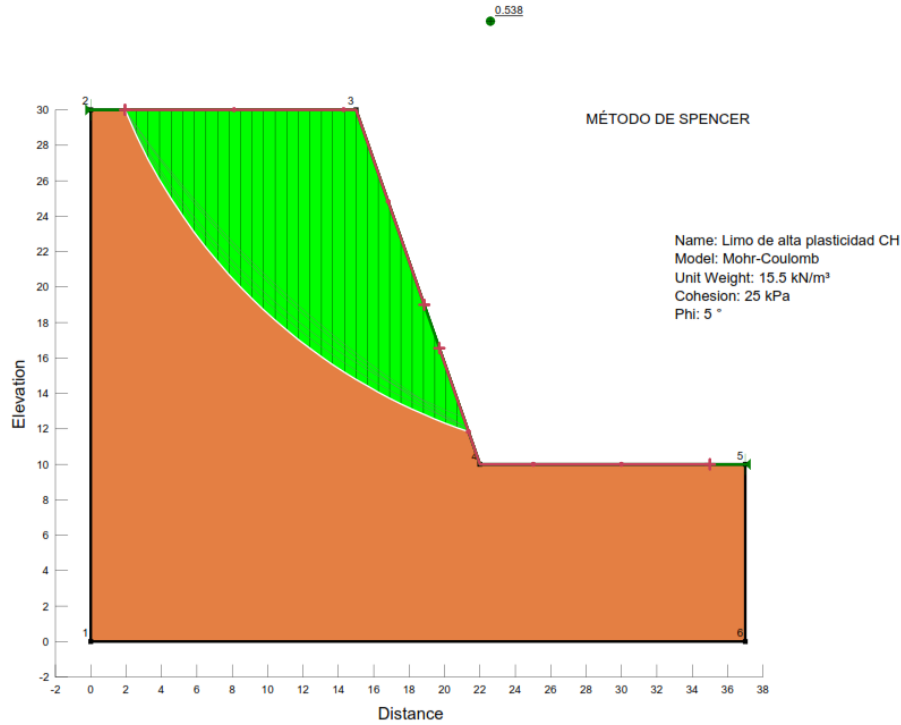
Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Janbu
---	--------------------	---	--



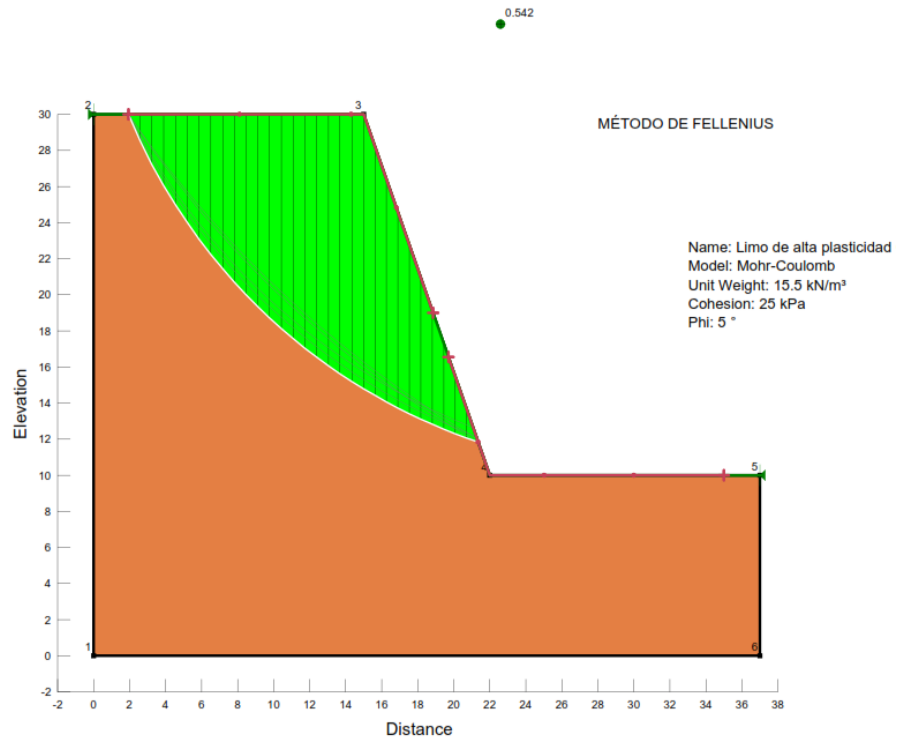
Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
---	--------------------	---	--



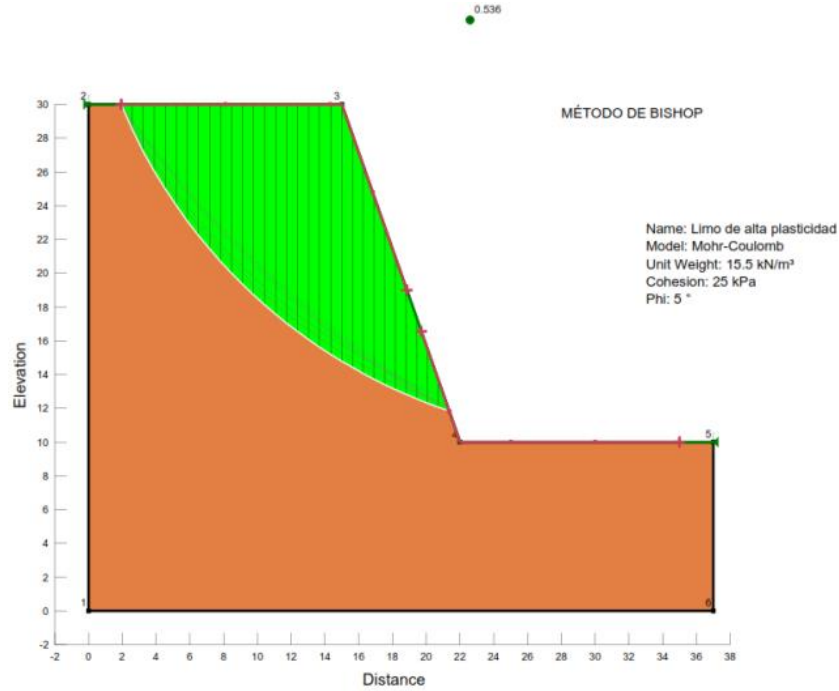
Tipo de suelo: Limos de alta compresibilidad MH	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
--	--------------------	---	--



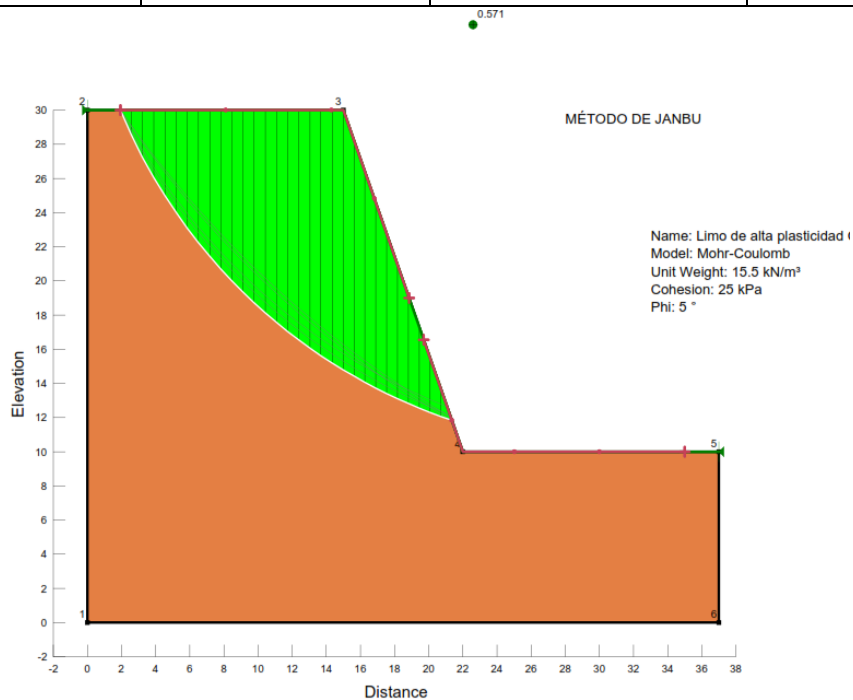
Tipo de suelo: Limos de alta compresibilidad MH	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Fellenius
--	--------------------	---	--



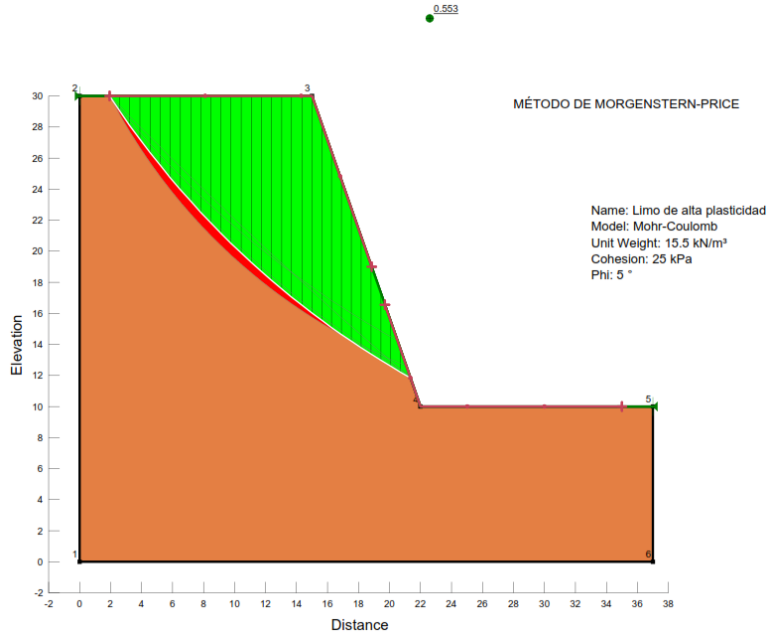
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 20 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Bishop
--	------------------------	---	---



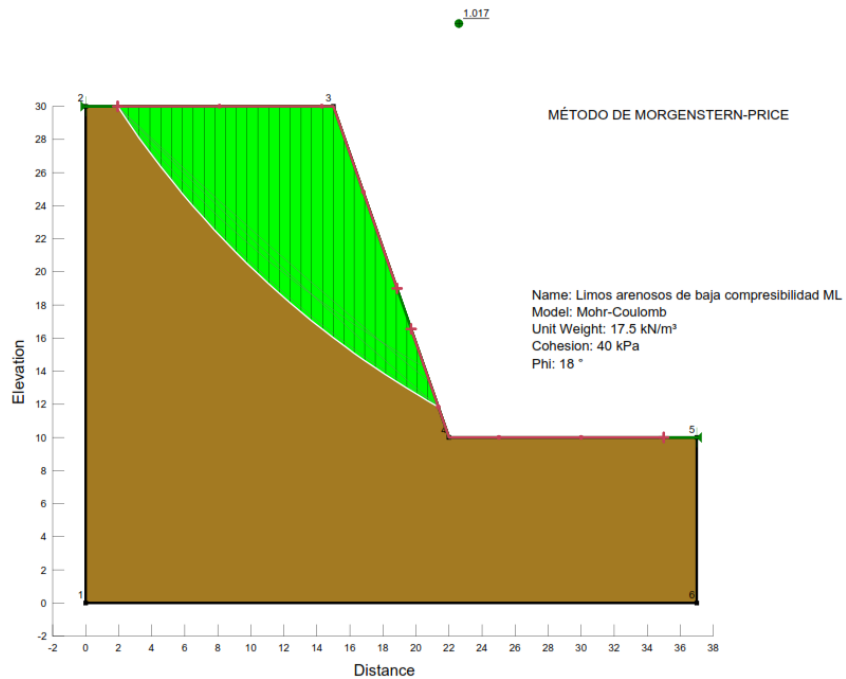
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 20 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Janbu
--	------------------------	---	--



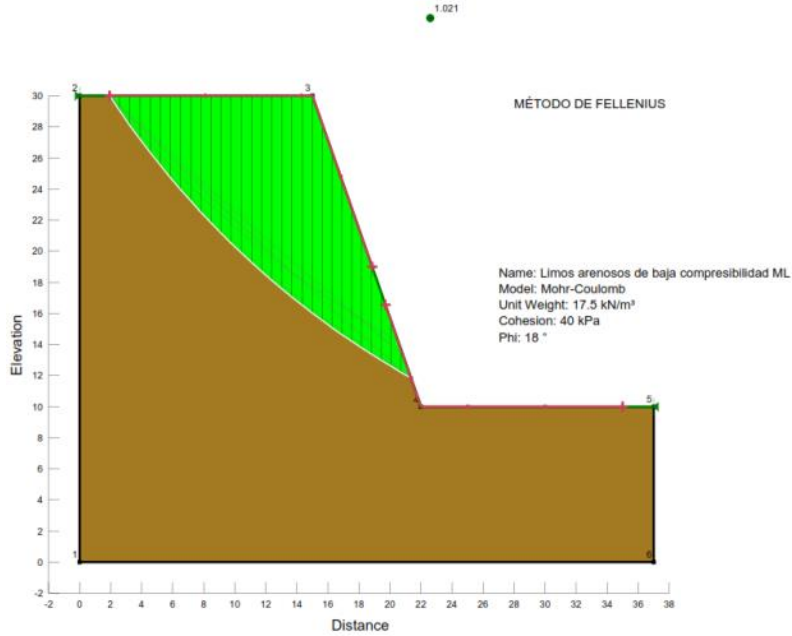
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 20 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Morgenstern-Price
--	------------------------	---	--



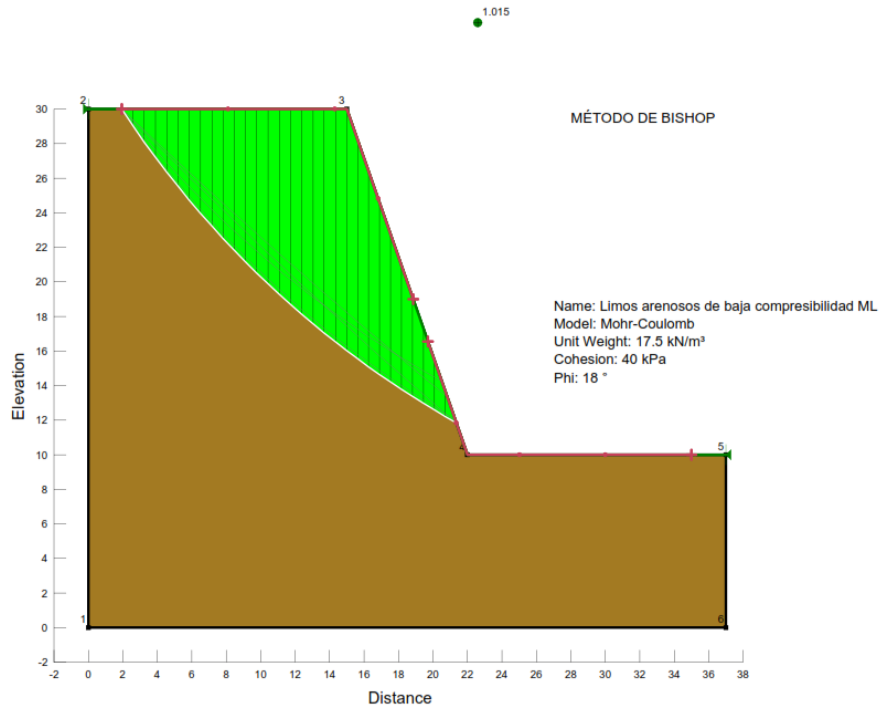
Tipo de suelo:  Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura:  H= 20 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Morgenstern-Price
---	------------------------	---	--



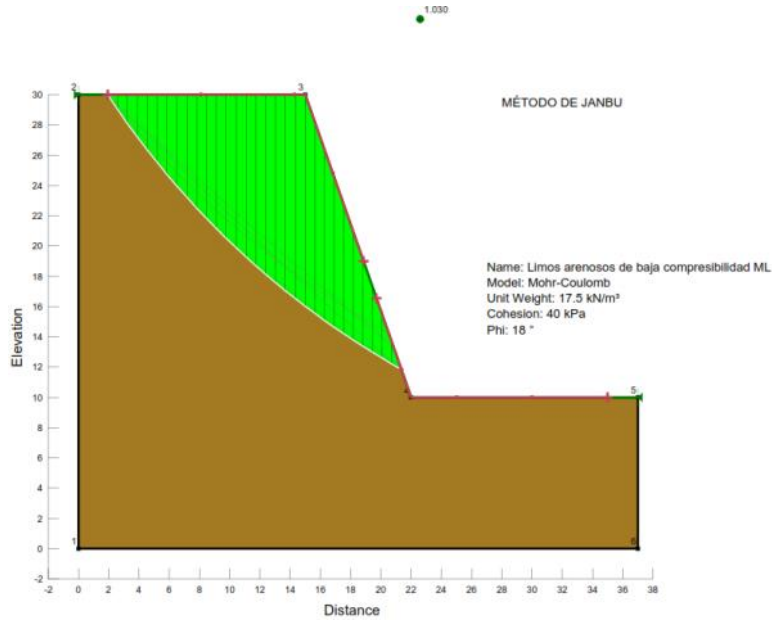
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Fellenius
---	--------------------	---	--



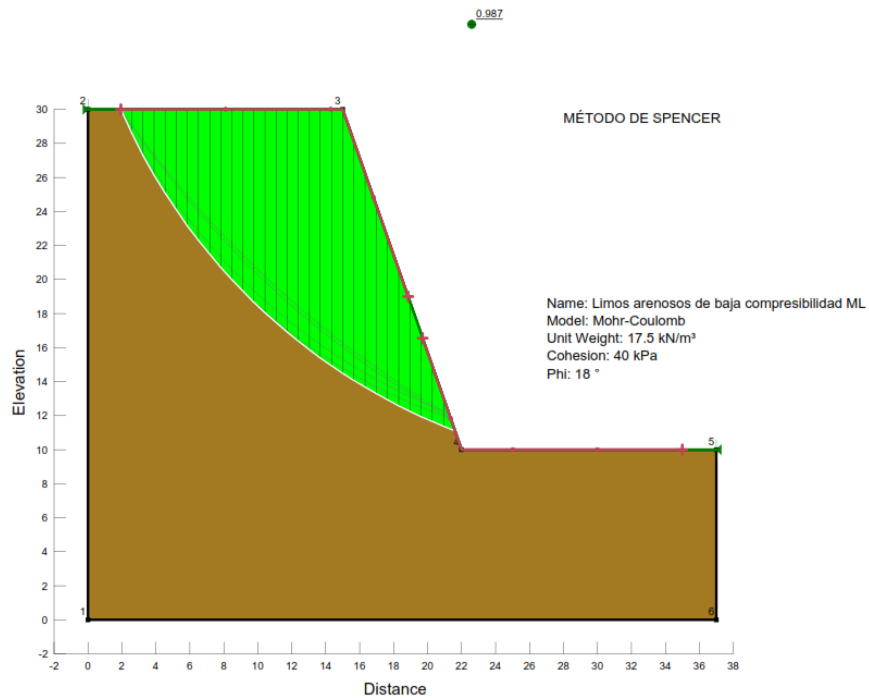
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Bishop
---	--------------------	---	---



Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Janbu
---	--------------------	---	--

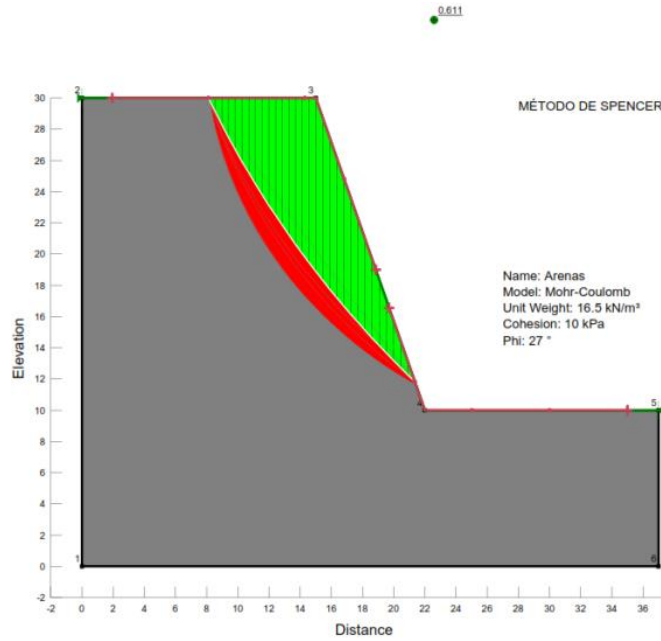


Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
---	--------------------	---	--

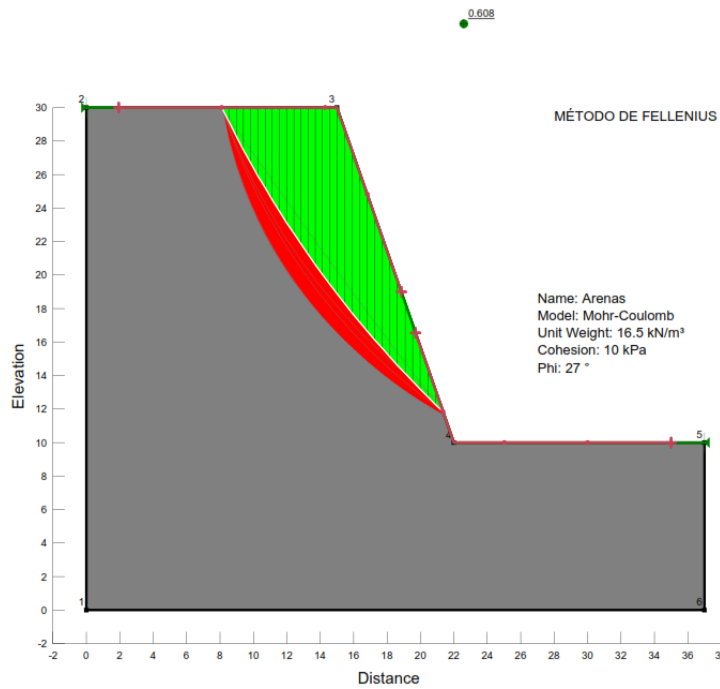




Tipo de suelo: Arenas	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
--------------------------	--------------------	---	--



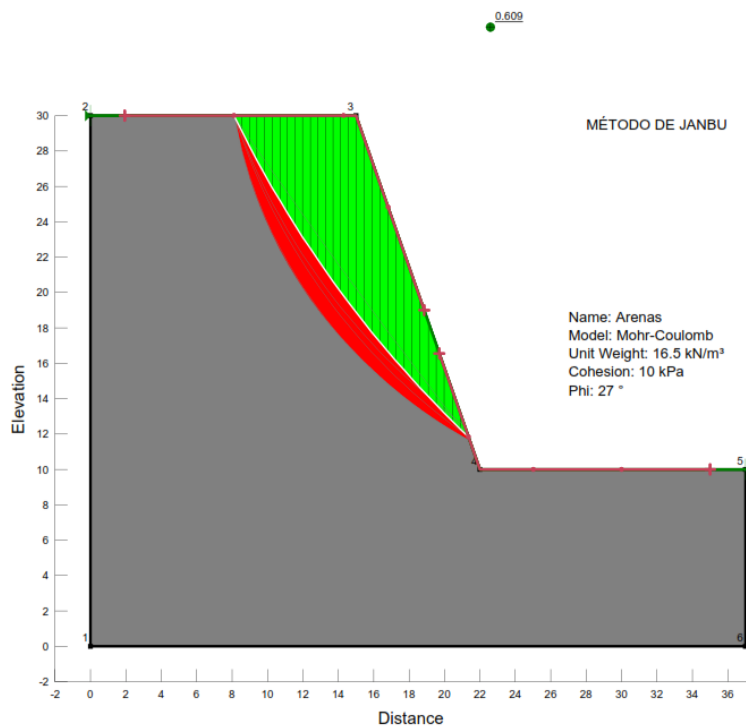
Tipo de suelo: Arenas	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Fellenius
--------------------------	--------------------	---	--



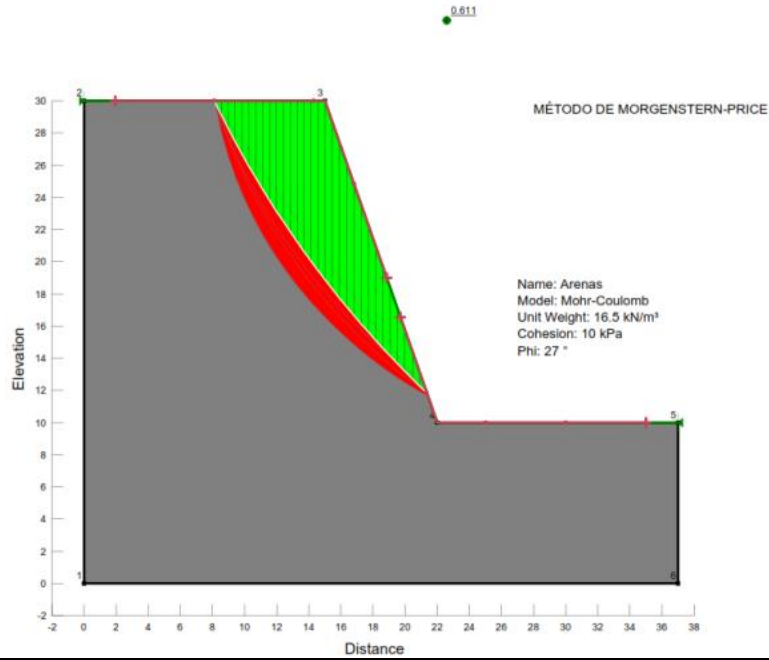
Tipo de suelo:  Arenas	Altura:  H= 20 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Bishop
------------------------------	------------------------	---	---



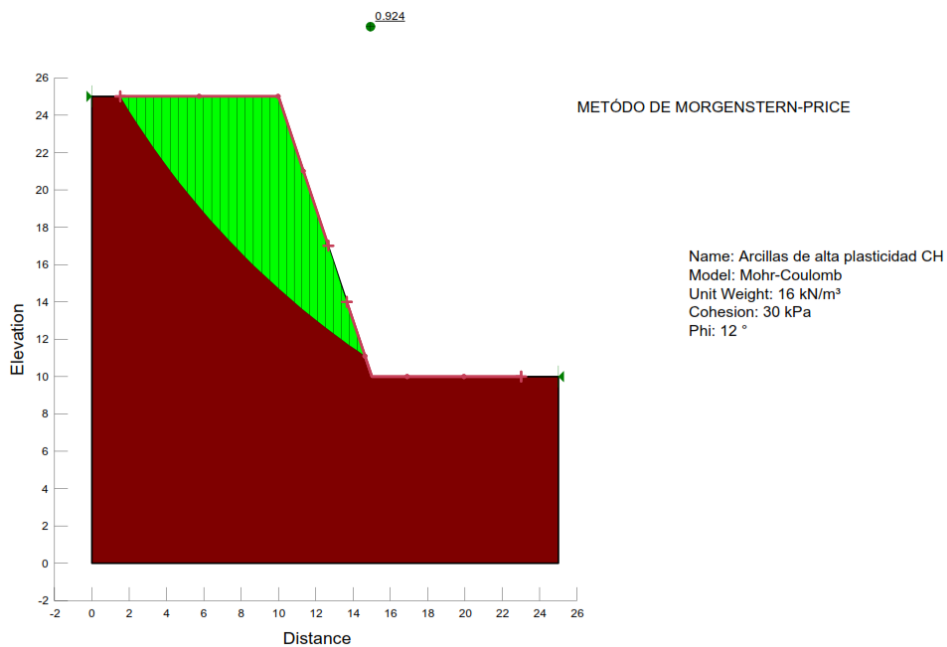
Tipo de suelo:  Arenas	Altura:  H= 20 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Janbu
------------------------------	------------------------	---	--



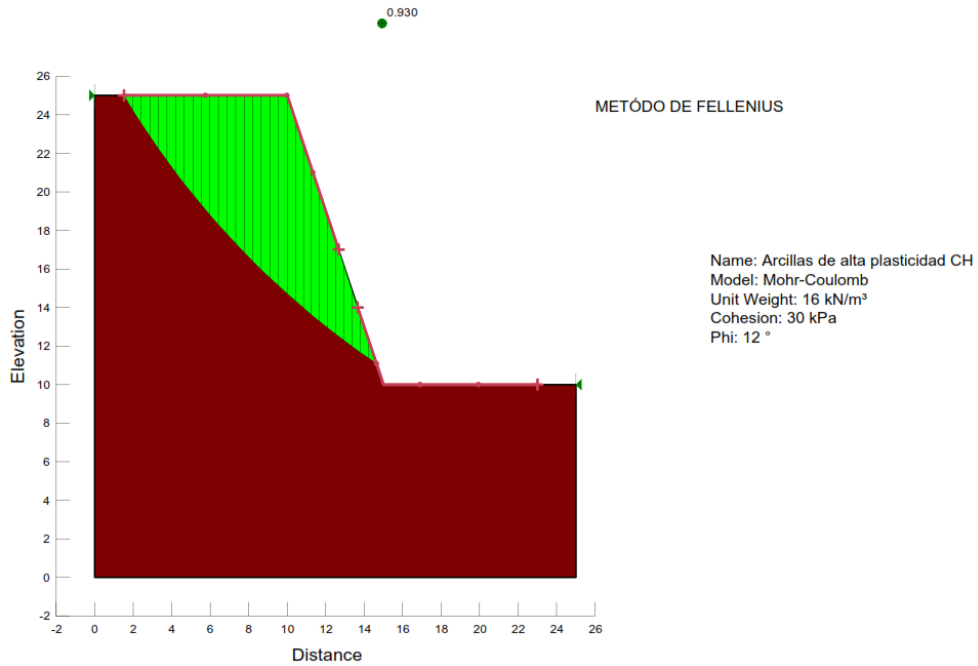
Tipo de suelo: Arenas	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Morgenstern-Price
--------------------------	--------------------	---	--



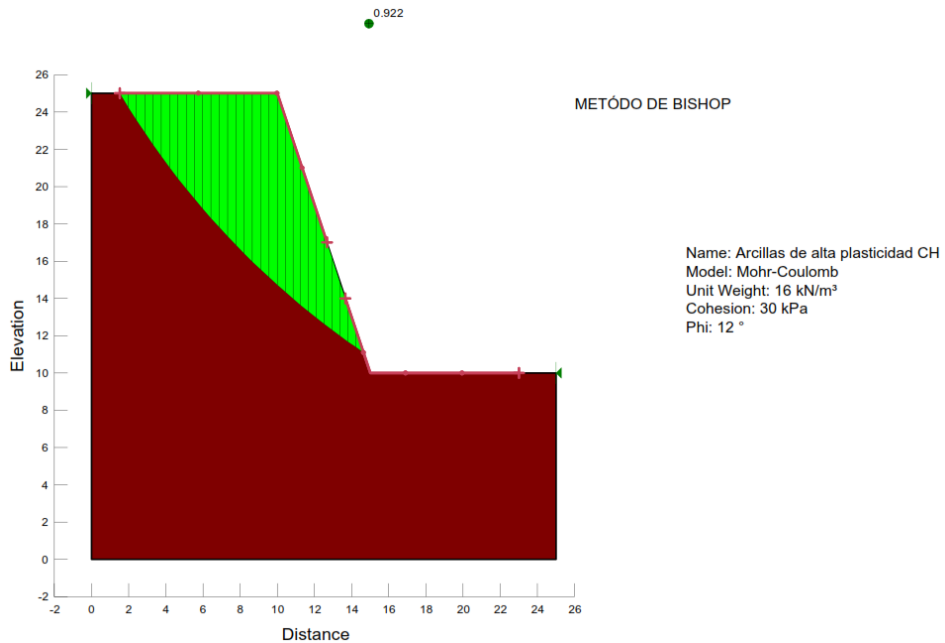
Tipo de suelo: Arcillas	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Morgenstern-Price
----------------------------	--------------------	---	--



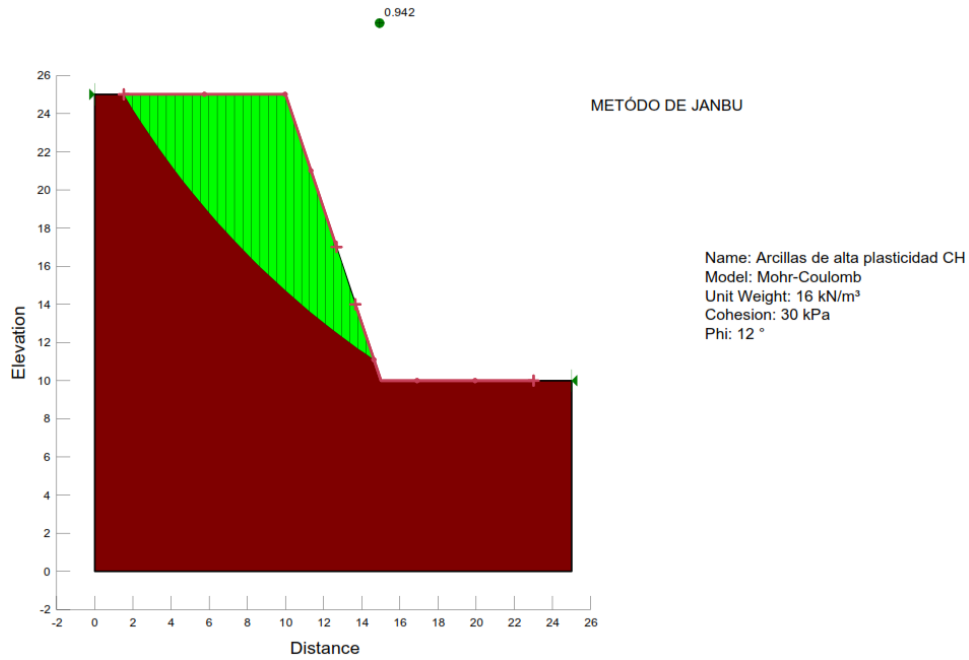
Tipo de suelo: Arcillas	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Fellenius
----------------------------	--------------------	---	--



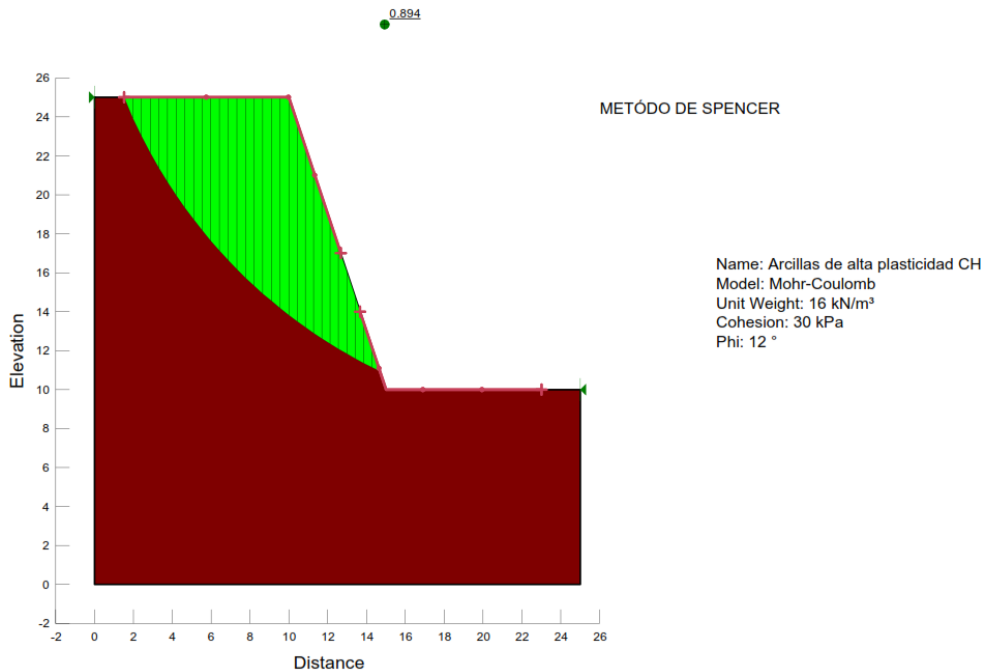
Tipo de suelo: Arcillas	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Bishop
----------------------------	--------------------	---	---



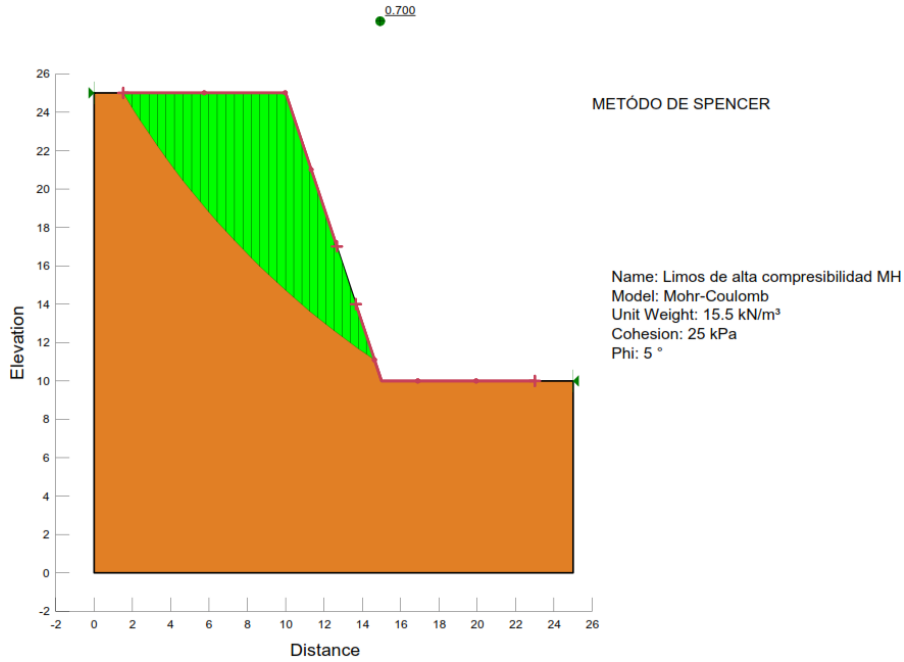
Tipo de suelo: Arcillas	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Janbu
----------------------------	--------------------	---	--



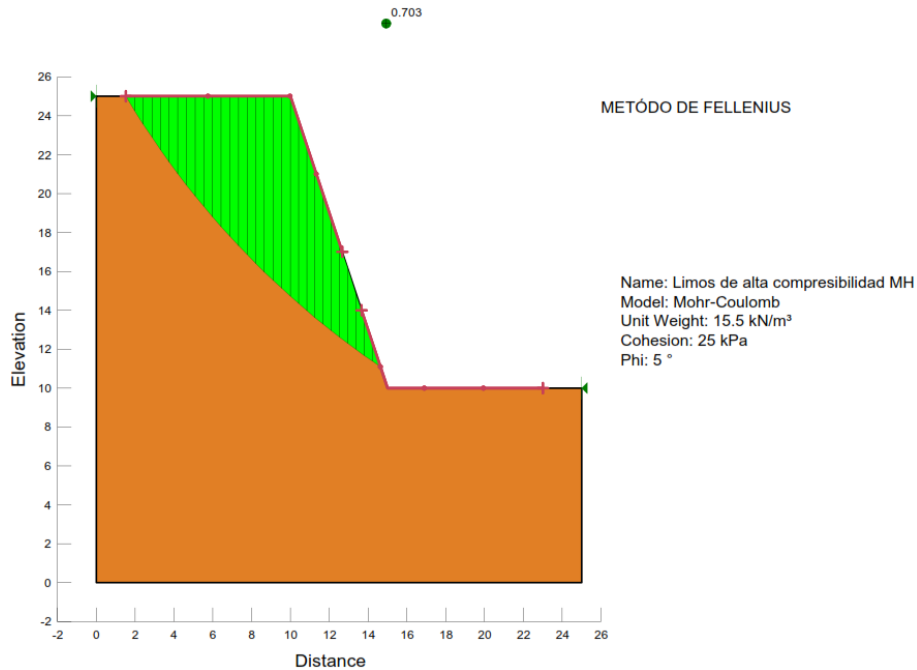
Tipo de suelo: Arcillas	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
----------------------------	--------------------	---	--



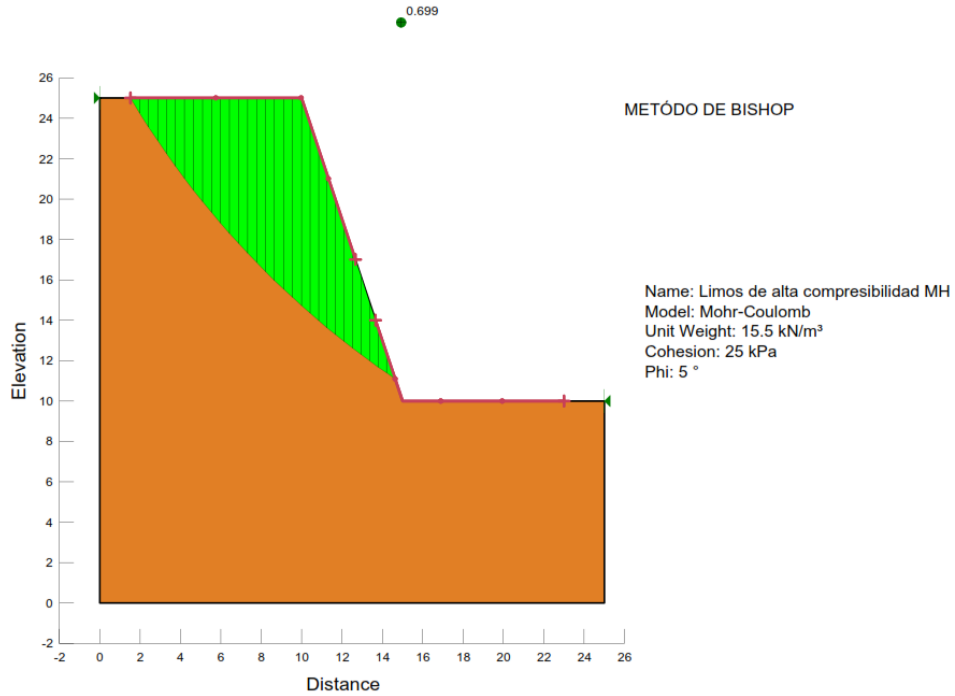
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 15 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Spencer
---	------------------------	---	---



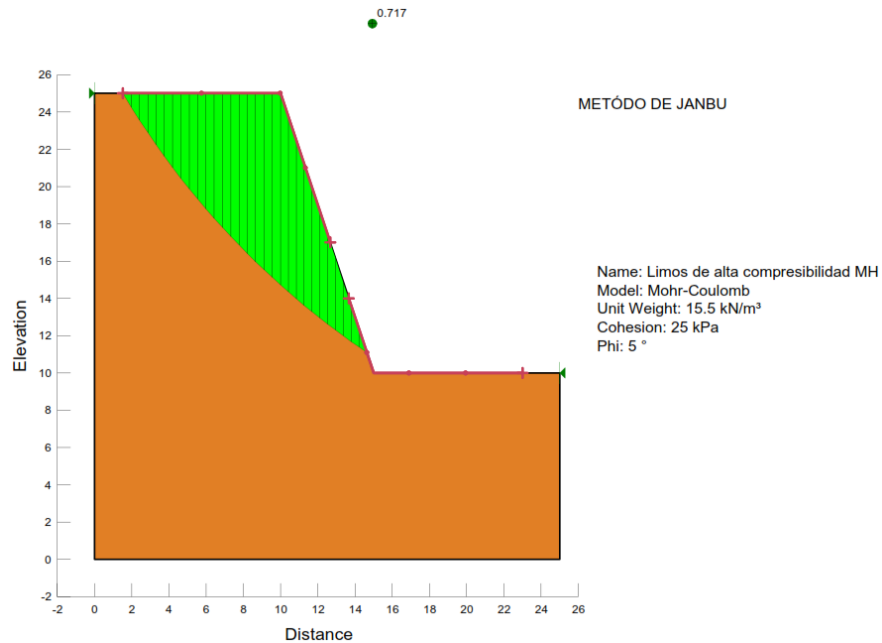
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 15 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Fellenius
---	------------------------	---	---



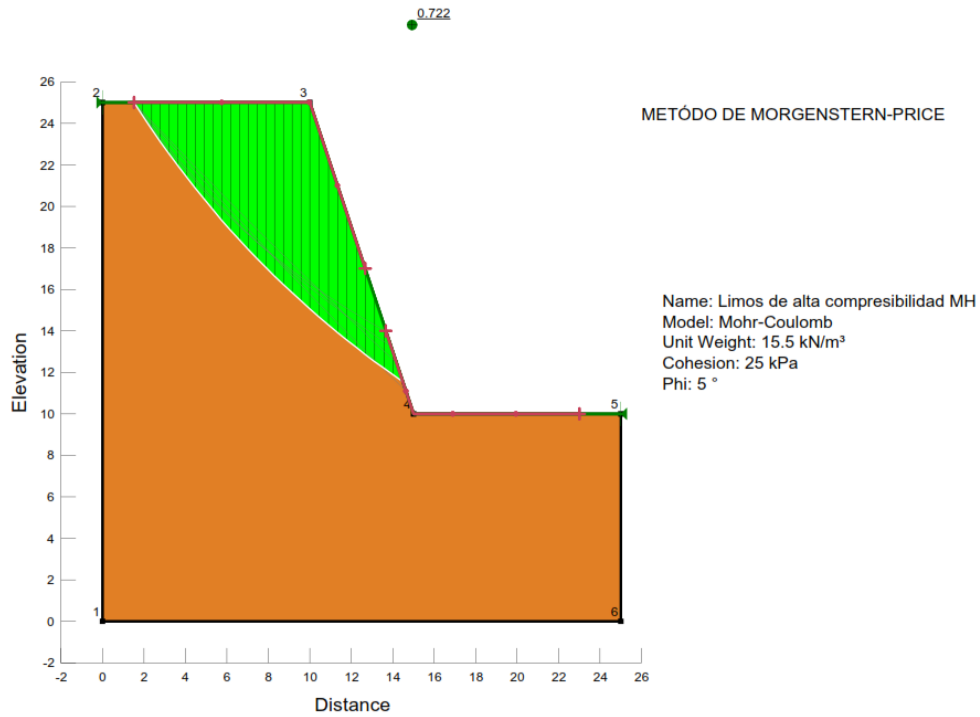
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 15 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Bishop
--	------------------------	---	---



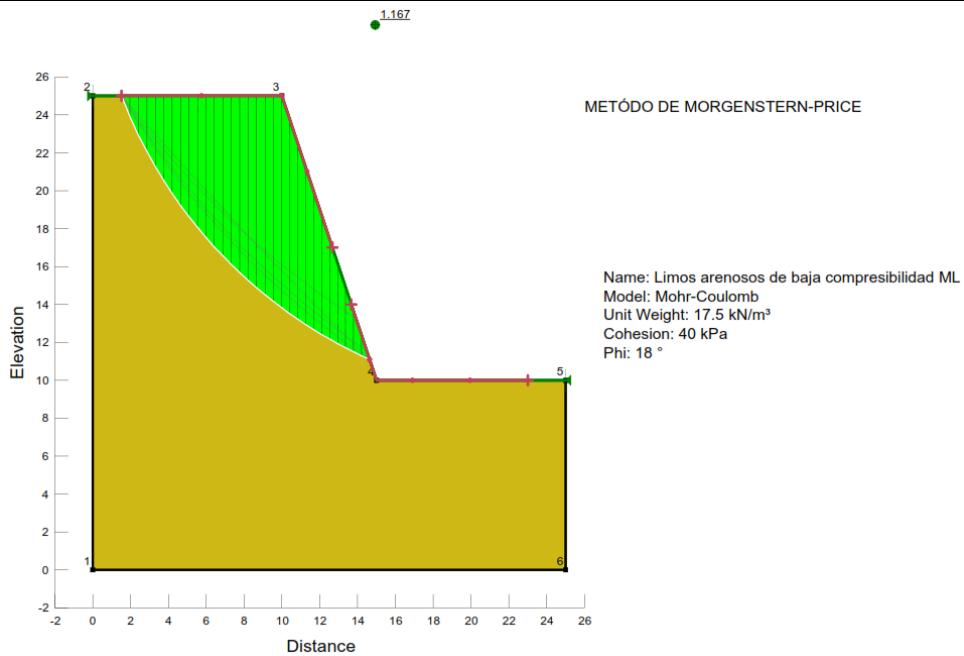
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 15 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Janbu
--	------------------------	---	--



Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 15 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Morgenstern-Price
--	------------------------	---	--

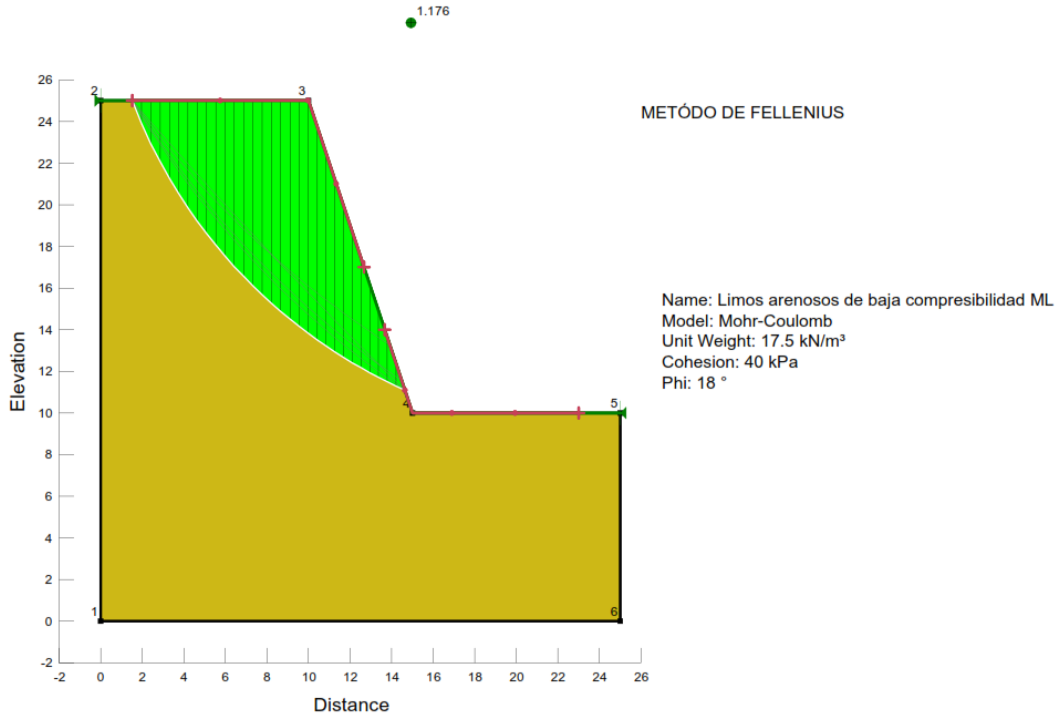


Tipo de suelo:  Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura:  H= 15 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Morgenstern-Price
---	------------------------	---	--

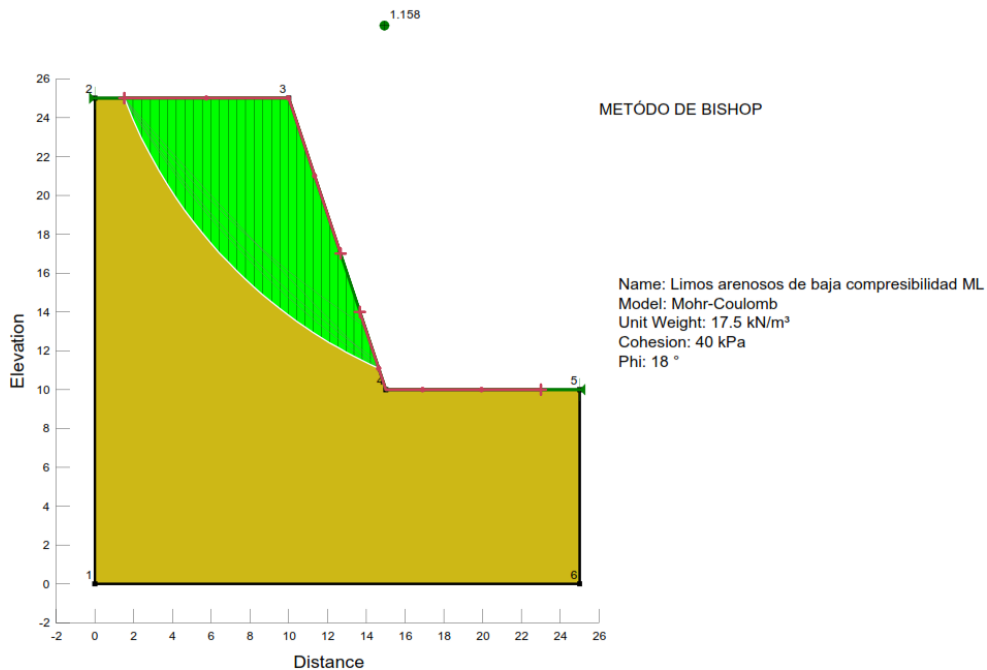




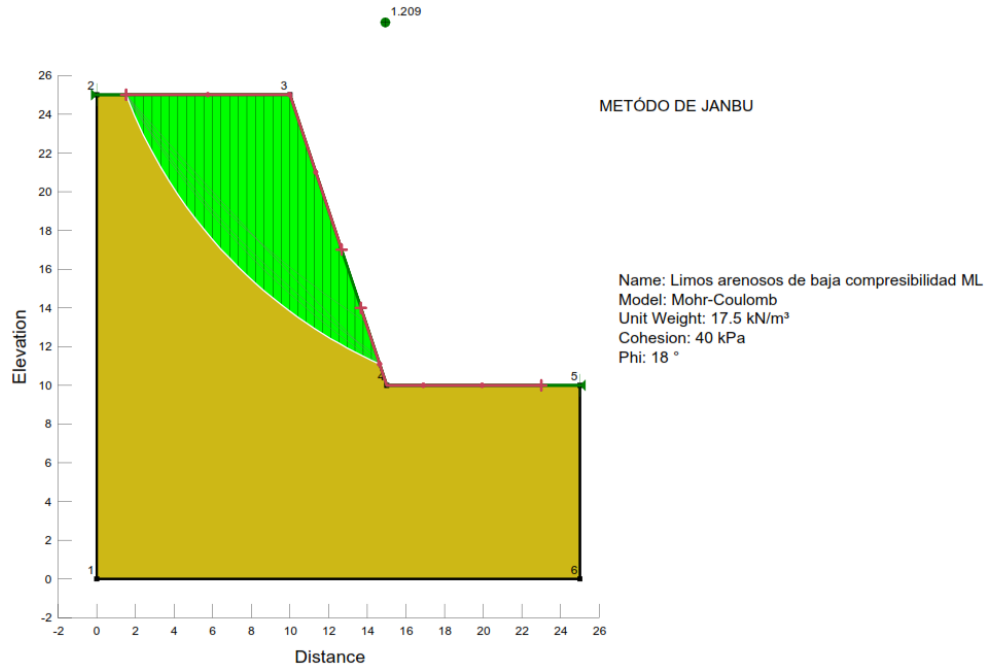
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Fellenius
---	--------------------	---	--



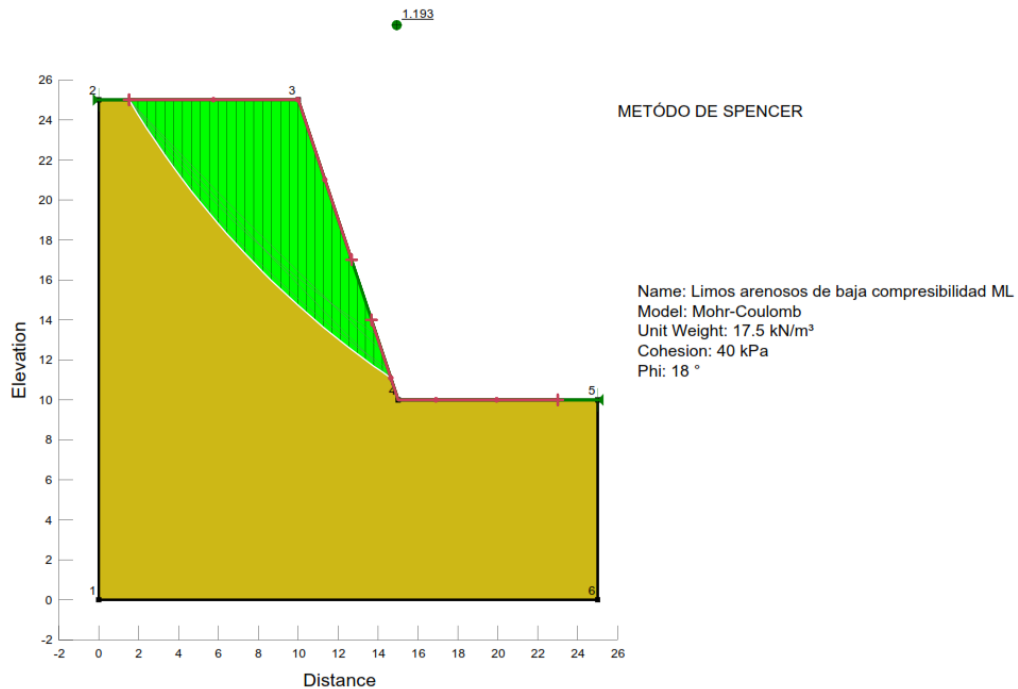
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Bishop
---	--------------------	---	---



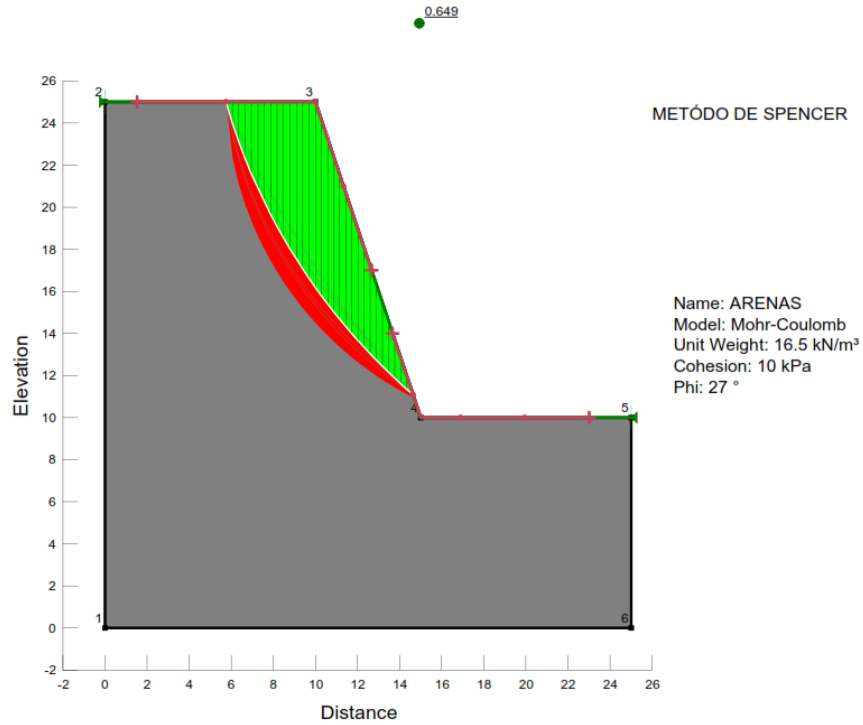
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Janbu
---	--------------------	---	--



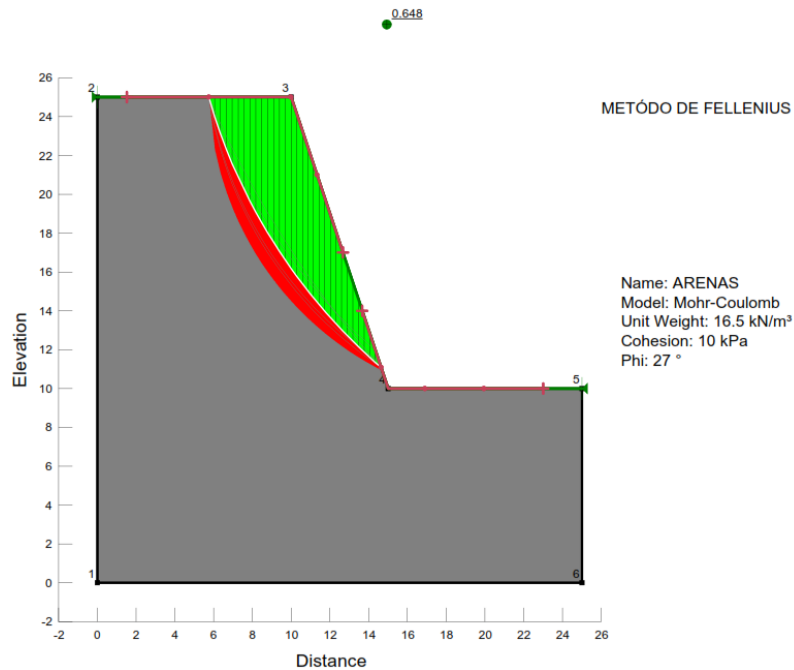
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
---	--------------------	---	--



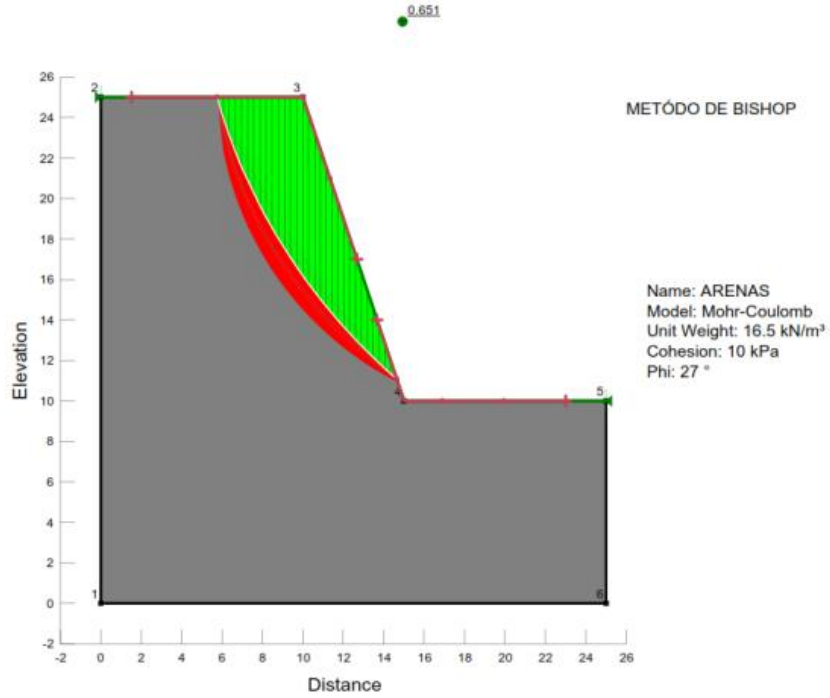
Tipo de suelo:  Arenas	Altura:  H= 15 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Spencer
------------------------------	------------------------	---	--



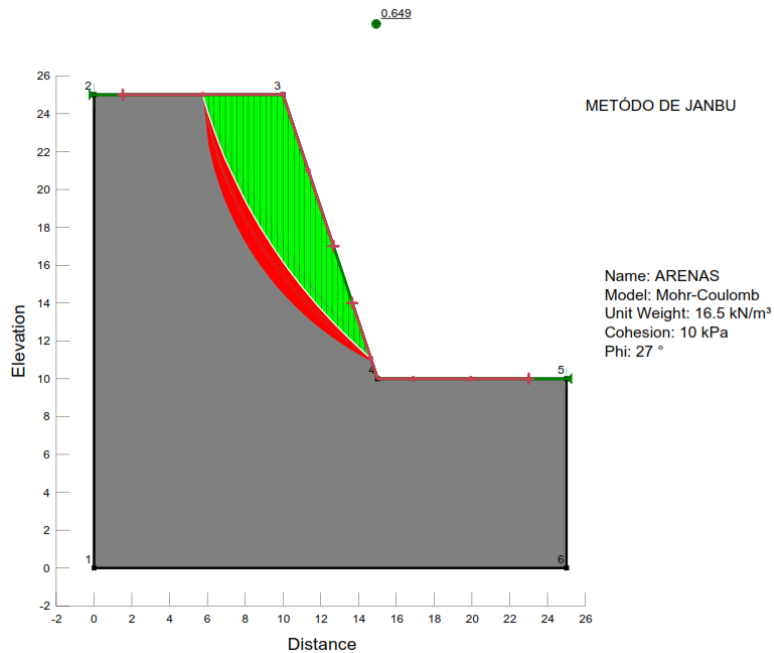
Tipo de suelo:  Arenas	Altura:  H= 15 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Fellenius
------------------------------	------------------------	---	--



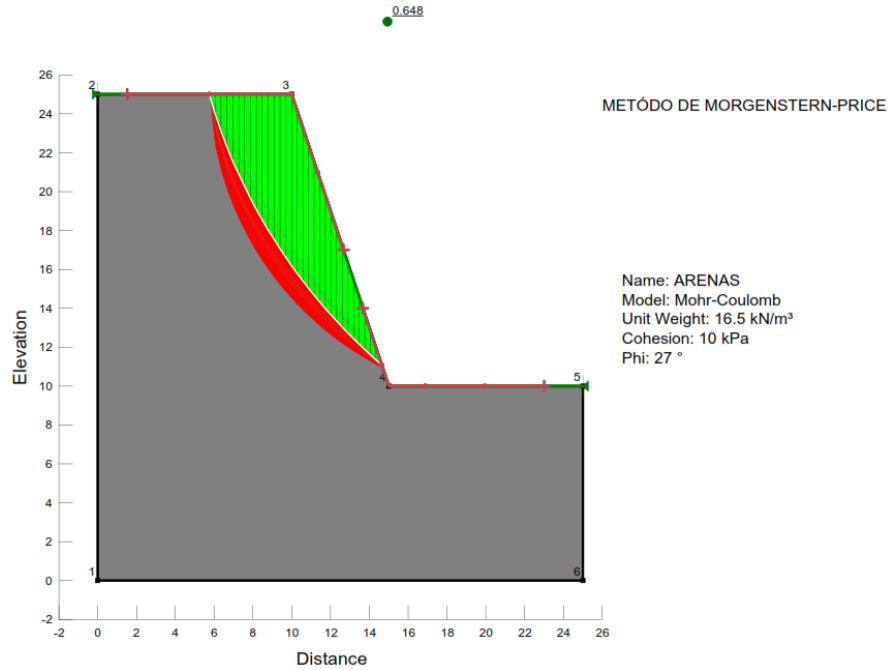
Tipo de suelo: Arenas	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Bishop
--------------------------	--------------------	---	---



Tipo de suelo: Arenas	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Janbu
--------------------------	--------------------	---	--

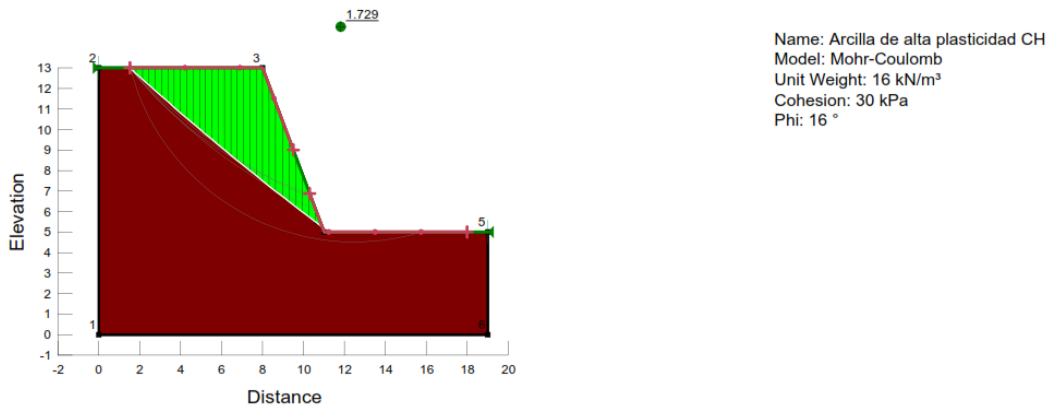


Tipo de suelo:  Arenas	Altura:  H= 15 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Morgenstern-Price
------------------------------	------------------------	---	--



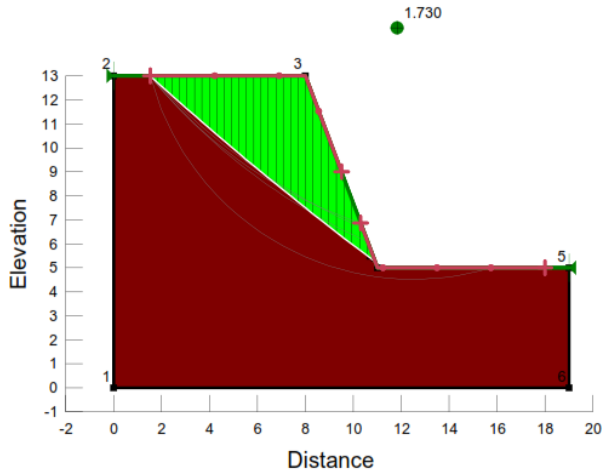
Tipo de suelo:  Arcillas de alta plasticidad CH	Altura:  H= 8 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Morgenstern-Price
---	-----------------------	---	--

MÉTODODO DE MORGENSTERN-PRICE



Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Fellenius
---	-------------------	---	--

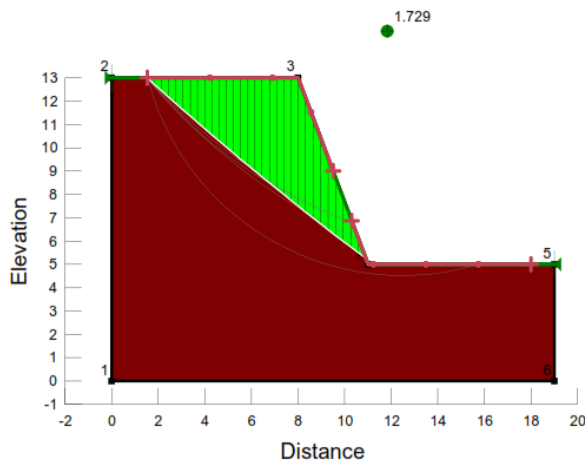
MÉTODO DE FELLENIUS



Name: Arcilla de alta plasticidad CH  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 16 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 30 kPa  
Phi: 16 °

Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Bishop
---	-------------------	---	---

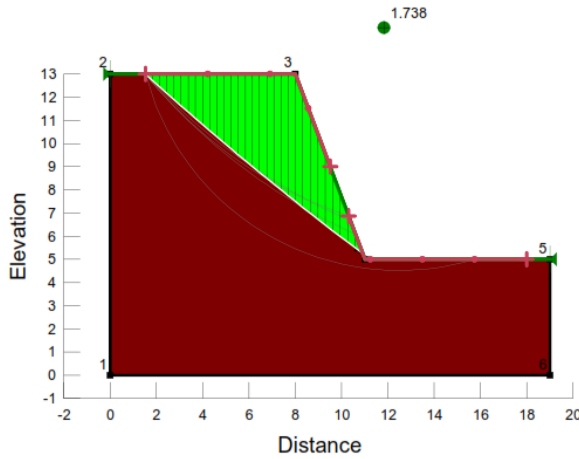
MÉTODO DE BISHOP



Name: Arcilla de alta plasticidad CH  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 16 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 30 kPa  
Phi: 16 °

Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Janbu
---	-------------------	---	--

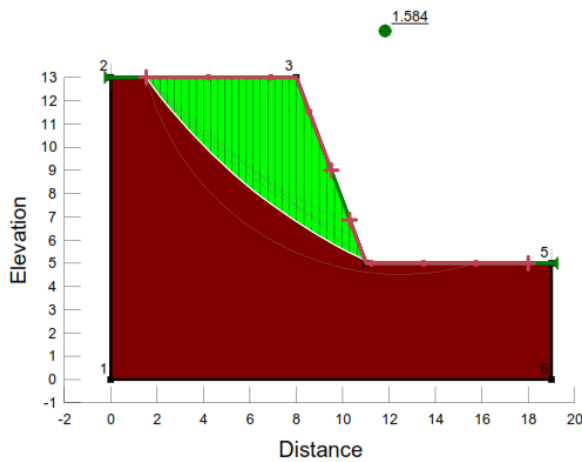
MÉTODO DE JANBU



Name: Arcilla de alta plasticidad CH  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 16 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 30 kPa  
Phi: 16 °

Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
---	-------------------	---	--

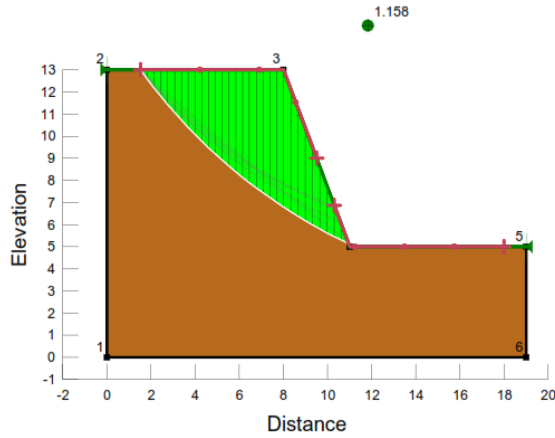
MÉTODO DE SPENCER



Name: Arcilla de alta plasticidad CH  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 16 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 30 kPa  
Phi: 16 °

Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Fellenius
---	-------------------	---	--

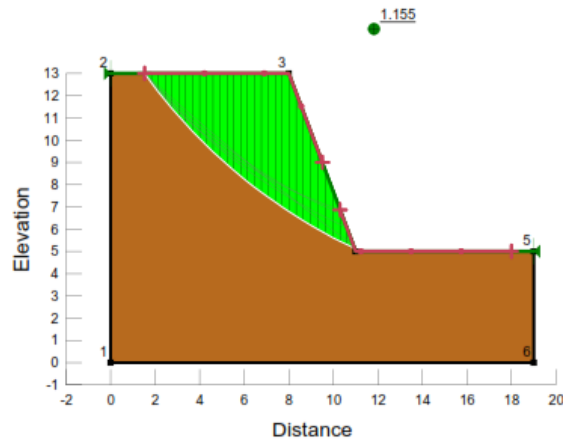
MÉTODO DE FELLENIUS



Name: Limos de alta compresibilidad MH  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 15.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 25 kPa  
Phi: 5 °

Tipo de suelo: Limos de alta compresibilidad MH	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
--	-------------------	---	--

MÉTODO DE SPENCER

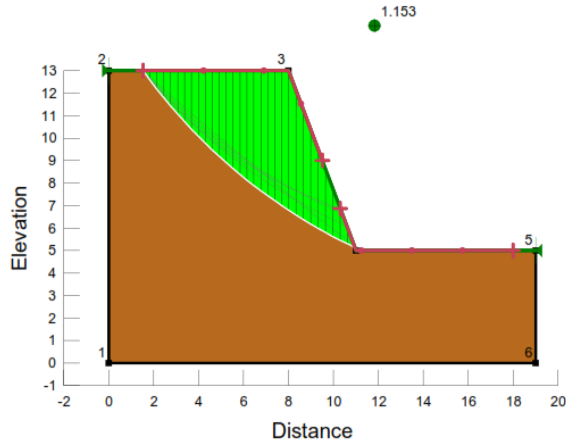


Name: Limos de alta compresibilidad MH  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 15.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 25 kPa  
Phi: 5 °



Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 8 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Bishop
--	-----------------------	---	---

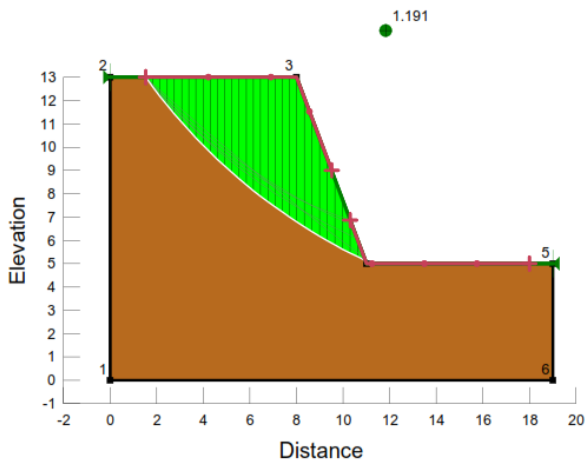
MÉTODO DE BISHOP



Name: Limos de alta compresibilidad MH  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 15.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 25 kPa  
Phi: 5 °

Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 8 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Janbu
--	-----------------------	---	--

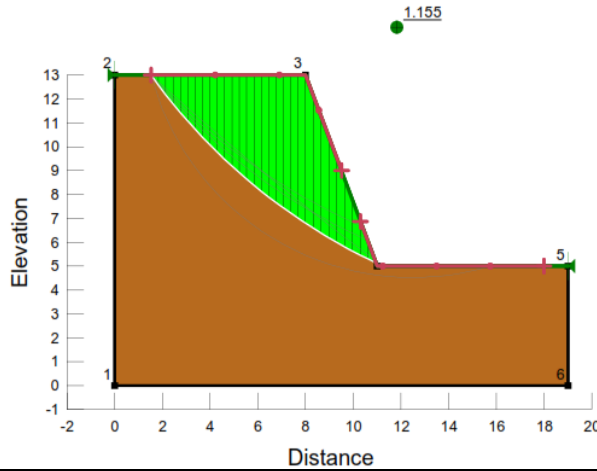
MÉTODO DE JANBU



Name: Limos de alta compresibilidad MH  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 15.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 25 kPa  
Phi: 5 °

Tipo de suelo: Limos de alta compresibilidad MH	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Morgenstern-Price
--	-------------------	---	--

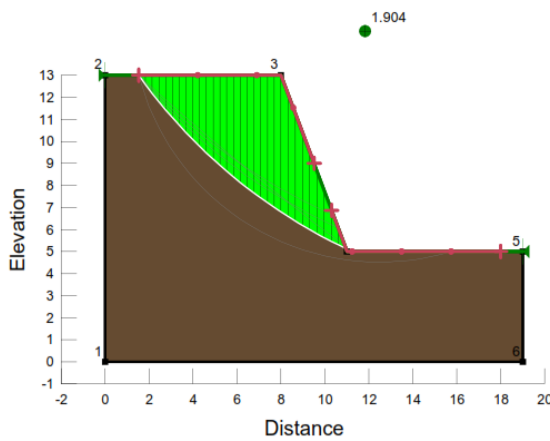
MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE



Name: Limos de alta compresibilidad MH  
 Model: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 15.5 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 25 kPa  
 Phi: 5 °

Tipo de suelo: Limo arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Fellenius
--	-------------------	---	--

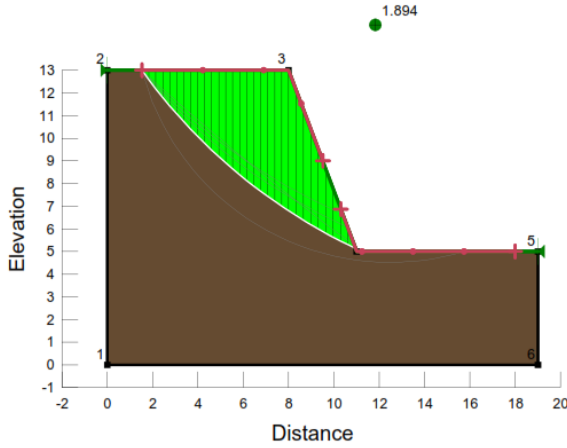
MÉTODO DE FELLENIUS



Name: Limos arenosos de baja compresibilidad  
 Model: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 17.5 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 40 kPa  
 Phi: 18 °

Tipo de suelo: Limo arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Bishop
--	-------------------	---	---

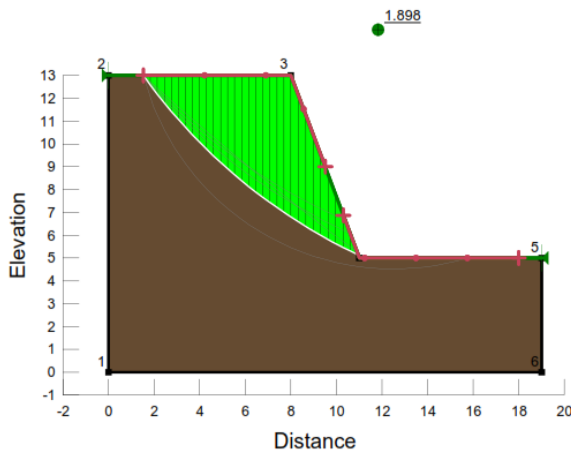
MÉTODO DE BISHOP



Name: Limos arenosos de baja compresibilidad  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 17.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 40 kPa  
Phi: 18 °

Tipo de suelo: Limo arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Morgenstern-Price
--	-------------------	---	--

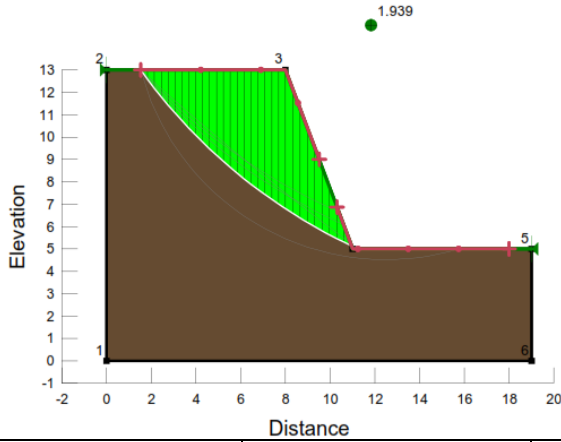
MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE



Name: Limos arenosos de baja compresibilidad  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 17.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 40 kPa  
Phi: 18 °

Tipo de suelo: Limo arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Janbu
--	-------------------	---	--

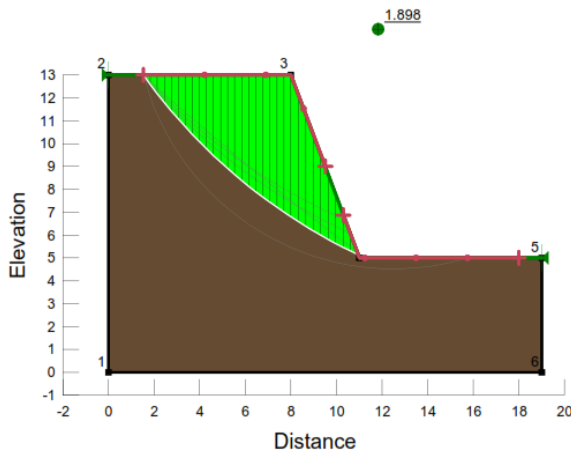
MÉTODO DE JANBU



Name: Limos arenosos de baja compresibilidad  
 Model: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 17.5 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 40 kPa  
 Phi: 18 °

Tipo de suelo: Limo arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
--	-------------------	---	--

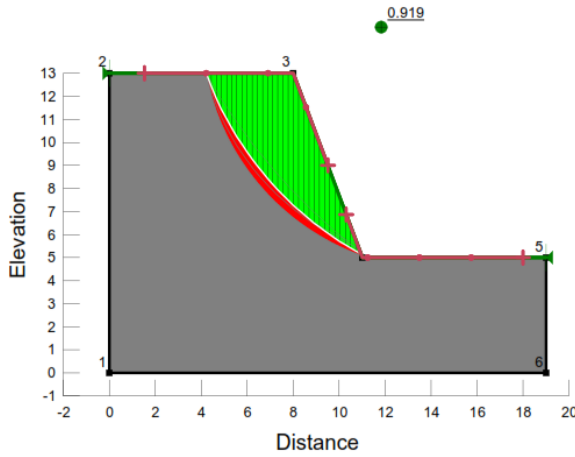
MÉTODO DE SPENCER



Name: Limos arenosos de baja compresibilidad  
 Model: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 17.5 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 40 kPa  
 Phi: 18 °

Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arenas	H= 8 m	$\beta = 70^\circ$	Spencer

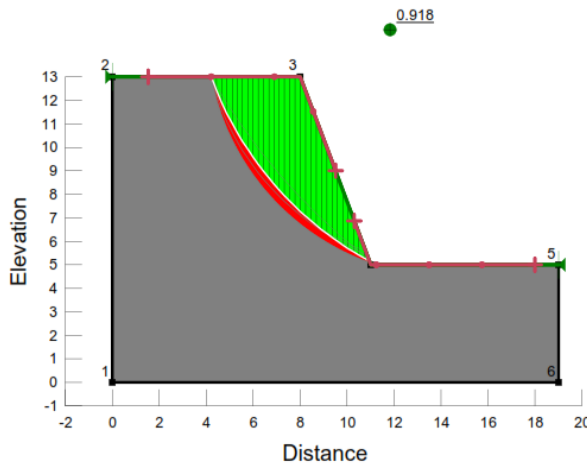
MÉTODO DE SPENCER



Name: ARENAS  
 Model: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 16.5 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 10 kPa  
 Phi: 27 °

Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arenas	H= 8 m	$\beta = 70^\circ$	Fellenius

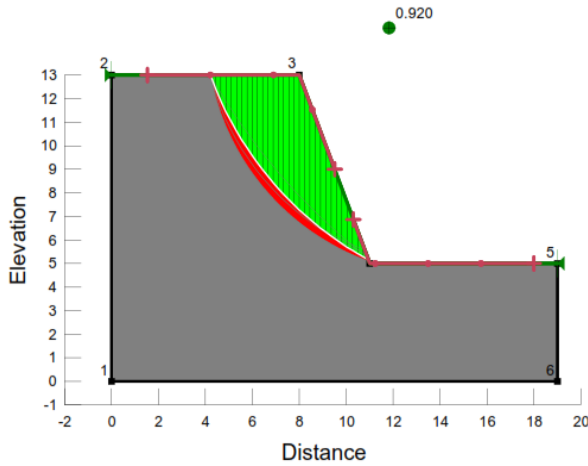
MÉTODO DE FELLENIUS



Name: ARENAS  
 Model: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 16.5 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 10 kPa  
 Phi: 27 °

Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arenas	H= 8 m	$\beta = 70^\circ$	Bishop

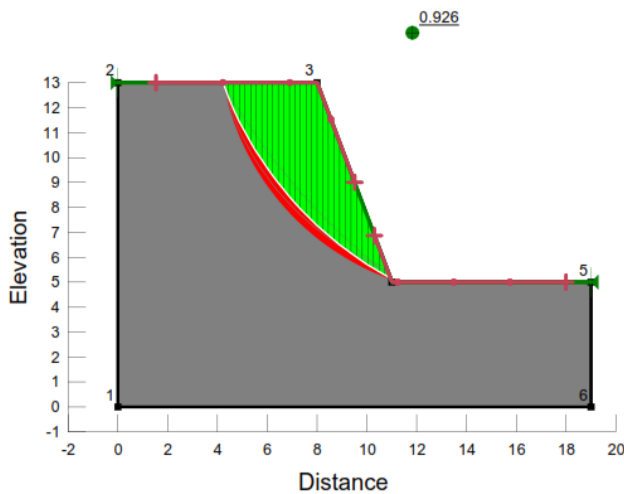
MÉTODO DE BISHOP



Name: ARENAS  
 Model: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 16.5 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 10 kPa  
 Phi: 27 °

Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arenas	H= 8 m	$\beta = 70^\circ$	Janbu

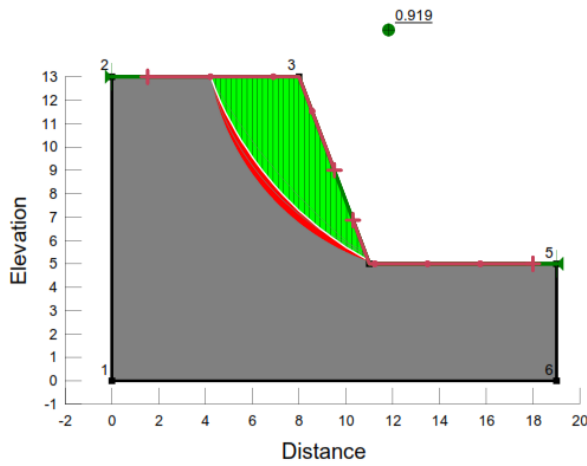
MÉTODO DE JANBU



Name: ARENAS  
 Model: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 16.5 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 10 kPa  
 Phi: 27 °

Tipo de suelo:  Arenas	Altura:  H= 8 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 70^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Morgenstern-Price
------------------------------	-----------------------	---	--

MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

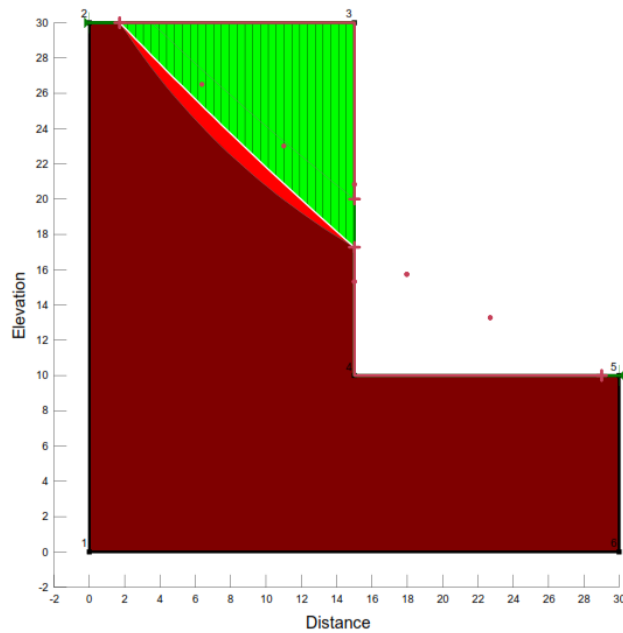


Name: ARENAS  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 16.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 10 kPa  
Phi: 27 °

Tipo de suelo:  Arcillas de alta plasticidad CH	Altura:  H= 20 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Morgenstern-Price
---	------------------------	---	--

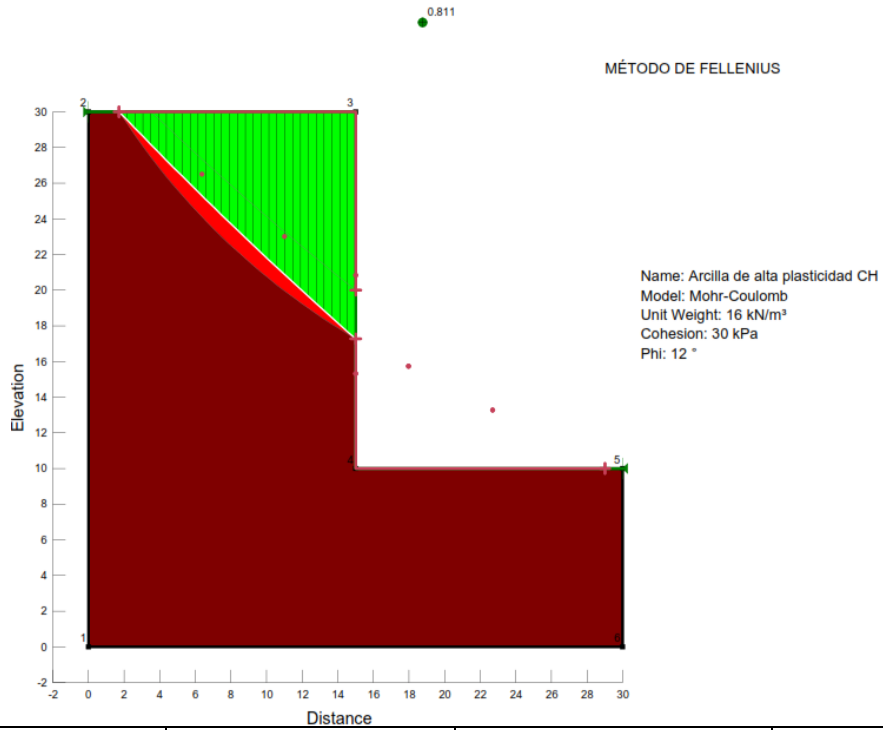
0.808

MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

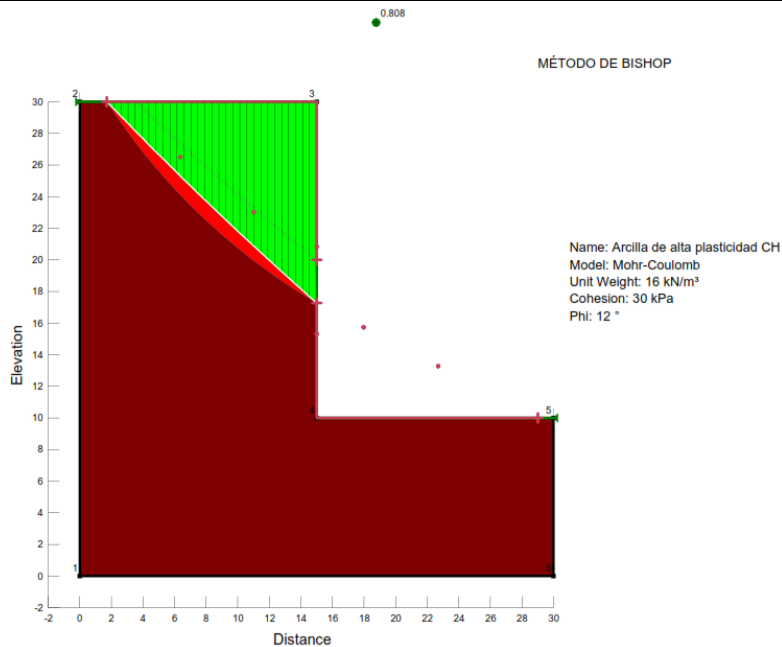


Name: Arcilla de alta plasticidad CH  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 16 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 30 kPa  
Phi: 12 °

Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arcillas de alta plasticidad CH	H= 20 m	$\beta = 90^\circ$	Fellenius

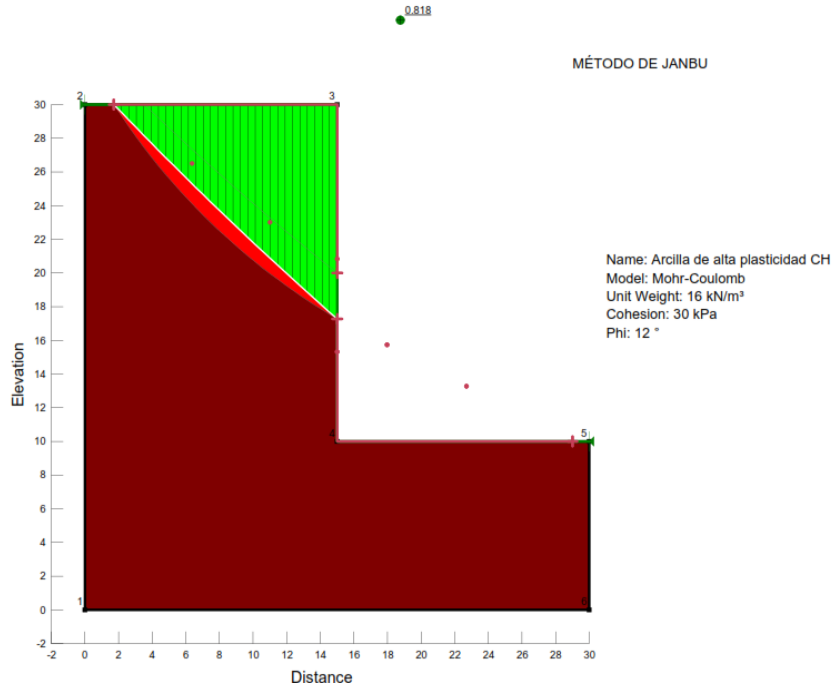


Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arcillas de alta plasticidad CH	H= 20 m	$\beta = 90^\circ$	Bishop

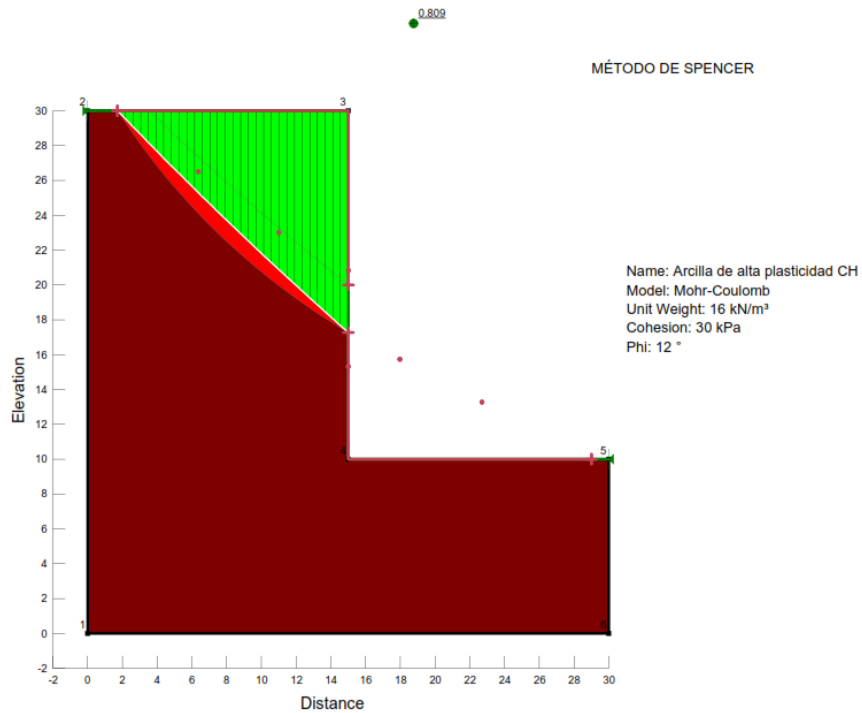




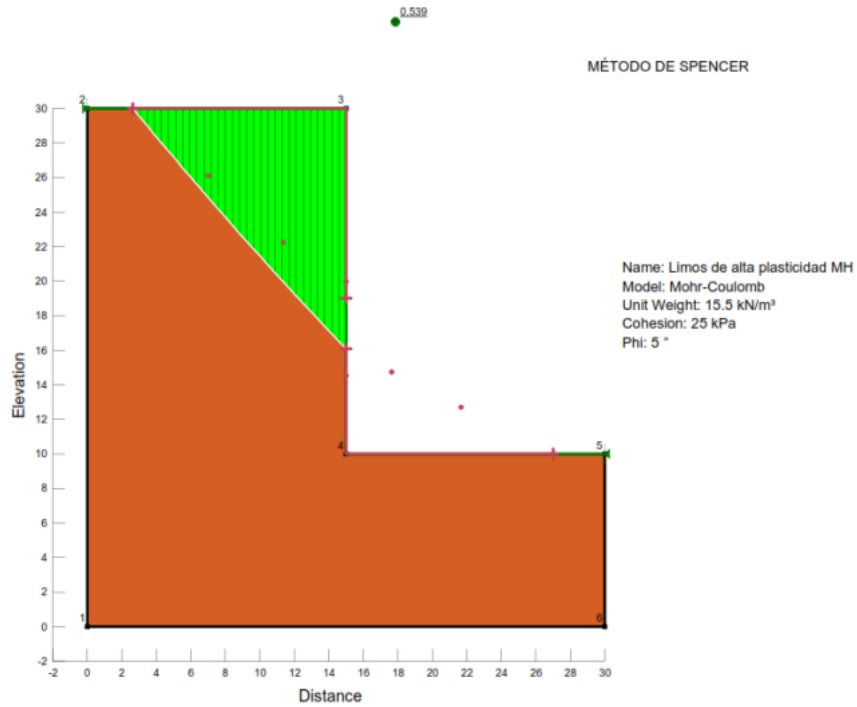
Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Janbu
---	--------------------	---	--



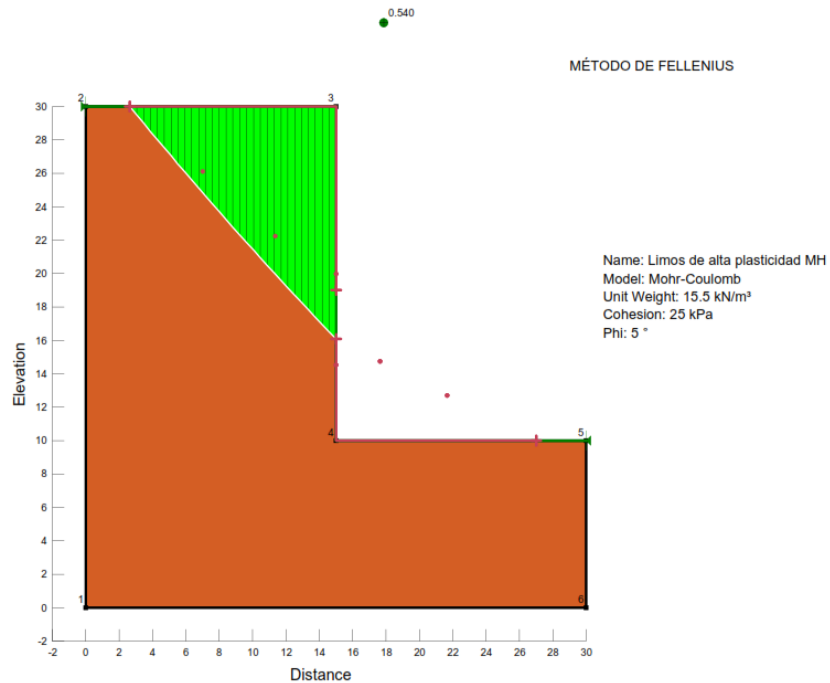
Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
---	--------------------	---	--



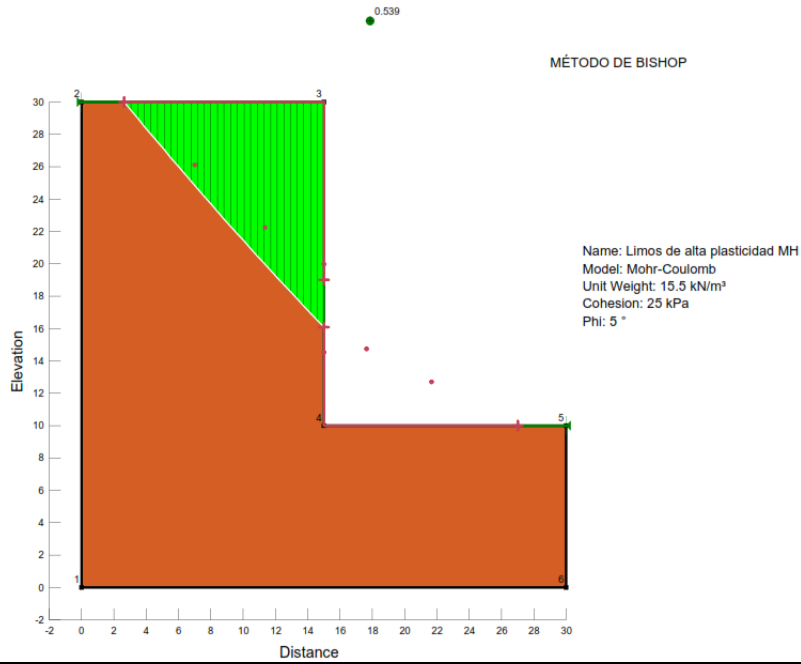
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 20 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Spencer
--	------------------------	---	--



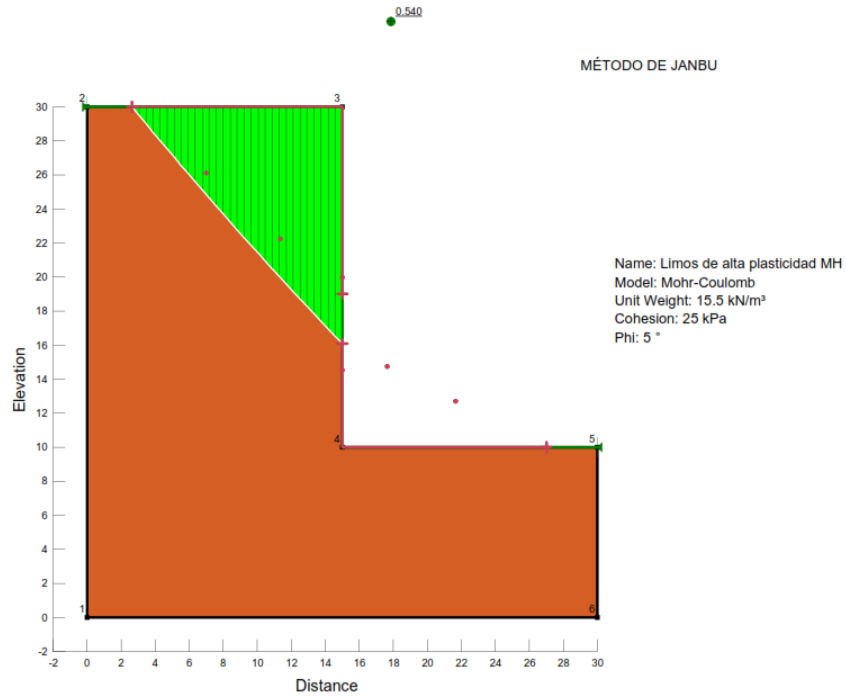
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 20 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Fellenius
--	------------------------	---	--



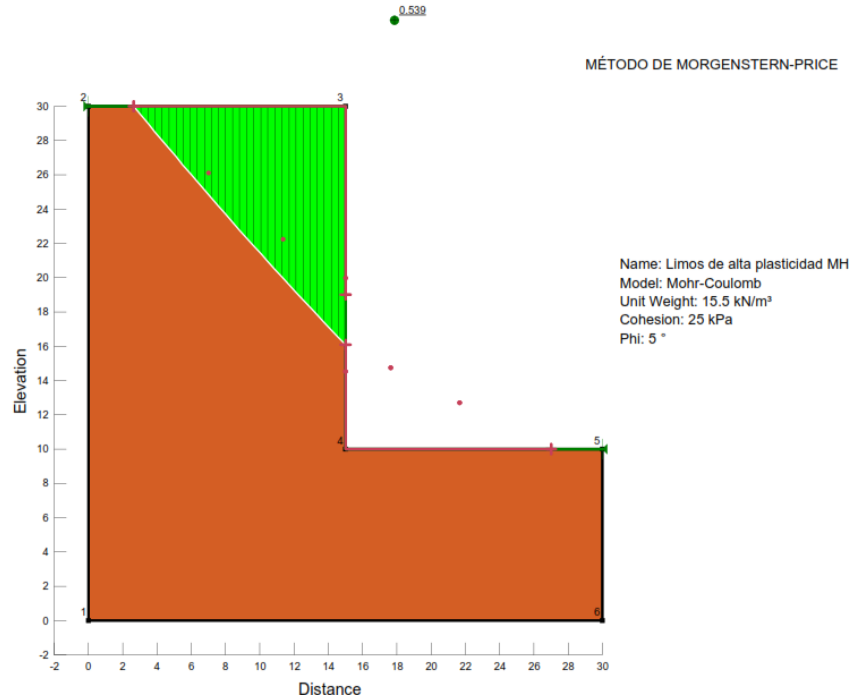
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 20 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Bishop
--	------------------------	---	---



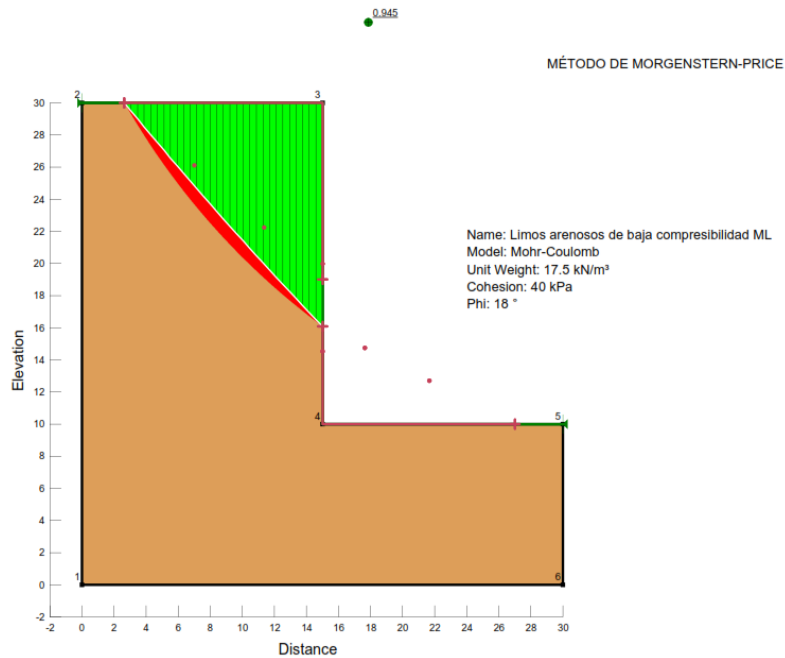
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 20 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Janbu
--	------------------------	---	--



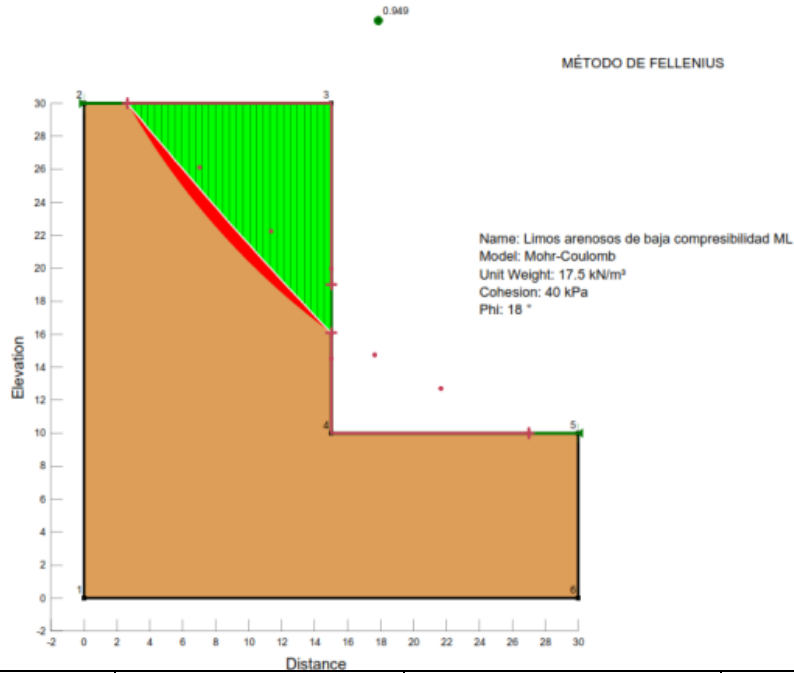
Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 20 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Morgenstern-Price
--	------------------------	---	--



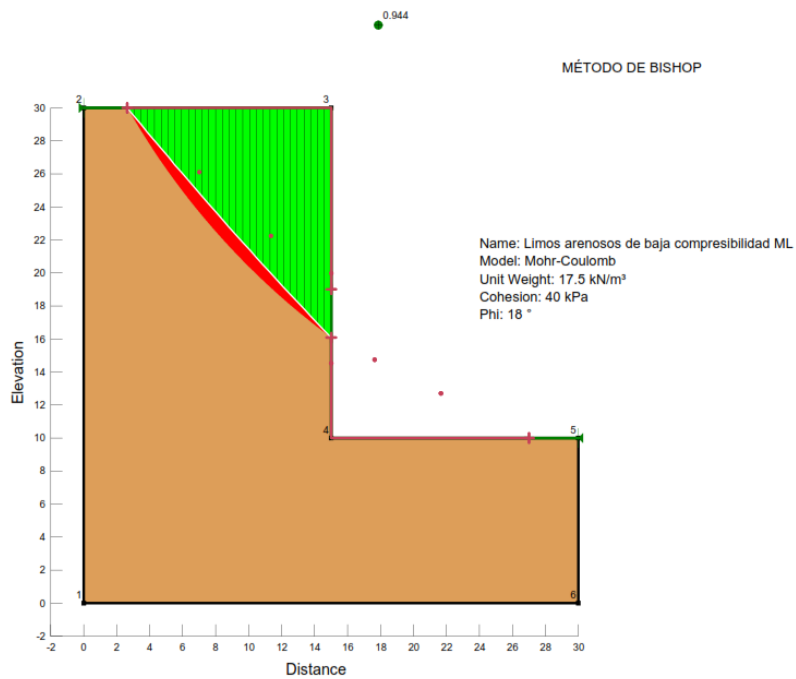
Tipo de suelo:  Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura:  H= 20 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Morgenstern-Price
---	------------------------	---	--



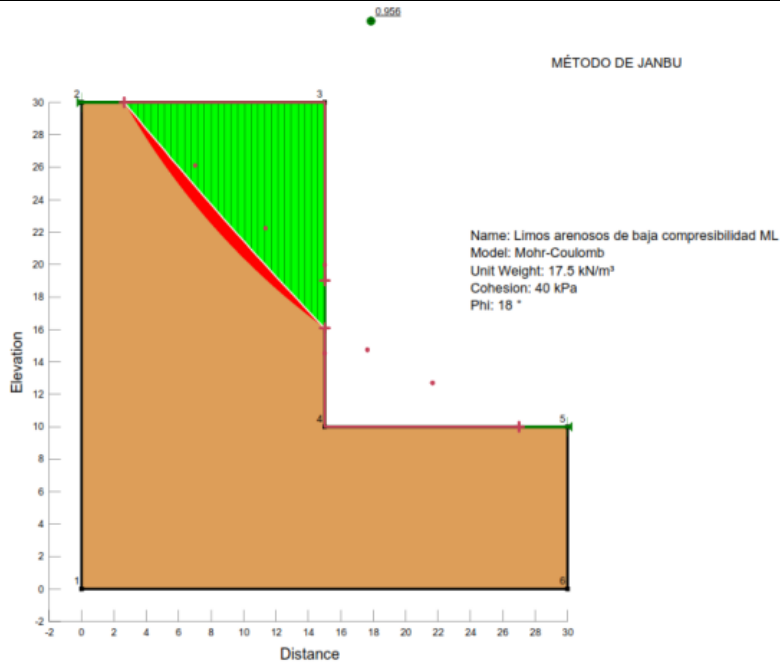
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Fellenius
---	--------------------	---	--



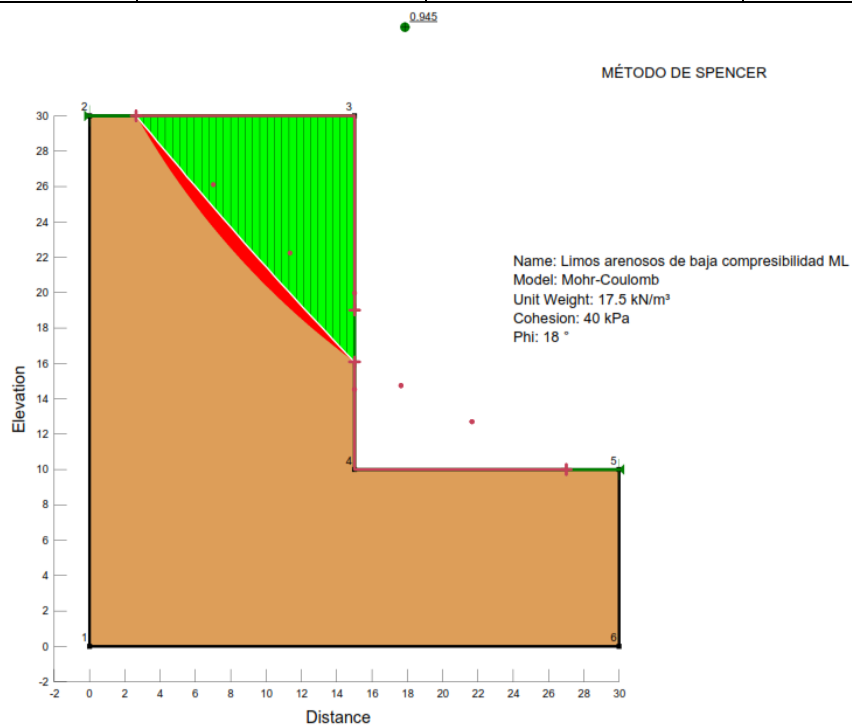
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Bishop
---	--------------------	---	---



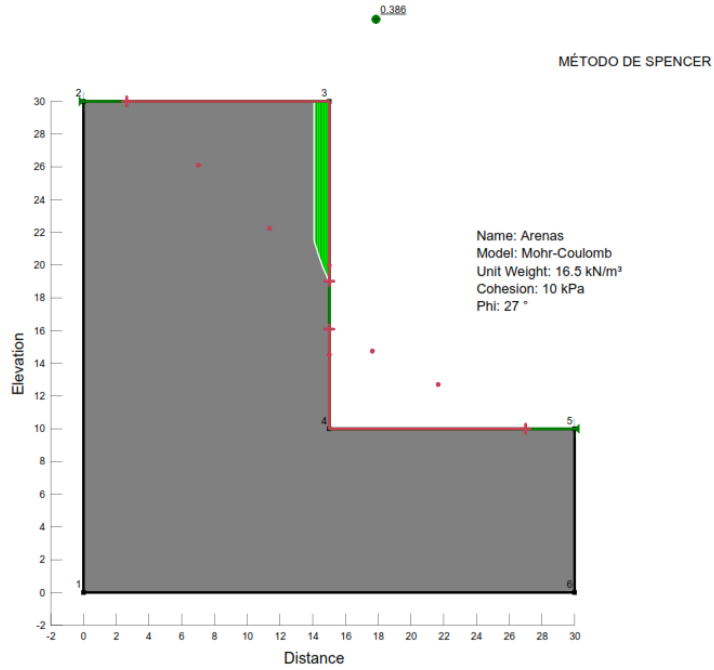
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Janbu
---	--------------------	---	--



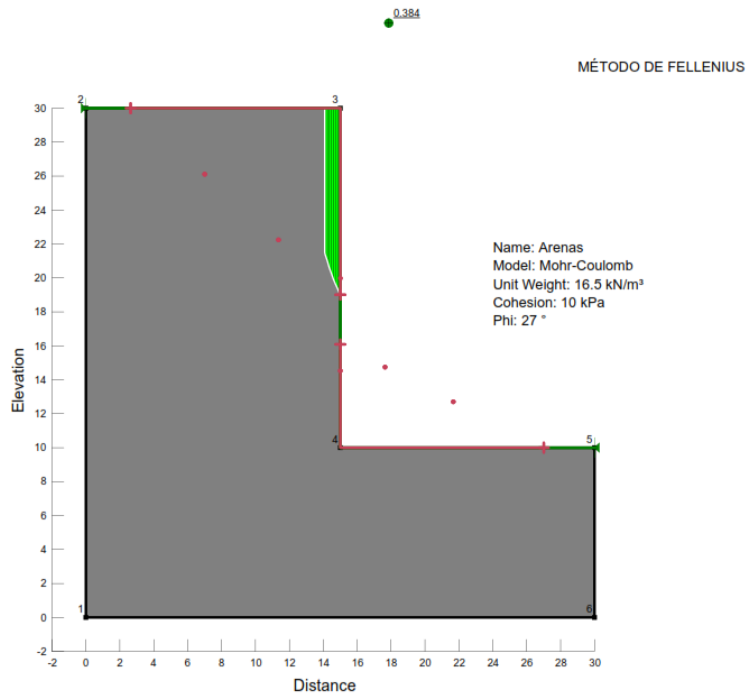
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 20 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
---	--------------------	---	--



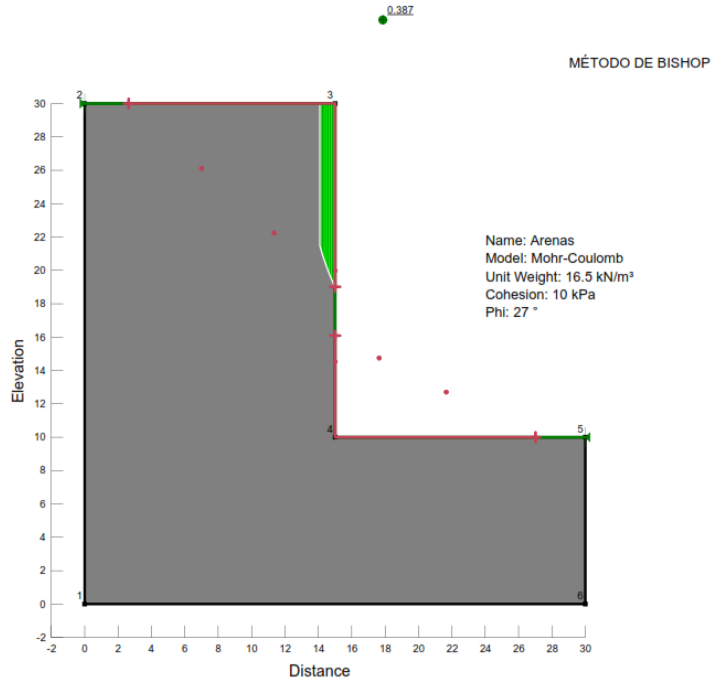
Tipo de suelo:  Arenas	Altura:  H= 20 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Spencer
------------------------------	------------------------	---	--



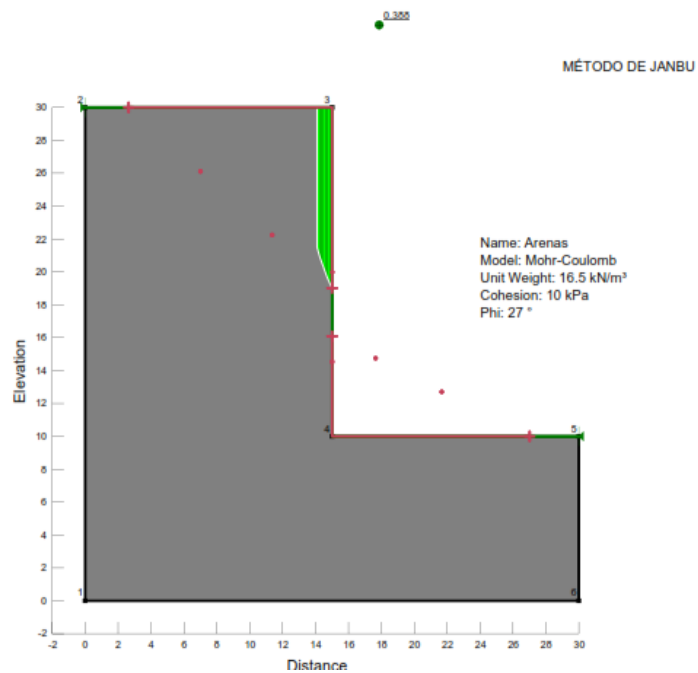
Tipo de suelo:  Arenas	Altura:  H= 20 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Fellenius
------------------------------	------------------------	---	--



Tipo de suelo:  Arenas	Altura:  H= 20 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Bishop
------------------------------	------------------------	---	---

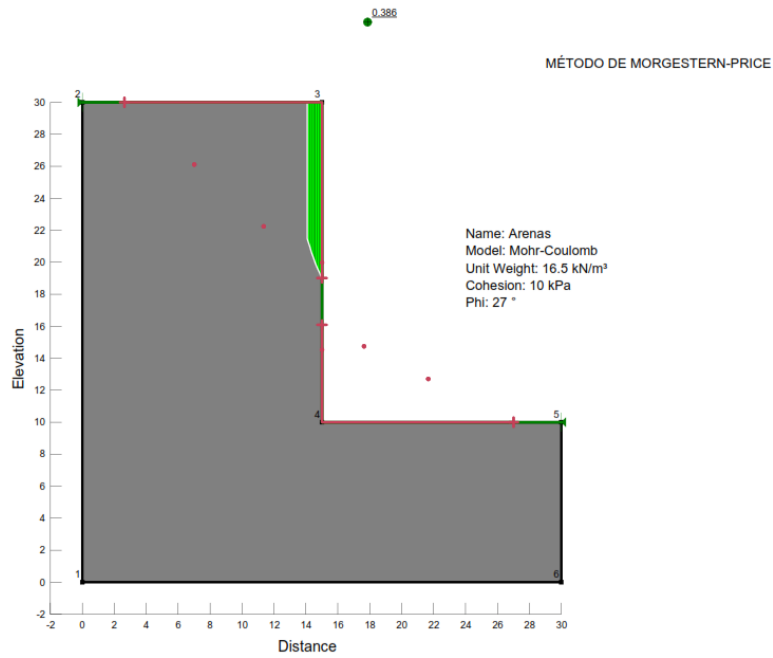


Tipo de suelo:  Arenas	Altura:  H= 20 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Janbu
------------------------------	------------------------	---	--

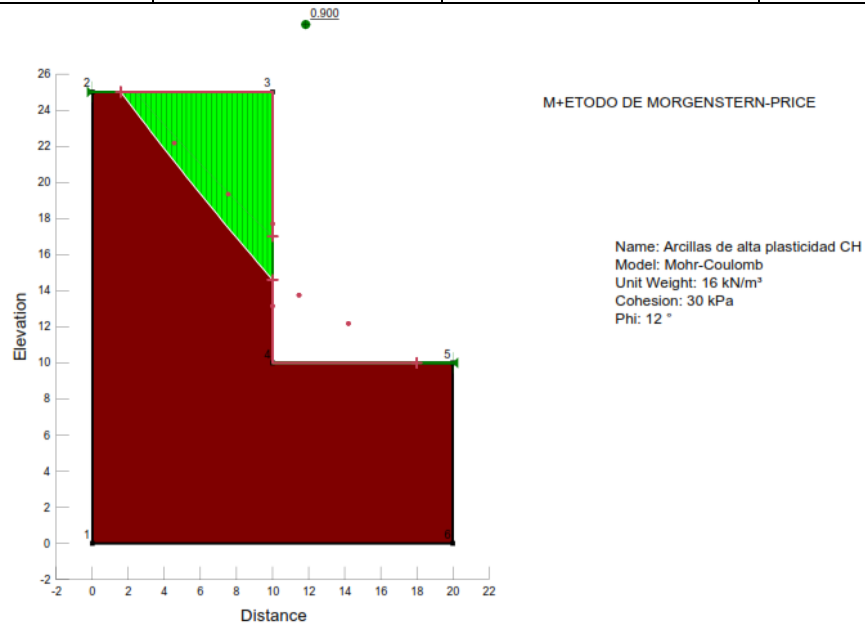




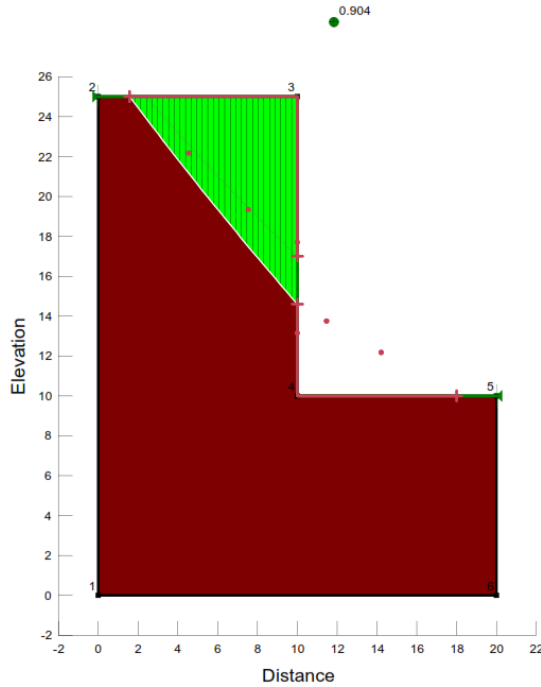
Tipo de suelo:  Arenas	Altura:  H= 20 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Morgestern-Price
------------------------------	------------------------	---	---



Tipo de suelo:  Arcillas	Altura:  H= 15 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Morgestern-Price
--------------------------------	------------------------	---	---



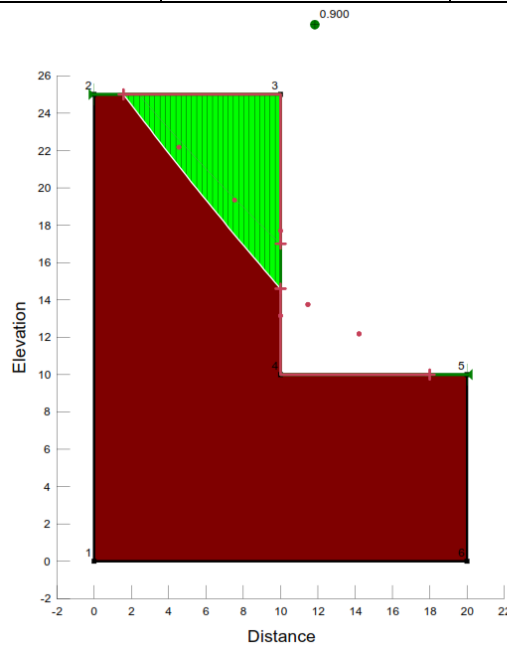
Tipo de suelo: Arcillas	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Fellenius
----------------------------	--------------------	---	--



MÉTODO DE FELLENIUS

Name: Arcillas de alta plasticidad CH  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 16 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 30 kPa  
Phi: 12 °

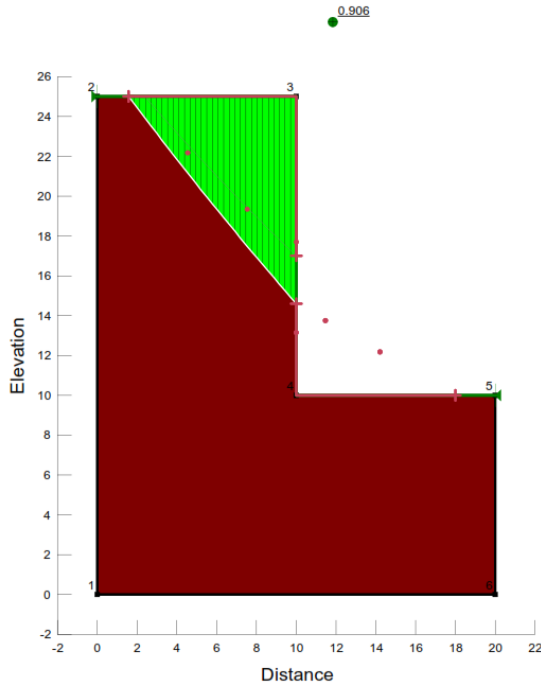
Tipo de suelo: Arcillas	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Bishop
----------------------------	--------------------	---	---



MÉTODO DE BISHOP

Name: Arcillas de alta plasticidad CH  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 16 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 30 kPa  
Phi: 12 °

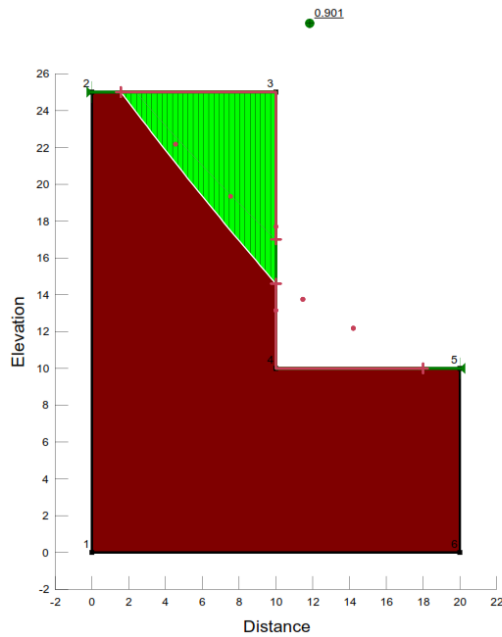
Tipo de suelo: Arcillas	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Janbu
----------------------------	--------------------	---	--



MÉTODO DE JANBU

Name: Arcillas de alta plasticidad CH  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 16 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 30 kPa  
Phi: 12 °

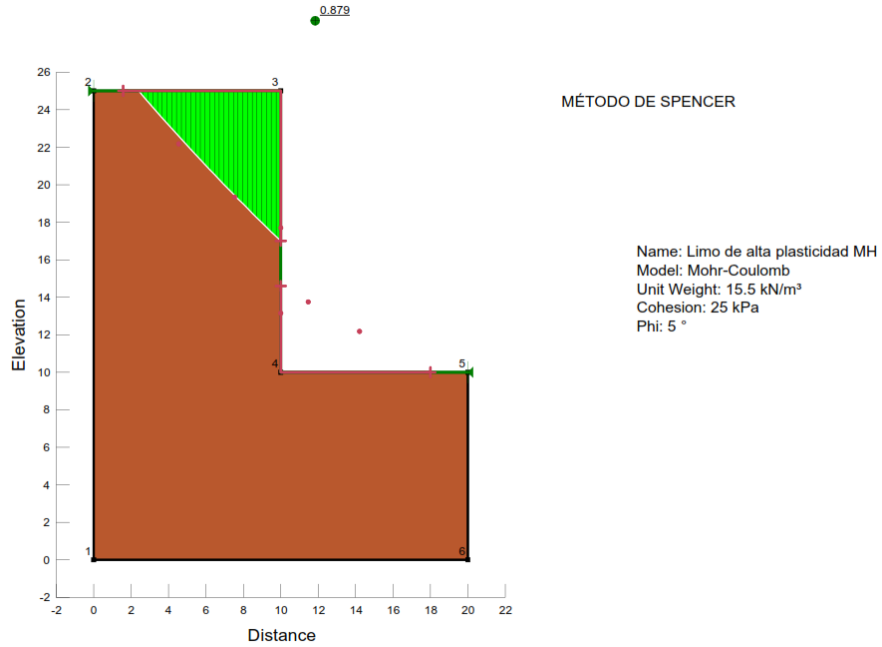
Tipo de suelo: Arcillas	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
----------------------------	--------------------	---	--



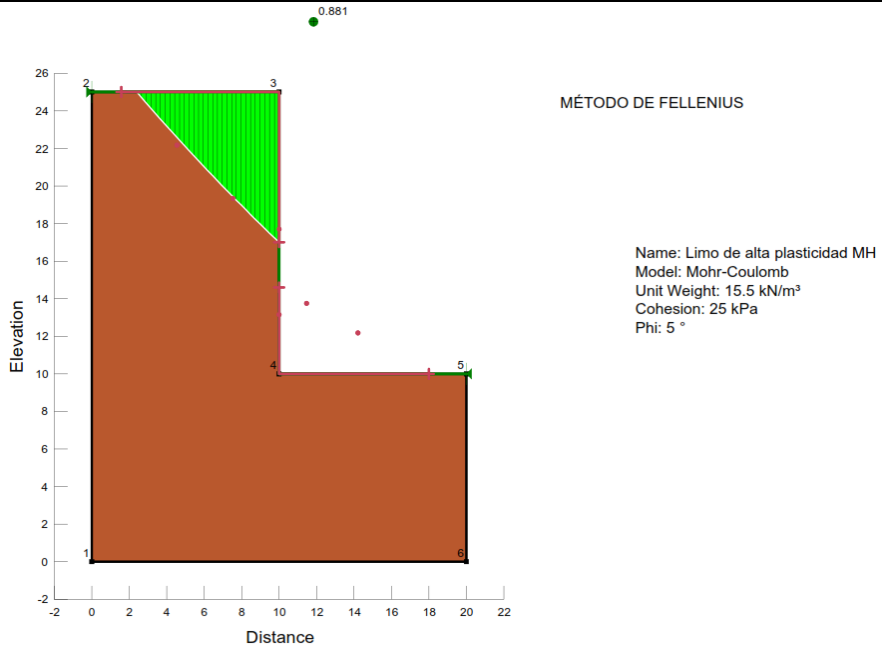
MÉTODO DE SPENCER

Name: Arcillas de alta plasticidad CH  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 16 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 30 kPa  
Phi: 12 °

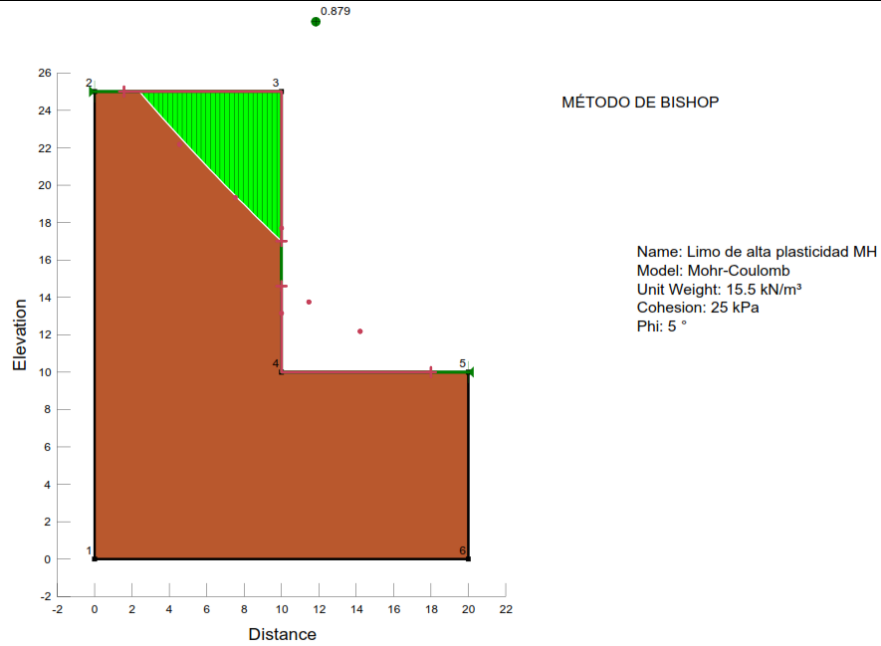
Tipo de suelo: Limos arcillosos de alta compresibilidad MH	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
---	--------------------	---	--



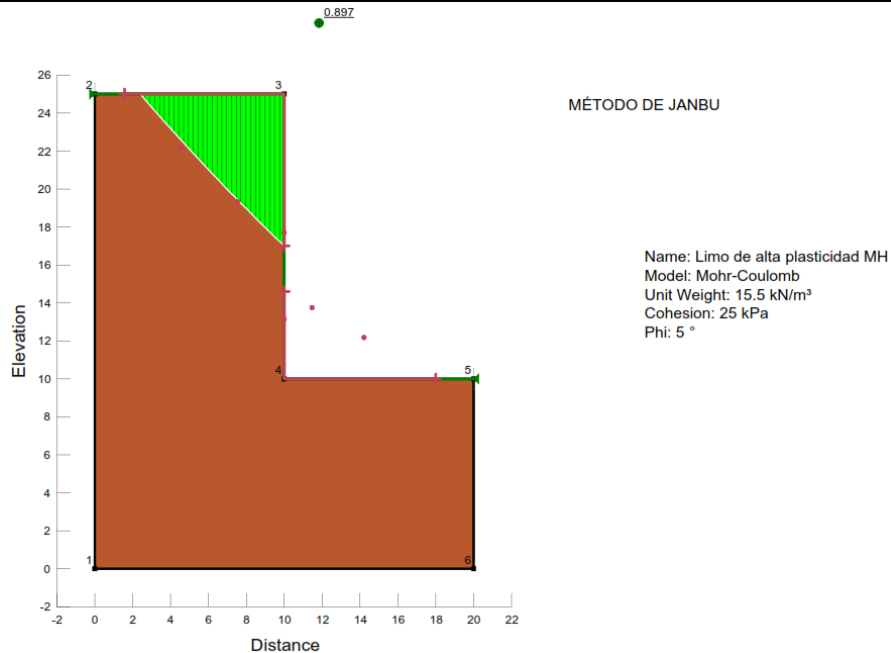
Tipo de suelo: Limos arcillosos de alta compresibilidad MH	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Fellenius
---	--------------------	---	--



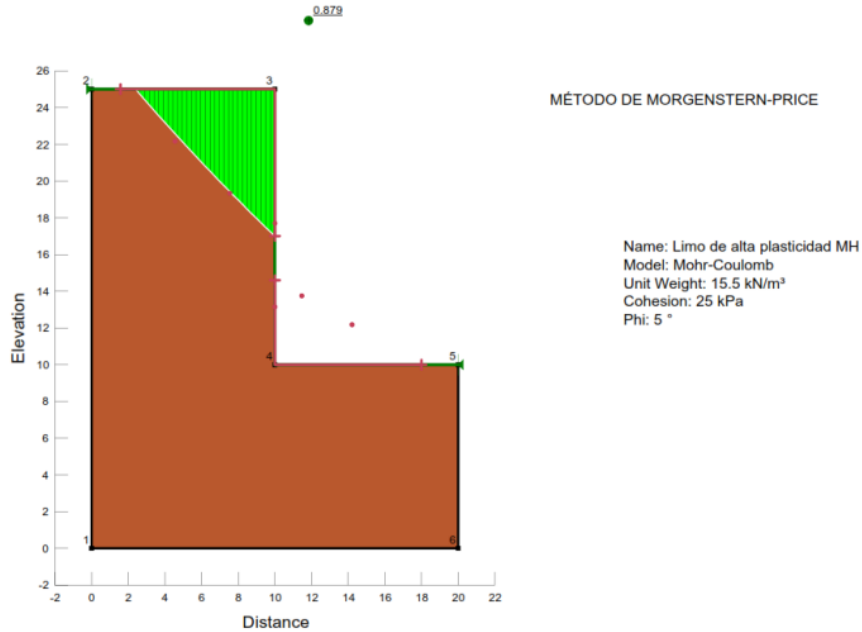
Tipo de suelo: Limos arcillosos de alta compresibilidad MH	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad BISHOP
---	--------------------	---	---



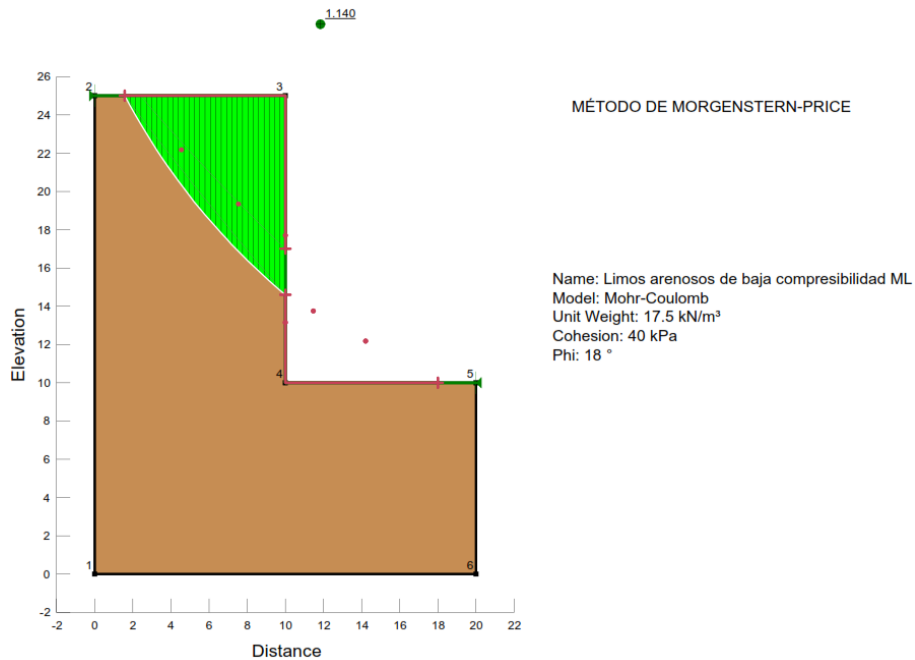
Tipo de suelo: Limos arcillosos de alta compresibilidad MH	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Janbu
---	--------------------	---	--



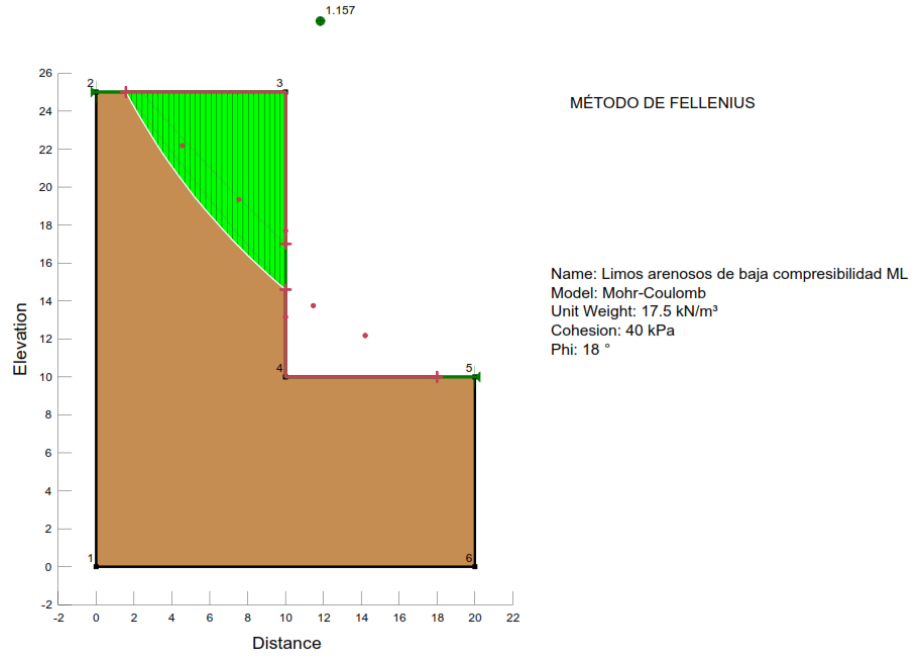
Tipo de suelo: Limos arcillosos de alta compresibilidad MH	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Morgenstern-Price
---	--------------------	---	--



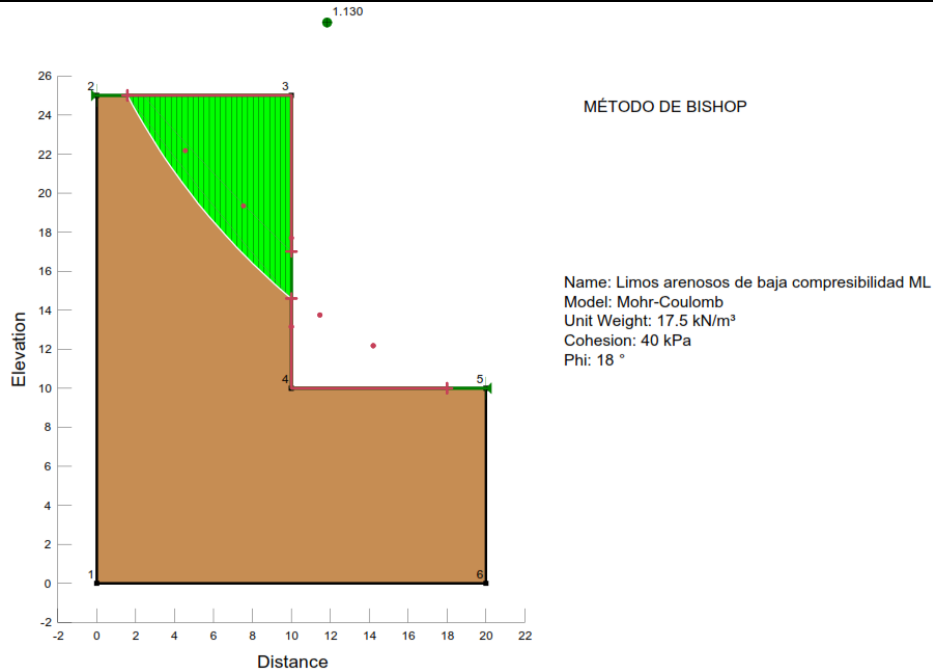
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Morgenstern-Price
---	--------------------	---	--



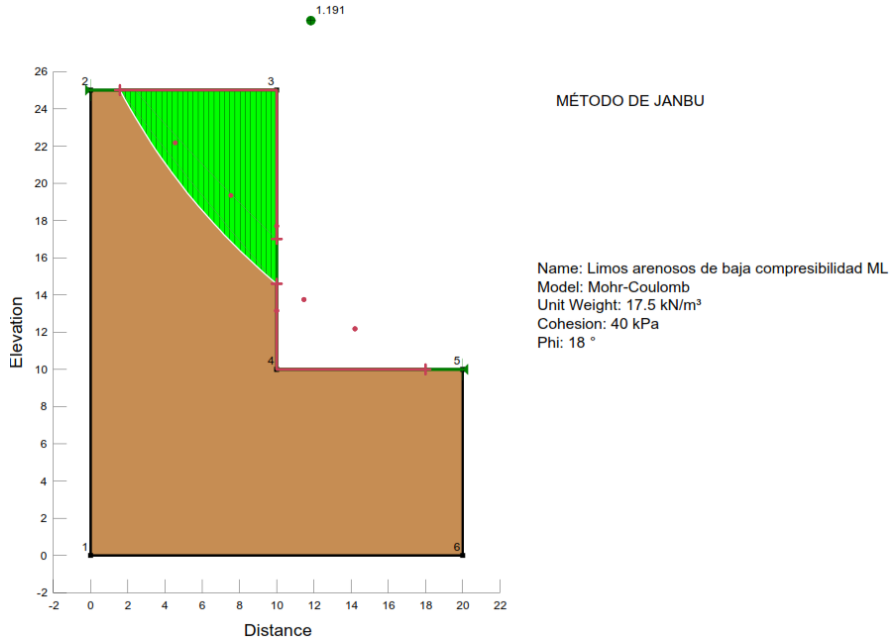
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Fellenius
--	--------------------	---	--



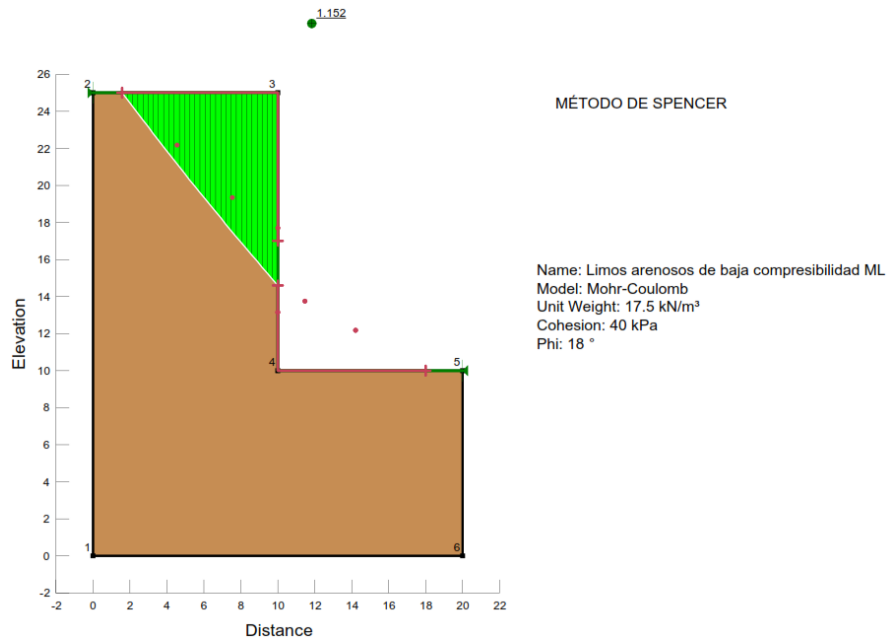
Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Bishop
---	--------------------	---	---



Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Janbu
---	--------------------	---	--

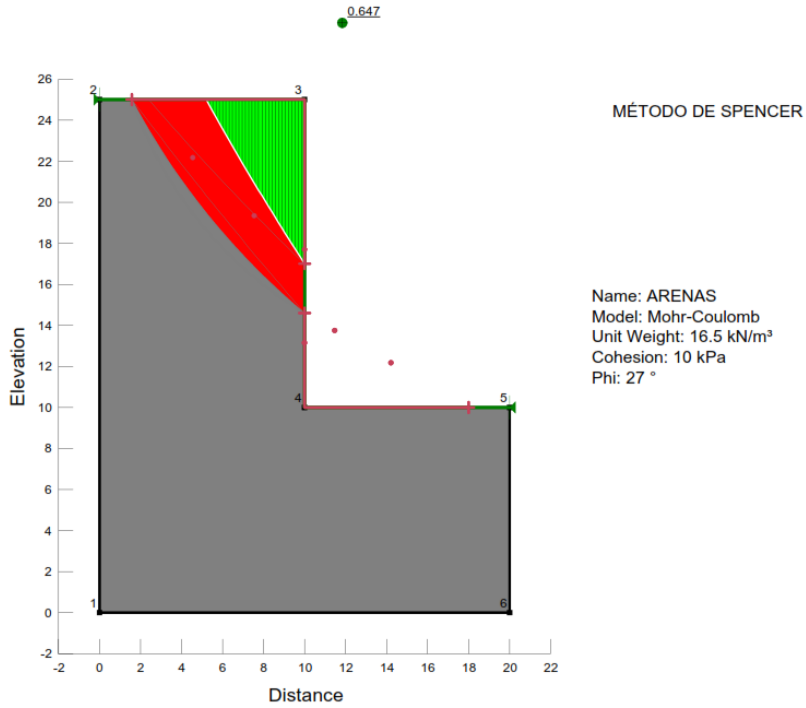


Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
---	--------------------	---	--

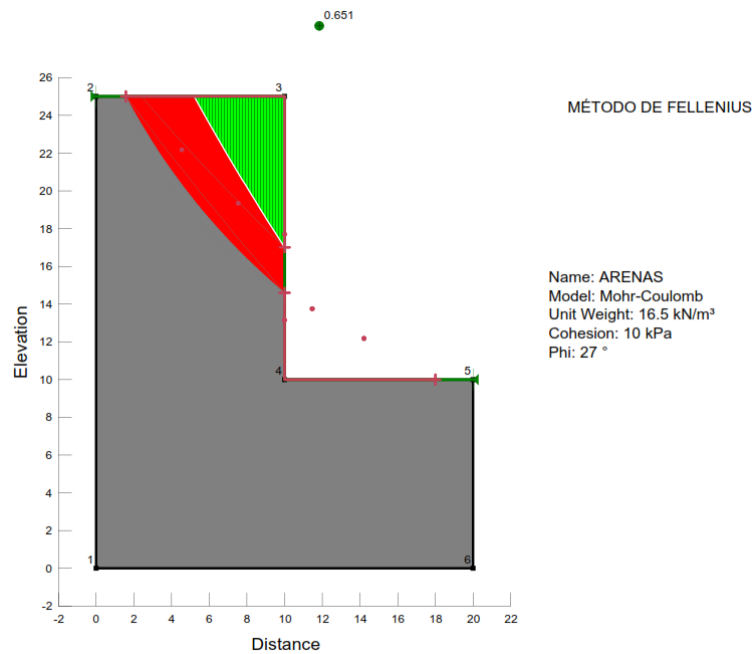




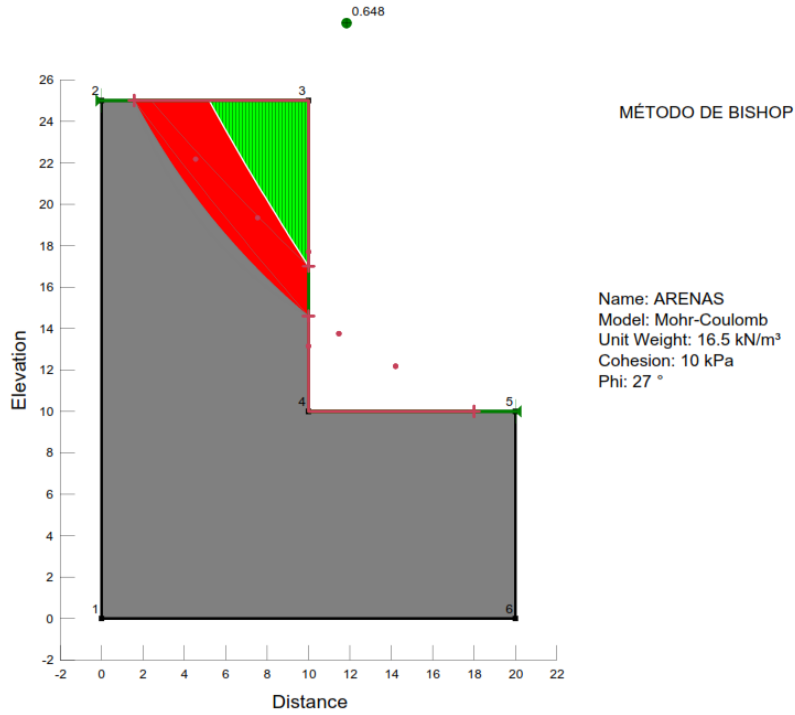
Tipo de suelo: Arenas	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
--------------------------	--------------------	---	--



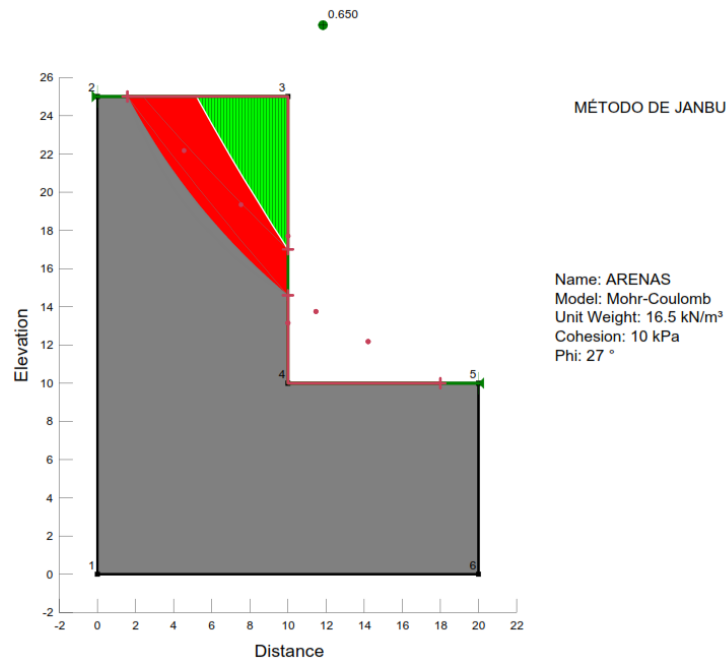
Tipo de suelo: Arenas	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Fellenius
--------------------------	--------------------	---	--



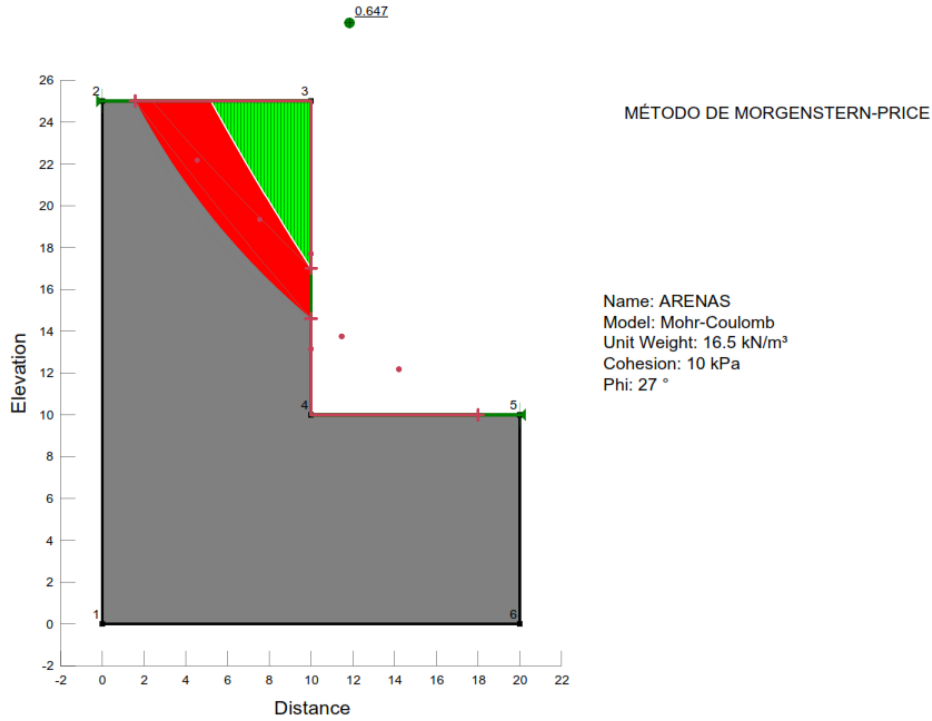
Tipo de suelo:  Arenas	Altura:  H= 15 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Bishop
------------------------------	------------------------	---	---



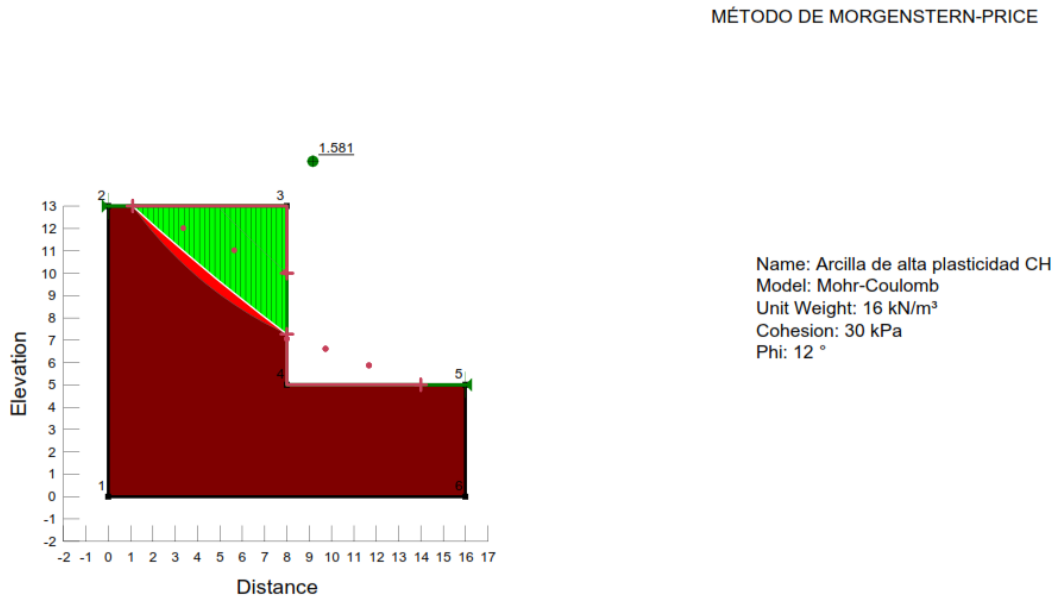
Tipo de suelo:  Arenas	Altura:  H= 15 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Janbu
------------------------------	------------------------	---	--



Tipo de suelo: Arenas	Altura: H= 15 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Morgenstern-Price
--------------------------	--------------------	---	--

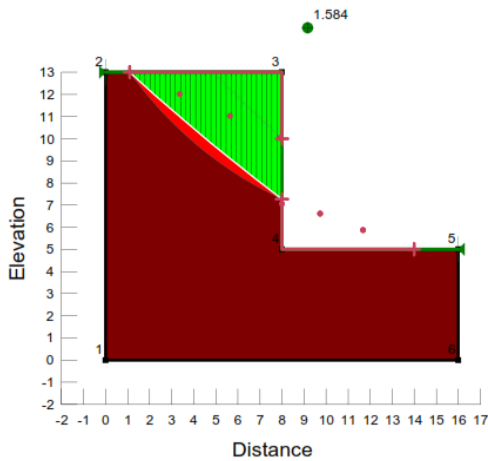


Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Morgenstern-Price
---	-------------------	---	--



Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Fellenius
---	-------------------	---	--

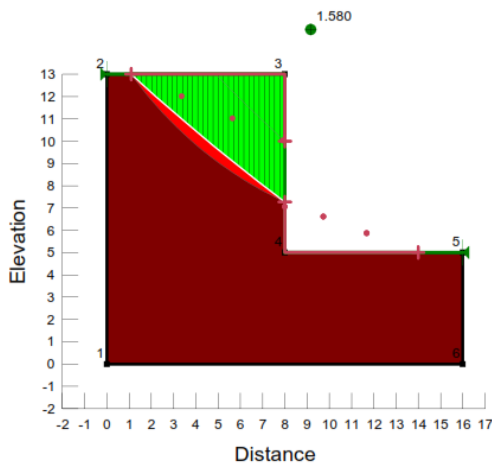
MÉTODO DE FELLENIUS



Name: Arcilla de alta plasticidad CH  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 16 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 30 kPa  
Phi: 12 °

Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Bishop
---	-------------------	---	---

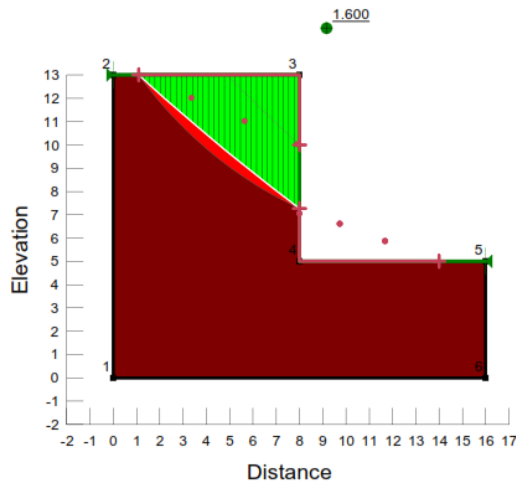
MÉTODO DE BISHOP



Name: Arcilla de alta plasticidad CH  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 16 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 30 kPa  
Phi: 12 °

Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Janbu
---	-------------------	---	--

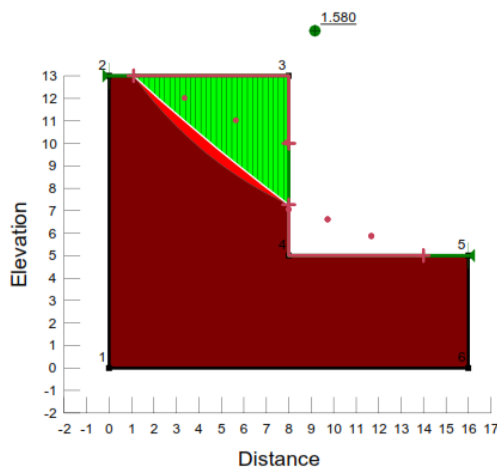
MÉTODO DE JANBU



Name: Arcilla de alta plasticidad CH  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 16 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 30 kPa  
Phi: 12 °

Tipo de suelo: Arcillas de alta plasticidad CH	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
---	-------------------	---	--

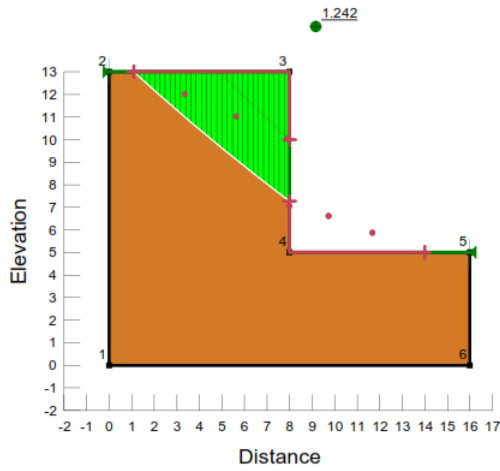
MÉTODO DE SPENCER



Name: Arcilla de alta plasticidad CH  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 16 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 30 kPa  
Phi: 12 °

Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Limos de alta compresibilidad MH	H= 8 m	$\beta = 90^\circ$	Spencer

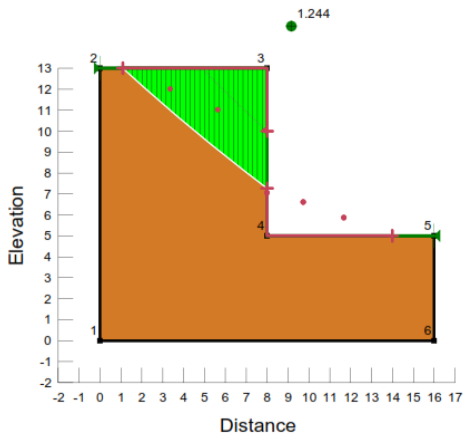
MÉTODO DE SPENCER



Name: Limos de alta compresibilidad MH  
 Model: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 15.5 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 25 kPa  
 Phi: 5°

Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Limos de alta compresibilidad MH	H= 8 m	$\beta = 90^\circ$	Fellenius

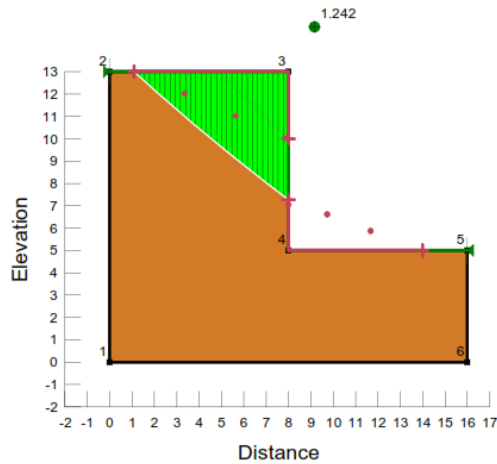
MÉTODO DE FELLENIUS



Name: Limos de alta compresibilidad MH  
 Model: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 15.5 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 25 kPa  
 Phi: 5°

Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 8 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Bishop
--	-----------------------	---	---

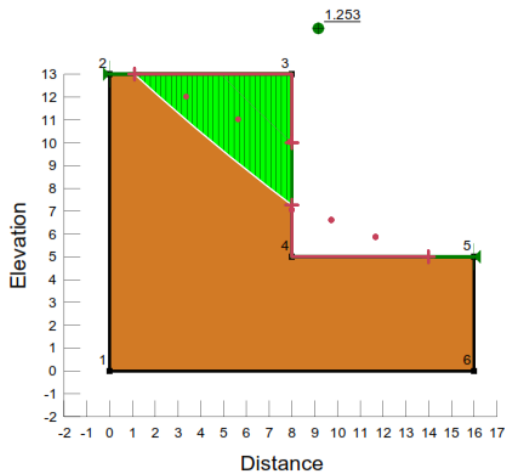
MÉTODO DE BISHOP



Name: Limos de alta compresibilidad MH  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 15.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 25 kPa  
Phi: 5 °

Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 8 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Janbu
--	-----------------------	---	--

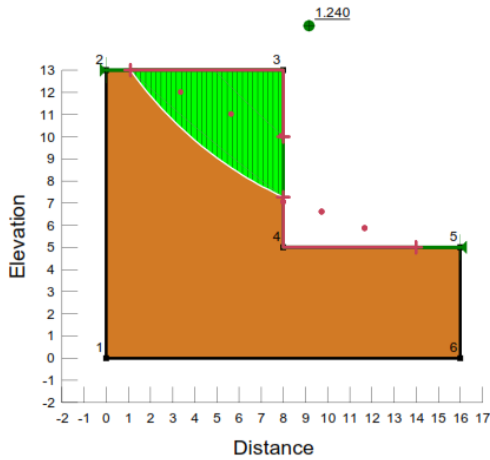
MÉTODO DE JANBU



Name: Limos de alta compresibilidad MH  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 15.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 25 kPa  
Phi: 5 °

Tipo de suelo:  Limos de alta compresibilidad MH	Altura:  H= 8 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Morgenstern-Price
--	-----------------------	---	--

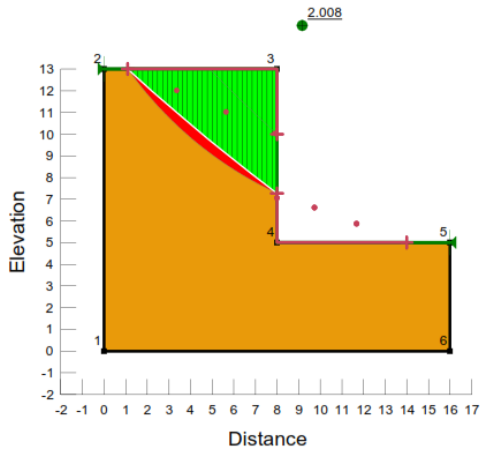
MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE



Name: Limos de alta compresibilidad MH  
 Model: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 15.5 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 25 kPa  
 Phi: 5 °

Tipo de suelo:  Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura:  H= 8 m	Ángulo de inclinación  $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad  Morgenstern-Price
---	-----------------------	---	--

MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE

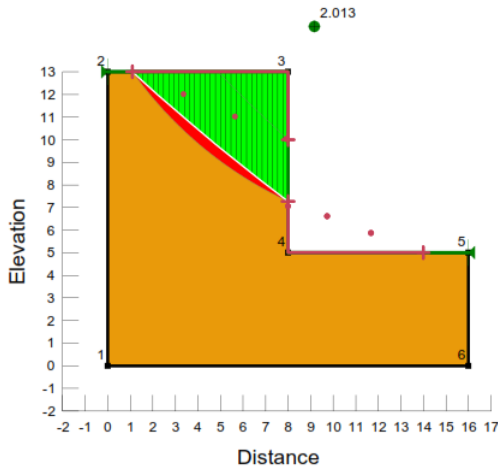


Name: Limos arenosos de baja compresibilidad ML  
 Model: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 17.5 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 40 kPa  
 Phi: 18 °



Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Fellenius
---	-------------------	---	--

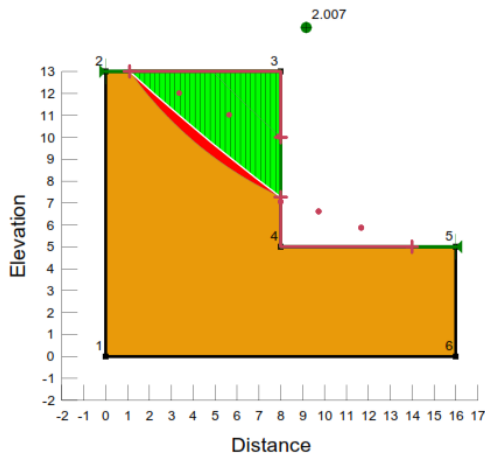
MÉTODO DE FELLENIUS



Name: Limos arenosos de baja compresibilidad ML  
 Model: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 17.5 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 40 kPa  
 Phi: 18 °

Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Bishop
---	-------------------	---	---

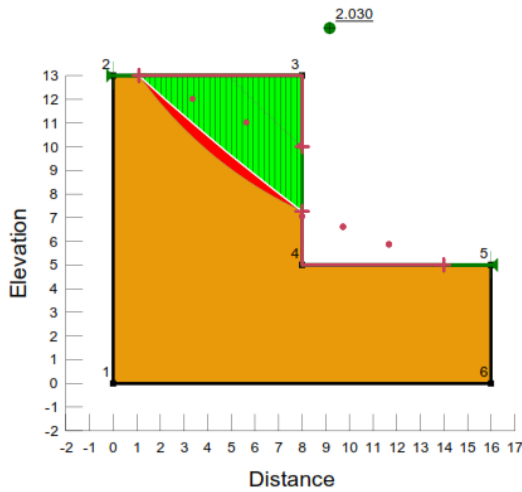
MÉTODO DE BISHOP



Name: Limos arenosos de baja compresibilidad ML  
 Model: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 17.5 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 40 kPa  
 Phi: 18 °

Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Janbu
---	-------------------	---	--

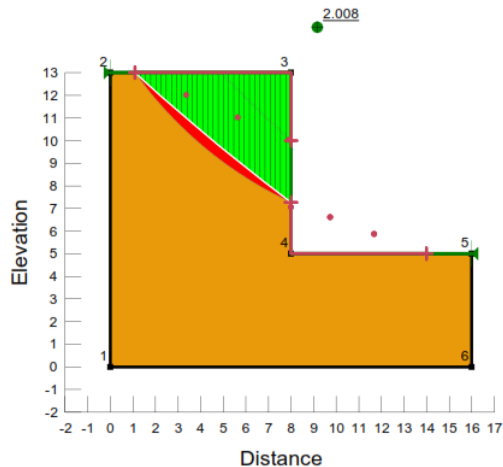
MÉTODO DE JANBU



Name: Limos arenosos de baja compresibilidad ML  
 Model: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 17.5 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 40 kPa  
 Phi: 18 °

Tipo de suelo: Limos arenosos de baja compresibilidad ML	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Spencer
---	-------------------	---	--

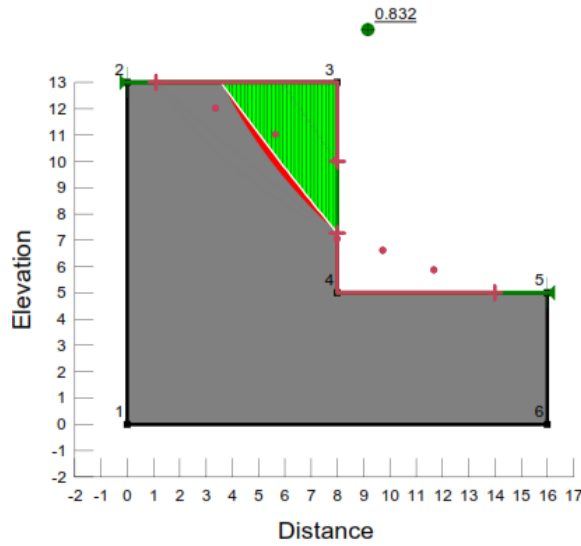
MÉTODO DE SPENCER



Name: Limos arenosos de baja compresibilidad ML  
 Model: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 17.5 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 40 kPa  
 Phi: 18 °

Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arenas	H= 8 m	$\beta = 90^\circ$	Spencer

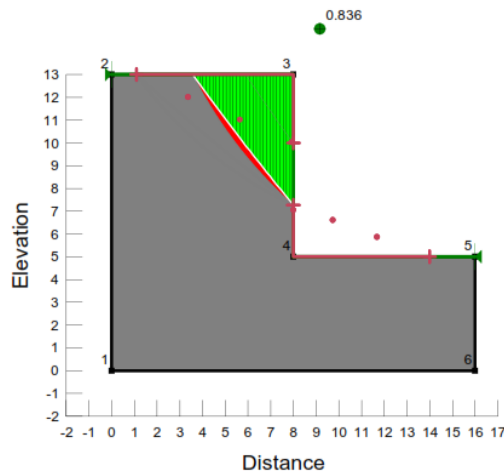
MÉTODO DE SPENCER



Name: ARENAS  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 16.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 10 kPa  
Phi: 27 °

Tipo de suelo:	Altura:	Ángulo de inclinación	Método de Análisis de Estabilidad
Arenas	H= 8 m	$\beta = 90^\circ$	Fellenius

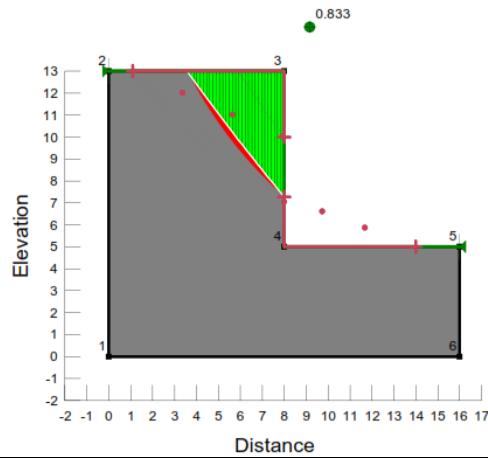
MÉTODO DE FELLENIUS



Name: ARENAS  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 16.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 10 kPa  
Phi: 27 °

Tipo de suelo: Arenas	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Bishop
--------------------------	-------------------	---	---

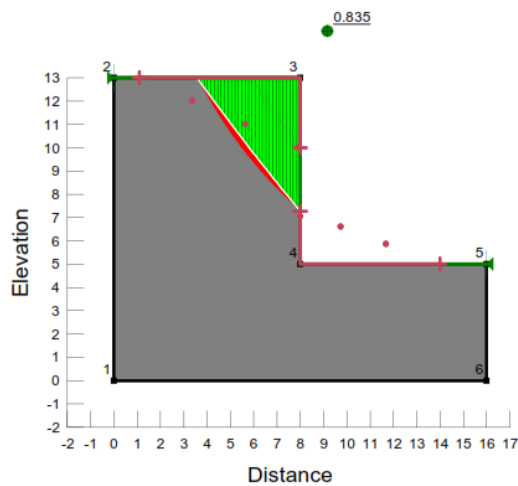
MÉTODO DE BISHOP



Name: ARENAS  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 16.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 10 kPa  
Phi: 27 °

Tipo de suelo: Arenas	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Janbu
--------------------------	-------------------	---	--

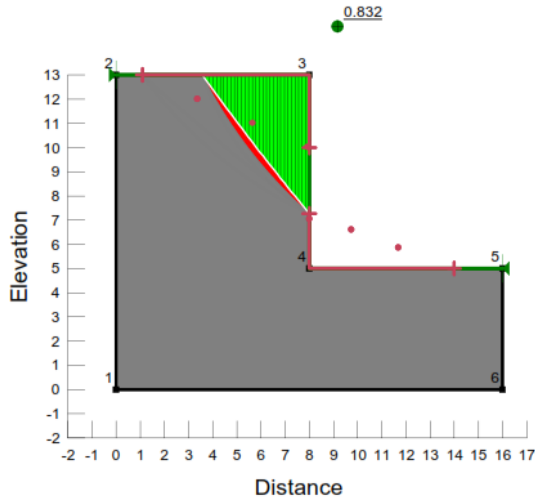
MÉTODO DE JANBU



Name: ARENAS  
Model: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 16.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 10 kPa  
Phi: 27 °

Tipo de suelo: Arenas	Altura: H= 8 m	Ángulo de inclinación $\beta = 90^\circ$	Método de Análisis de Estabilidad Morgenstern-Price
--------------------------	-------------------	---	--

MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE



Name: ARENAS  
 Model: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 16.5 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 10 kPa  
 Phi: 27 °

# *ENSAYOS DE RESISTENCIA AL CORTE*

- *Triaxiales UU*
- *Corte Directo*

# Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

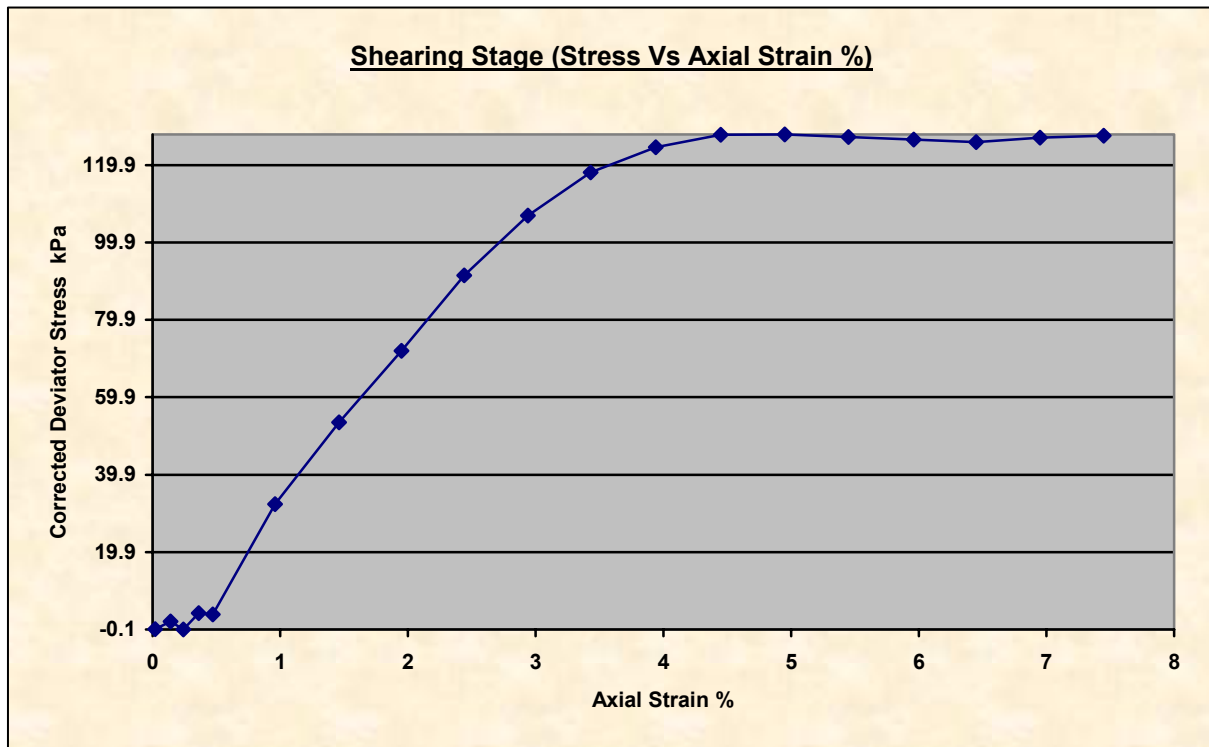


<b>Client</b>	ZITRO CI	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Proyecto Ciudad Durán	<b>Job</b>	668
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	1

Test Details			
<b>Standard</b>	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	<b>Specific Gravity of Solids</b>	2.65
<b>Sample Type</b>	Block sample	<b>Lab. Temperature</b>	19.0 deg.C
<b>Sample Description</b>			
<b>Variations from Procedure</b>	None		

Specimen Details			
<b>Specimen Reference</b>	D	<b>Stage Reference</b>	1
<b>Initial Height</b>	68.04 mm	<b>Description</b>	
<b>Initial Diameter</b>	37.02 mm	<b>Depth within Sample</b>	0.00mm
<b>Initial Dry Unit Weight</b>	10.02 kN/m <sup>3</sup>	<b>Orientation within Sample</b>	
<b>Initial Moisture Content*</b>	51.3 %	<b>Preparation</b>	
<b>Void Ratio</b>	1.59	<b>Degree of Saturation</b>	85.31%
<b>Comments</b>			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



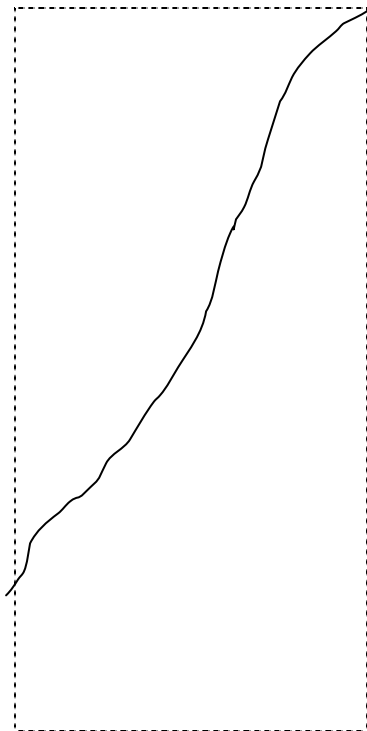
## Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)



<b>Client</b>	ZITRO CI	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Proyecto Ciudad Durán	<b>Job</b>	668
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	1

<b>Shear Conditions</b>			
<b>Rate of Axial Strain</b>	1.00%/min	<b>Cell Pressure</b>	100.9kPa

<b>Conditions at Failure</b>			
<b>Failure Criterion</b>	Maximum Deviator Stress		
<b>Compressive Strength</b>	127.8 kPa	<b>Major Principal Stress</b>	228.7 kPa
<b>Axial Strain</b>	4.95%	<b>Minor Principal Stress</b>	100.9 kPa
<b>Deviator Stress Correction Applied</b>	2.25kPa	<b>Final Moisture Content</b>	50.0 %
<b>Final Unit Weight</b>	15.03 kN/m <sup>3</sup>		



Mode of Failure

Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	



# Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

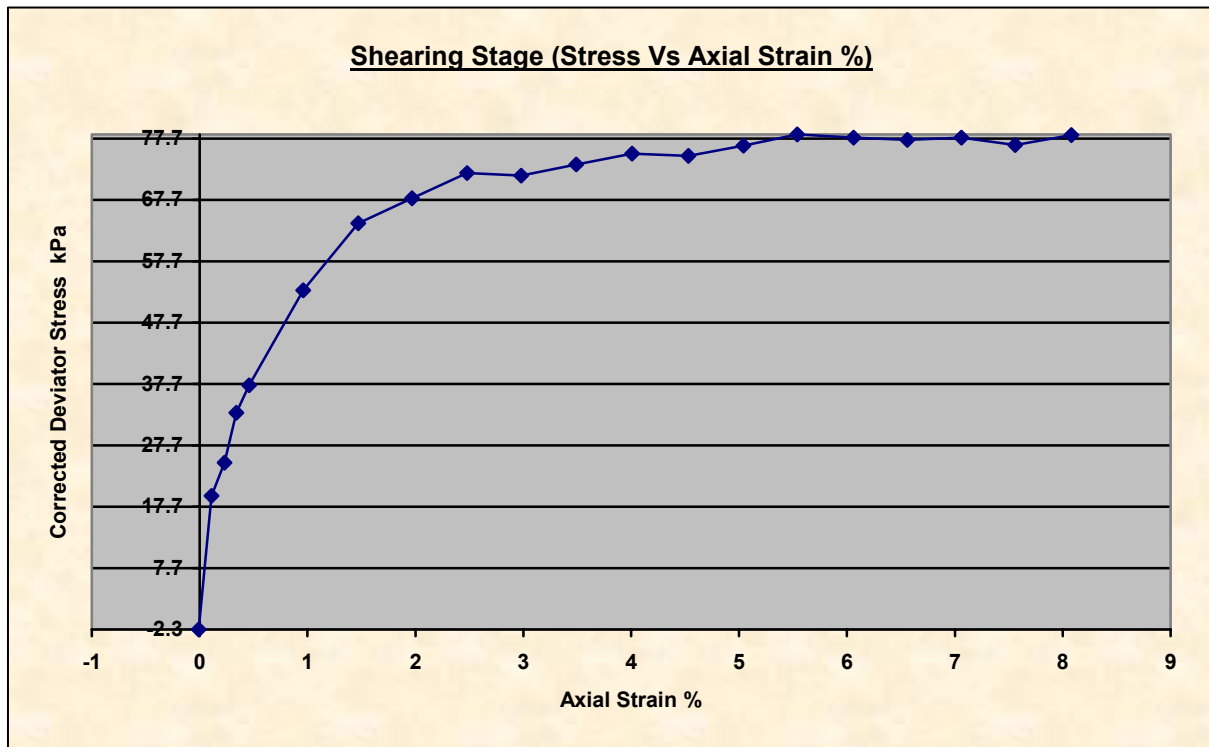


<b>Client</b>	ZITRO CI	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Proyecto Ciudad Durán	<b>Job</b>	668
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	1

Test Details			
<b>Standard</b>	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	<b>Specific Gravity of Solids</b>	2.65
<b>Sample Type</b>	Block sample	<b>Lab. Temperature</b>	0.0 deg.C
<b>Sample Description</b>			
<b>Variations from Procedure</b>	None		

Specimen Details			
<b>Specimen Reference</b>	B	<b>Stage Reference</b>	1
<b>Initial Height</b>	67.00 mm	<b>Description</b>	
<b>Initial Diameter</b>	35.10 mm	<b>Depth within Sample</b>	10.00mm
<b>Initial Dry Unit Weight</b>	11.53 kN/m <sup>3</sup>	<b>Orientation within Sample</b>	
<b>Initial Moisture Content*</b>	51.3 %	<b>Preparation</b>	
<b>Void Ratio</b>	1.26	<b>Degree of Saturation</b>	108.32%
<b>Comments</b>			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



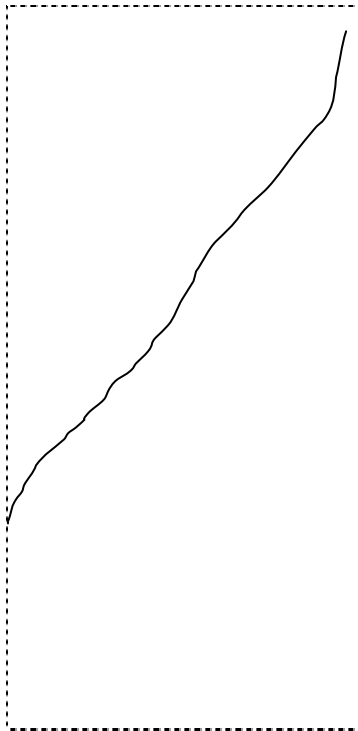
## Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)



<b>Client</b>	ZITRO CI	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Proyecto Ciudad Durán	<b>Job</b>	668
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	1

Shear Conditions			
<b>Rate of Axial Strain</b>	1.00%/min	<b>Cell Pressure</b>	199.7kPa

Conditions at Failure			
<b>Failure Criterion</b>	Maximum Deviator Stress		
<b>Compressive Strength</b>	77.9 kPa	<b>Major Principal Stress</b>	277.7 kPa
<b>Axial Strain</b>	7.06%	<b>Minor Principal Stress</b>	199.7 kPa
<b>Deviator Stress Correction Applied</b>	3.38kPa	<b>Final Moisture Content</b>	50.0 %
<b>Final Unit Weight</b>	17.29 kN/m <sup>3</sup>		



Mode of Failure

Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

# Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

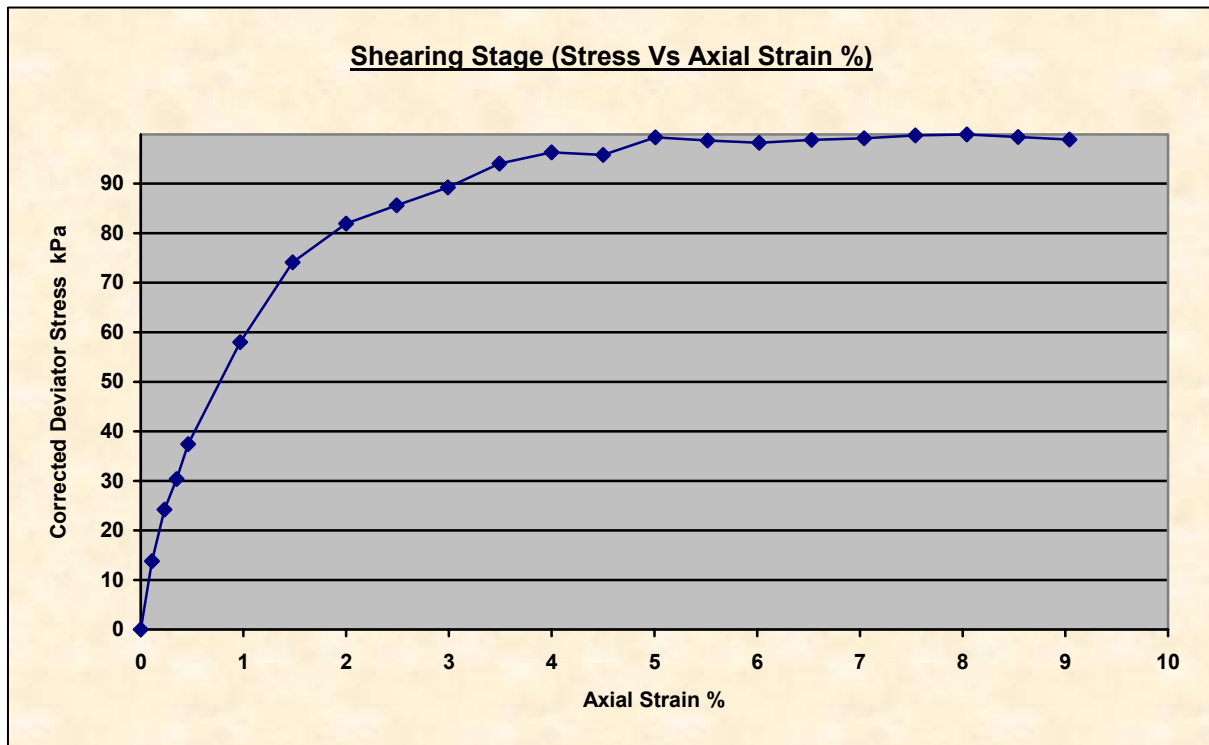


<b>Client</b>	ZITRO CI	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Proyecto Ciudad Durán	<b>Job</b>	668
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	1

Test Details			
<b>Standard</b>	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	<b>Specific Gravity of Solids</b>	2.65
<b>Sample Type</b>	Block sample	<b>Lab. Temperature</b>	20.0 deg.C
<b>Sample Description</b>			
<b>Variations from Procedure</b>	None		

Specimen Details			
<b>Specimen Reference</b>	C	<b>Stage Reference</b>	1
<b>Initial Height</b>	67.45 mm	<b>Description</b>	
<b>Initial Diameter</b>	36.55 mm	<b>Depth within Sample</b>	0.00mm
<b>Initial Dry Unit Weight</b>	10.37 kN/m <sup>3</sup>	<b>Orientation within Sample</b>	
<b>Initial Moisture Content*</b>	58.2 %	<b>Preparation</b>	
<b>Void Ratio</b>	1.51	<b>Degree of Saturation</b>	102.25%
<b>Comments</b>			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



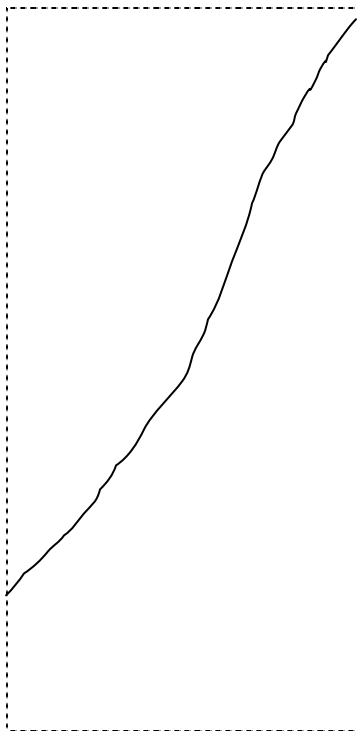
## Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)



<b>Client</b>	ZITRO CI	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Proyecto Ciudad Durán	<b>Job</b>	668
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	1

Shear Conditions			
<b>Rate of Axial Strain</b>	1.00%/min	<b>Cell Pressure</b>	49.9kPa

Conditions at Failure			
<b>Failure Criterion</b>	Maximum Deviator Stress		
<b>Compressive Strength</b>	98.8 kPa	<b>Major Principal Stress</b>	148.8 kPa
<b>Axial Strain</b>	6.53%	<b>Minor Principal Stress</b>	49.9 kPa
<b>Deviator Stress Correction Applied</b>	3.00kPa	<b>Final Moisture Content</b>	50.0 %
<b>Final Unit Weight</b>	15.55 kN/m <sup>3</sup>		



Mode of Failure

Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	



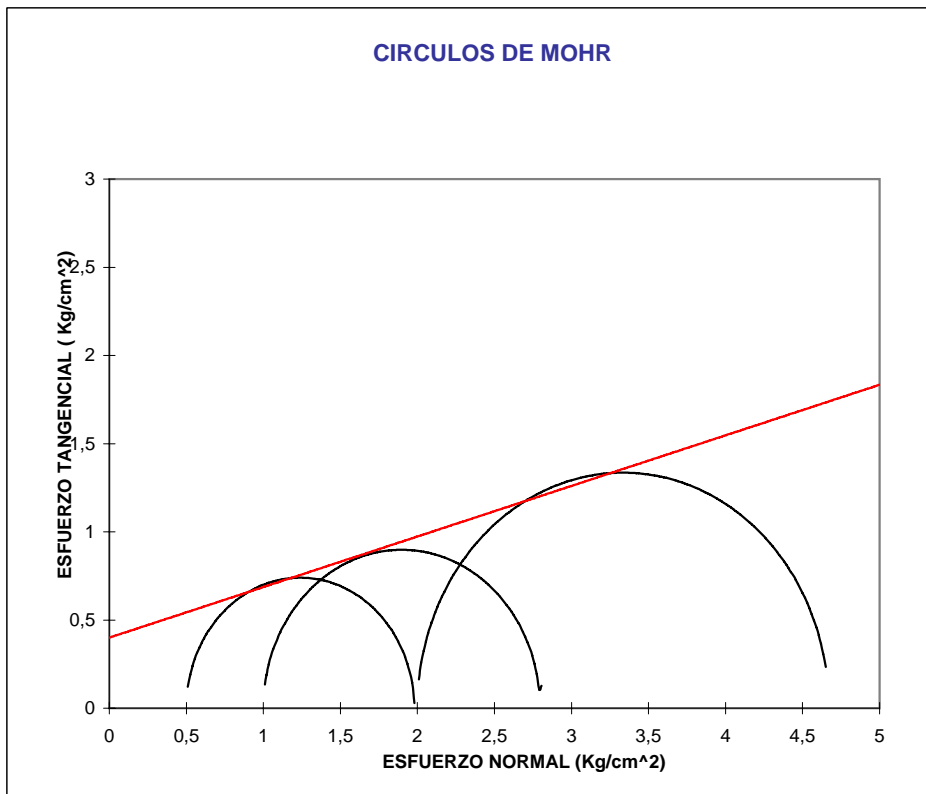


**ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO NO DRENADO**

**PROYECTO** : EDIFICIO ISSFA  
**OBRA** : EDIFICIO ISSFA  
**UBICACION** : J. DROM Y VILLALENGUA

**MUESTRA** : P1-SHELBY  
**PROFUND.** : 2,50-3,00m  
**FECHA** : ENERO/200

No	$\sigma$ desv. Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>
1	1,48	0,50	1,98	0,74	1,24
2	1,80	1,00	2,80	0,90	1,90
3	2,67	2,00	4,67	1,34	3,34



COHESION (kg/cm <sup>2</sup> )	0,4
FRICCION (GRADOS)	16

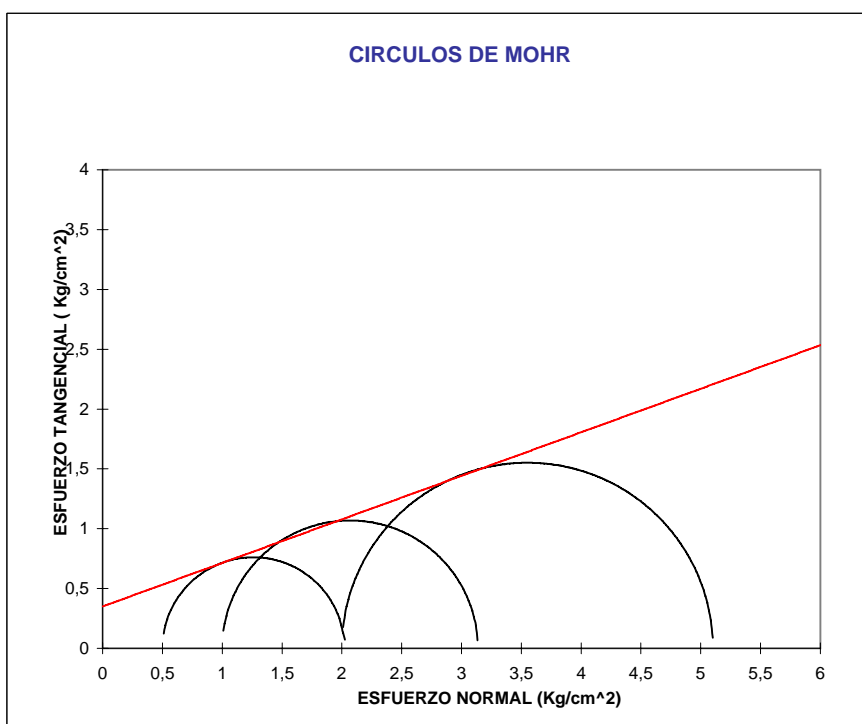
DATOS DE ENSAYO	PROBETA No. 1	PROBETA No. 2	PROBETA No. 3
DIAMETRO MEDIO ( cm )	3,53	3,60	3,63
ALTURA MEDIA ( cm )	6,94	6,98	7,00
HUMEDAD FINAL ( % )	35,87	34,94	34,44
DENSIDAD HUMEDA ( gr/cm <sup>3</sup> )	1,748	1,724	1,700
DENSIDAD SECA ( gr/cm <sup>3</sup> )	1,286	1,278	1,264



**ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO NO DRENADO**

**PROYECTO** : EDIFICIO ISSFA  
**OBRA** : EDIFICIO ISSFA  
**UBICACION** : J. DROM Y VILLALENGUA  
**MUESTRA** : P2-SHELBY  
**PROFUND.** : 3,00-3,50m  
**FECHA** : ENERO/200

No	$\sigma$ desv. Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>
1	1,52	0,50	2,02	0,76	1,26
2	2,14	1,00	3,14	1,07	2,07
3	3,10	2,00	5,10	1,55	3,55



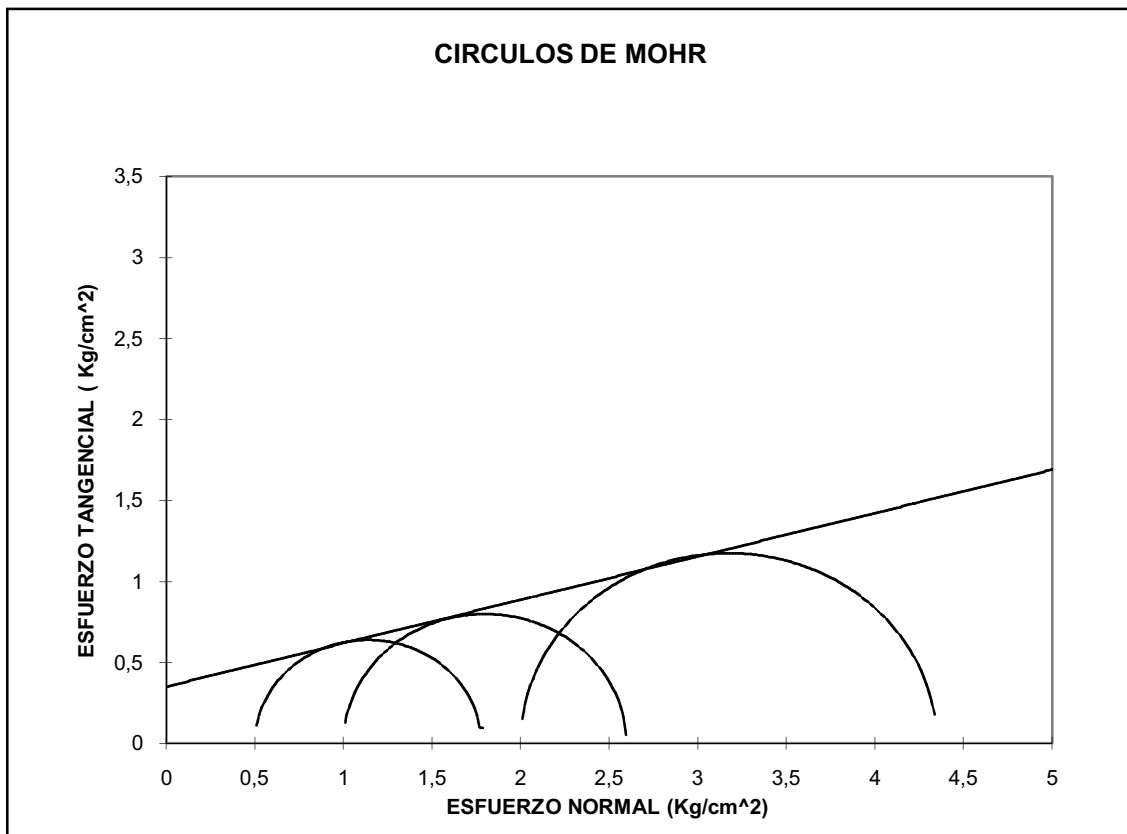
COHESION (kg/cm <sup>2</sup> )	0,35
FRICCION (GRADOS)	20

DATOS DE ENSAYO	PROBETA No. 1	PROBETA No. 2	PROBETA No. 3
DIAMETRO MEDIO ( cm )	3,64	3,57	3,59
ALTURA MEDIA ( cm )	6,94	6,9	6,82
HUMEDAD FINAL ( % )	25,68	25,83	26,75
DENSIDAD HUMEDA ( gr/cm <sup>3</sup> )	1,706	1,793	1,793
DENSIDAD SECA ( gr/cm <sup>3</sup> )	1,358	1,425	1,415

## ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO NO DRENADO

PROYECTO : JG CONSTRUCTORES MUESTRA No : P-2  
 OBRA : EDIFICIO 8 PISOS Y 1 1/2 SUBSUELOS PROFUND. 3,00 m  
 UBICACION : ALPALLANA Y DIEGO DE ALMAGRO - QUITO FECHA : 27 /11/09

No	$\sigma$ desv. Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>
1	1,28	0,50	1,78	0,64	1,14
2	1,60	1,00	2,60	0,80	1,80
3	2,35	2,00	4,35	1,17	3,17



COHESION (kg/cm <sup>2</sup> )	0,35
FRICCION (GRADOS)	15

DATOS DE ENSAYO		PROBETA No. 1	PROBETA No. 2	PROBETA No. 3
DIAMETRO MEDIO	( cm )	3,59	3,62	3,66
ALTURA MEDIA	( cm )	6,9	6,9	6,8
HUMEDAD FINAL	( % )	22,39	21,79	21,07
DENSIDAD HUMEDA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,779	1,790	1,767
DENSIDAD SECA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,454	1,470	1,459

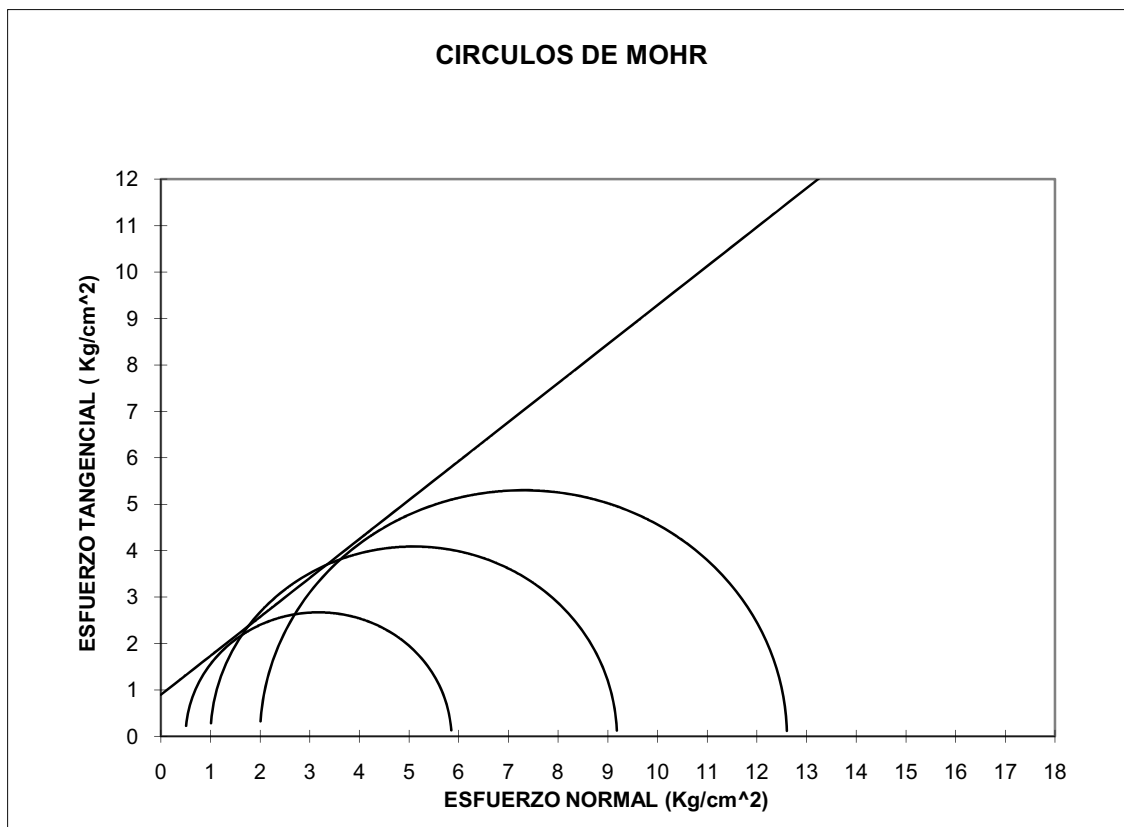


## ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO NO DRENADO

PROYECTO : RESIDENCIA CHOJON - BORJA  
 OBRA : CIMENTACION  
 UBICACION : URBANIZACION PILLAHUA - LT. 65

MUESTRA No : M-1  
 ALTURA :  
 FECHA : MARZO/10

No	$\sigma$ desv. Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>
1	5,35	0,50	5,85	2,67	3,17
2	8,18	1,00	9,18	4,09	5,09
3	10,60	2,00	12,60	5,30	7,30



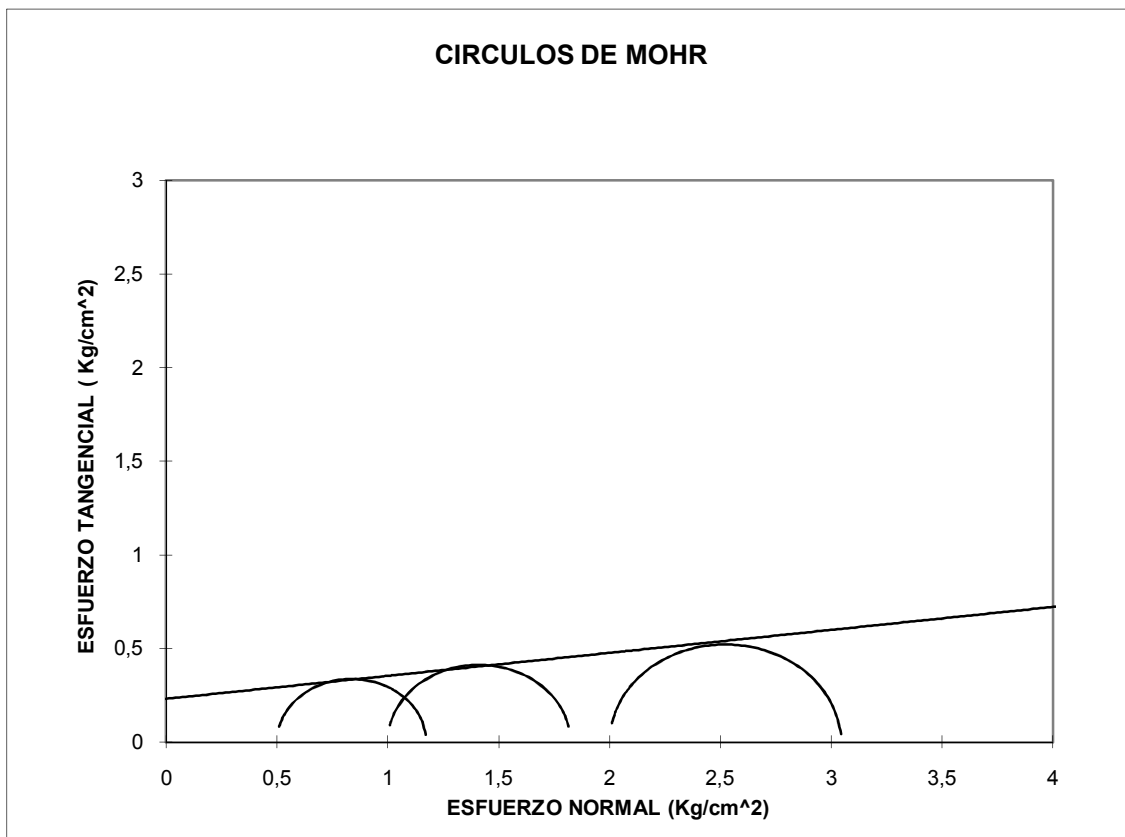
COHESION (kg/cm <sup>2</sup> )	0,9
FRICCION (GRADOS)	40

DATOS DE ENSAYO		PROBETA No. 1	PROBETA No. 2	PROBETA No. 3
DIAMETRO MEDIO	( cm )	3,58	3,38	3,59
ALTURA MEDIA	( cm )	6,8	6,84	6,85
HUMEDAD FINAL	( % )	8,51	8,60	7,92
DENSIDAD HUMEDA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,459	1,439	1,473
DENSIDAD SECA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,344	1,325	1,365

## ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO NO DRENADO

PROYECTO : EDIFICIO LA PRADERA MUESTRA No : P2  
 OBRA : EDIFICIO LA PRADERA PROFUND. : 2.00  
 UBICACION : Calle Mariano Aguilera y Av. Diego de Almagro FECHA : JUNIO/2010

No	$\sigma$ desv. Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>
1	0,67	0,50	1,17	0,34	0,84
2	0,82	1,00	1,82	0,41	1,41
3	1,04	2,00	3,04	0,52	2,52



COHESION (kg/cm <sup>2</sup> )	0,23
FRICCION (GRADOS)	7

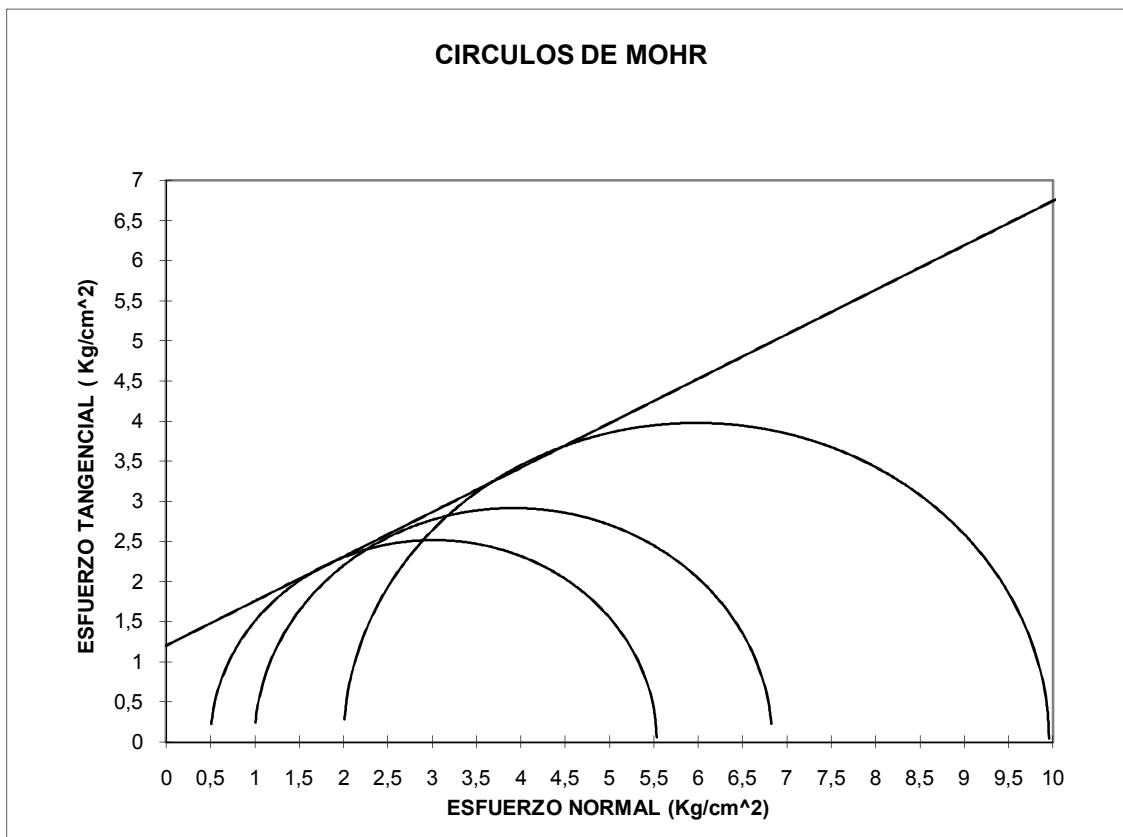
DATOS DE ENSAYO		PROBETA No. 1	PROBETA No. 2	PROBETA No. 3
DIAMETRO MEDIO	( cm )	3,64	3,65	3,62
ALTURA MEDIA	( cm )	6,84	6,84	6,88
HUMEDAD FINAL	( % )	42,90	41,95	40,94
DENSIDAD HUMEDA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,616	1,601	1,712
DENSIDAD SECA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,131	1,128	1,215

## ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO NO DRENADO

PROYECTO : ESTADIO LA MOYA  
 OBRA : GRADERIOS Y CAMERINOS  
 UBICACION : CONOCOTO

MUESTRA No : BLOQUE 1  
 PROFUND. :  
 FECHA : SEPT-10

No	$\sigma$ desv. Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>
1	5,04	0,50	5,54	2,52	3,02
2	5,83	1,00	6,83	2,92	3,92
3	7,96	2,00	9,96	3,98	5,98



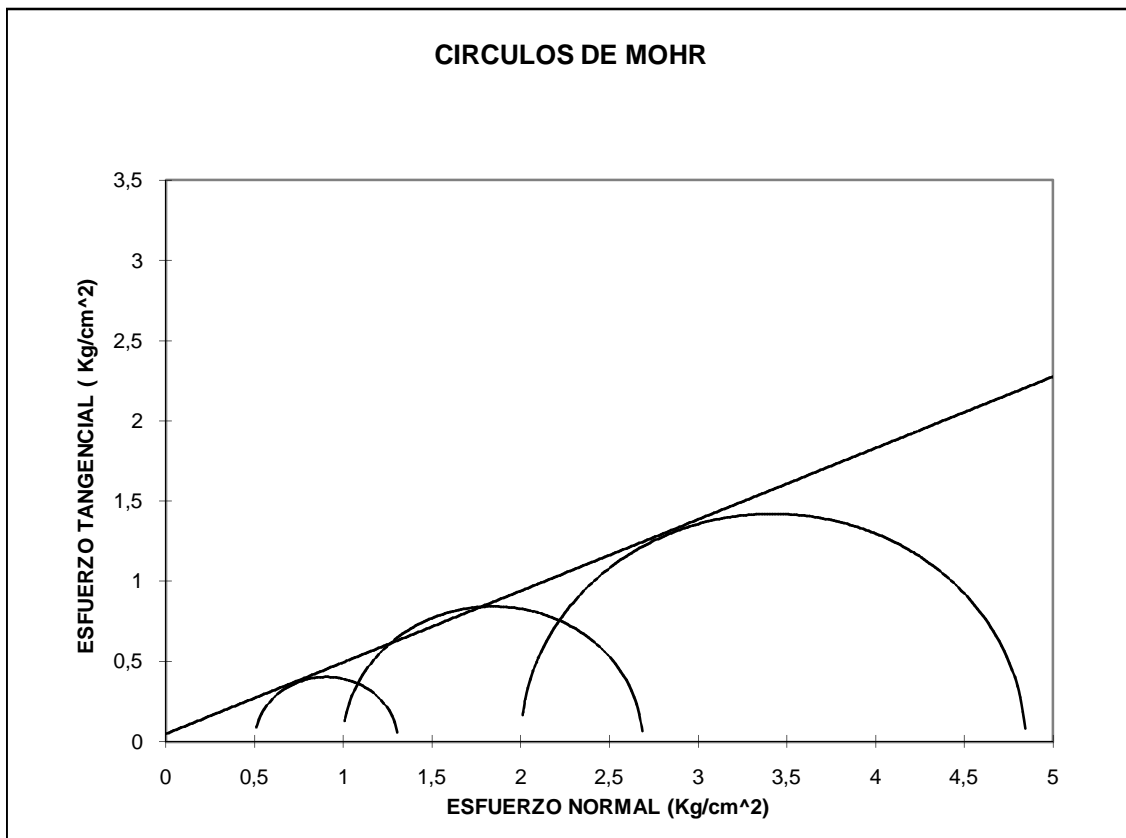
COHESION (kg/cm <sup>2</sup> )	1,2
FRICCION (GRADOS)	29

DATOS DE ENSAYO		PROBETA No. 1	PROBETA No. 2	PROBETA No. 3
DIAMETRO MEDIO	( cm )	3,62	3,65	3,58
ALTURA MEDIA	( cm )	6,9	6,82	6,9
HUMEDAD FINAL	( % )	26,71	26,51	26,57
DENSIDAD HUMEDA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,812	1,805	1,857
DENSIDAD SECA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,430	1,426	1,467

### ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO NO DRENADO

PROYECTO : EDIFICIO GALLARDO MUESTRA No : P3  
 OBRA : EDIFICIO 8 PISOS Y 2 SUBSUELOS PROFUND. : 2,50m  
 UBICACION : CALLE EL TIEMPO Y EL TELEGRAFO FECHA : FEB/2011

No	$\sigma$ desv. Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>
1	0,81	0,50	1,31	0,40	0,90
2	1,69	1,00	2,69	0,84	1,84
3	2,84	2,00	4,84	1,42	3,42



COHESION (kg/cm <sup>2</sup> )	0,05
FRICCION (GRADOS)	24

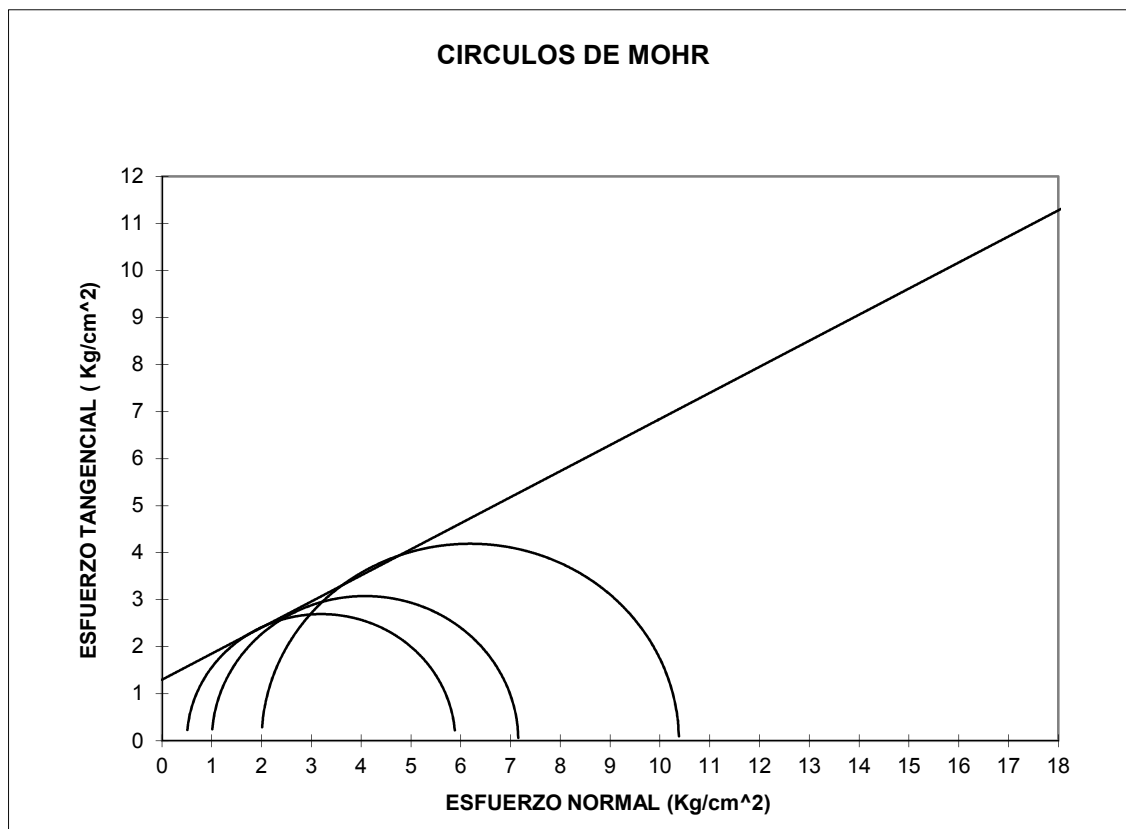
DATOS DE ENSAYO		PROBETA No. 1	PROBETA No. 2	PROBETA No. 3
DIAMETRO MEDIO	( cm )	3,59	3,44	3,49
ALTURA MEDIA	( cm )	6,82	6,86	6,89
HUMEDAD FINAL	( % )	27,55	26,82	27,04
DENSIDAD HUMEDA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,658	1,750	1,692
DENSIDAD SECA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,300	1,380	1,332

## ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO NO DRENADO

PROYECTO : ROJAS  
 OBRA : BLOQUES DE EDIFICIOS  
 UBICACION : LA PRIMAVERA- CUMBAYA

MUESTRA No : Bloque 1  
 ALTURA : 1,00m  
 FECHA : MAYO 2011

No	$\sigma$ desv. Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>
1	5,39	0,50	5,89	2,69	3,19
2	6,16	1,00	7,16	3,08	4,08
3	8,38	2,00	10,38	4,19	6,19



COHESION (kg/cm <sup>2</sup> )	1,3
FRICCION (GRADOS)	29

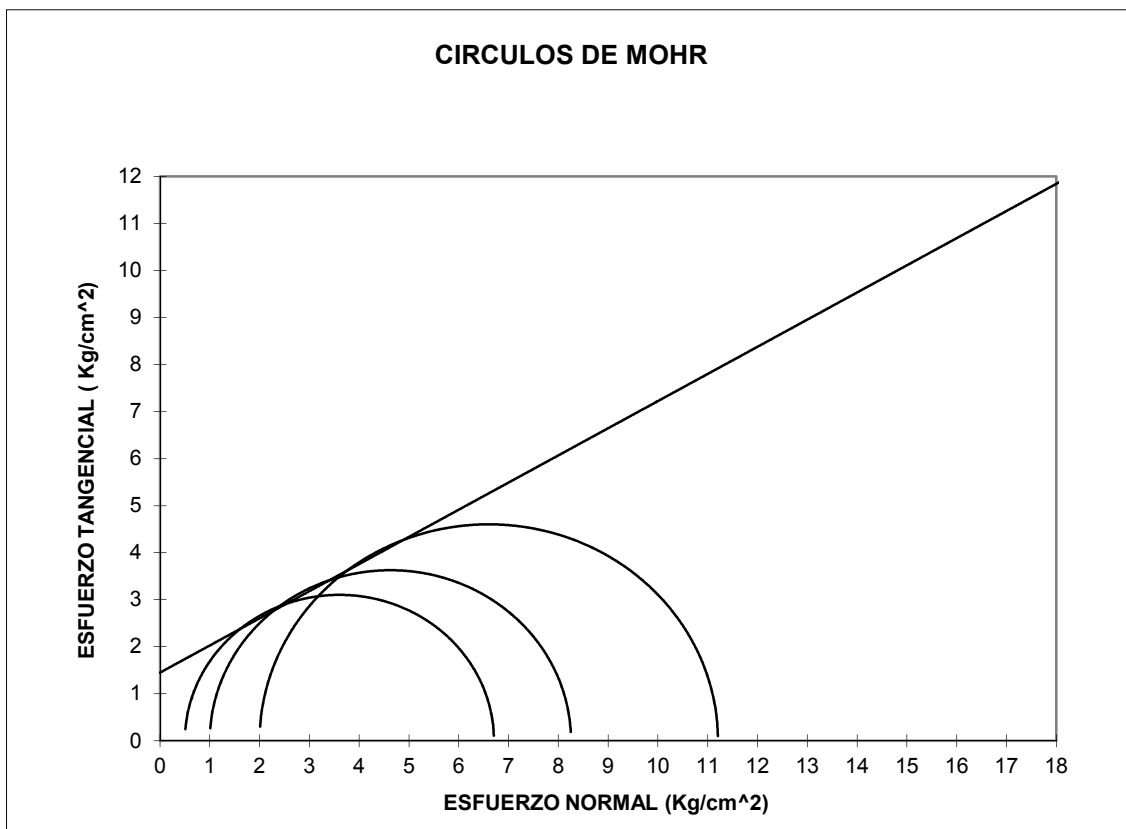
DATOS DE ENSAYO		PROBETA No. 1	PROBETA No. 2	PROBETA No. 3
DIAMETRO MEDIO	( cm )	3,44	3,60	3,61
ALTURA MEDIA	( cm )	6,84	6,78	6,8
HUMEDAD FINAL	( % )	22,74	22,65	22,89
DENSIDAD HUMEDA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,725	1,652	1,653
DENSIDAD SECA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,405	1,347	1,345

## ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO NO DRENADO

PROYECTO : ROJAS  
 OBRA : BLOQUES DE EDIFICIOS  
 UBICACION : LA PRIMAVERA- CUMBAYA

MUESTRA No : Bloque - 2  
 ALTURA : 2,00m  
 FECHA : MAYO 2011

No	$\sigma$ desv. Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>
1	6,21	0,50	6,71	3,10	3,60
2	7,25	1,00	8,25	3,63	4,63
3	9,21	2,00	11,21	4,60	6,60



COHESION (kg/cm <sup>2</sup> )	1,45
FRICCION (GRADOS)	30

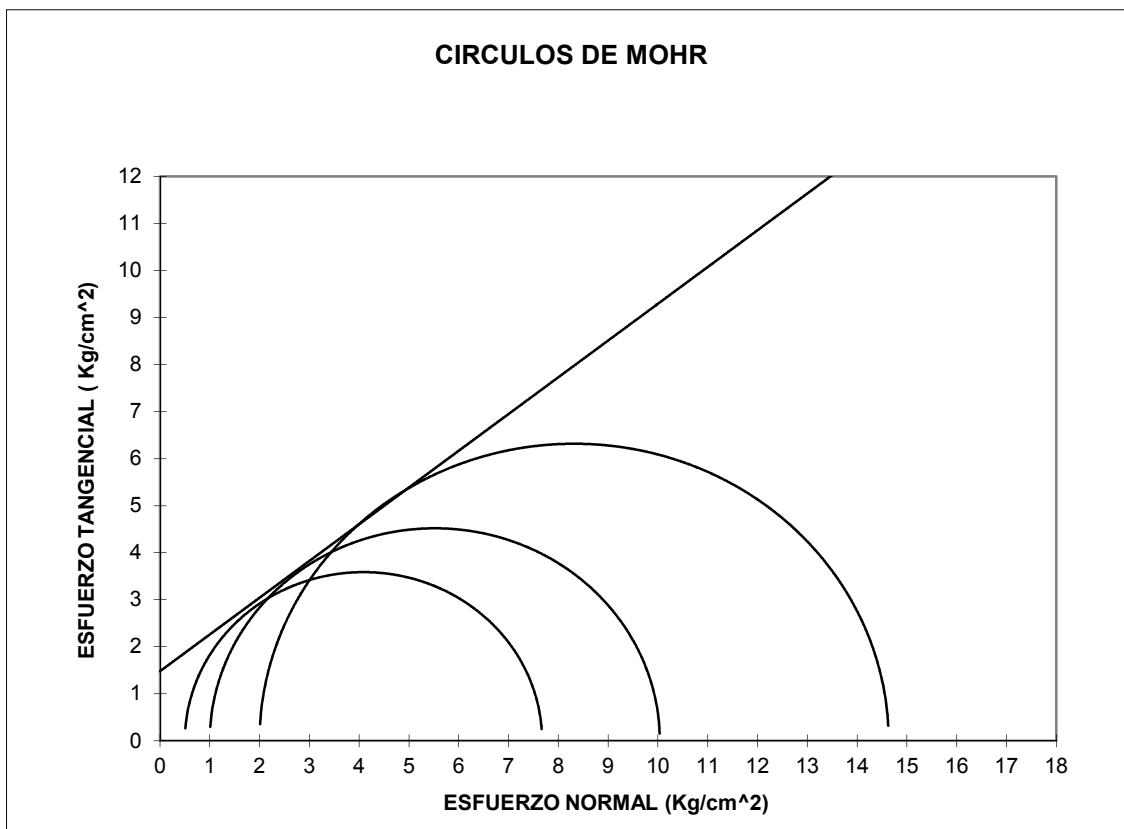
DATOS DE ENSAYO		PROBETA No. 1	PROBETA No. 2	PROBETA No. 3
DIAMETRO MEDIO	( cm )	3,54	3,56	3,60
ALTURA MEDIA	( cm )	6,84	6,78	6,96
HUMEDAD FINAL	( % )	17,60	17,91	18,36
DENSIDAD HUMEDA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,847	1,804	1,803
DENSIDAD SECA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,571	1,530	1,523

## ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO NO DRENADO

PROYECTO : ROJAS  
 OBRA : BLOQUES DE EDIFICIOS  
 UBICACION : LA PRIMAVERA- CUMBAYA

MUESTRA No : Bloque -3  
 ALTURA : 3,00m  
 FECHA : MAYO 2011

No	$\sigma$ desv. Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>
1	7,17	0,50	7,67	3,59	4,09
2	9,04	1,00	10,04	4,52	5,52
3	12,63	2,00	14,63	6,32	8,32



COHESION (kg/cm <sup>2</sup> )	1,48
FRICCION (GRADOS)	38

DATOS DE ENSAYO		PROBETA No. 1	PROBETA No. 2	PROBETA No. 3
DIAMETRO MEDIO	( cm )	3,62	3,61	3,65
ALTURA MEDIA	( cm )	6,84	6,92	6,84
HUMEDAD FINAL	( % )	21,96	22,80	22,33
DENSIDAD HUMEDA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,793	1,738	1,737
DENSIDAD SECA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,470	1,415	1,420

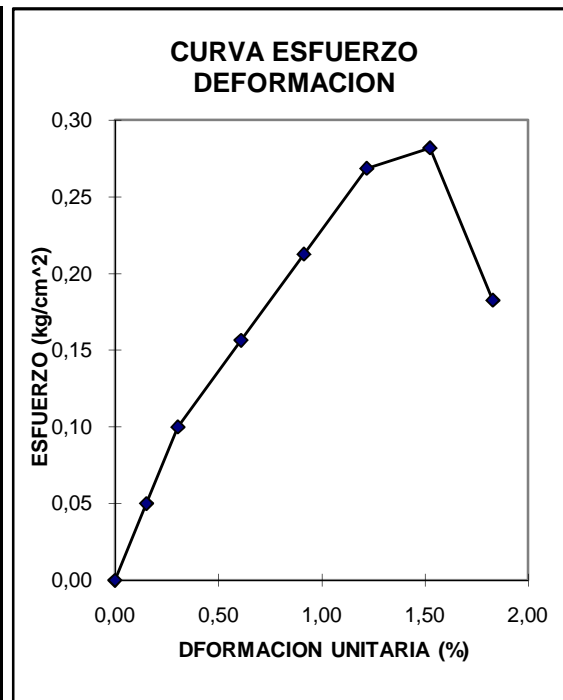
## ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE

PROYECTO : SIERRA ALTA  
 OBRA : EDIFICIO  
 UBICACION : URB. IÑAQUITO ALTO II LOTE 75

MUESTRA No : P-4  
 PROFUND. : 1,50 m.  
 FECHA : MAY-11

DS	4,42	Peso inicial	223,21	Realizado por : G. Santillán
DC	4,45	Vol. inicial	130,49	Calculado por : B. Alvarez
DI	4,56	$\gamma_m$ . inicial	1,711	Cnte. anillo kg 0,1120
DM	4,46	$\gamma_d$ . inicial	1,335	
AM	15,65			
HM	8,34			

DEFORMACION pulg.	DIAL DE CARGA pulg x 10 <sup>-4</sup>	DEFOR. UNITAR %	ESFUERZO kg/cm <sup>2</sup>
0	0	0,00	0,00
5	7	0,15	0,05
10	14	0,30	0,10
20	22	0,61	0,16
30	30	0,91	0,21
40	38	1,22	0,27
50	40	1,52	0,28
60	26	1,83	0,18



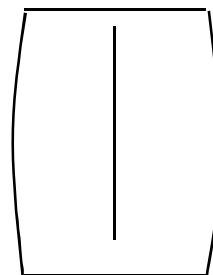
RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE

$q_u = 0,28 \text{ kg/cm}^2$

GRAFICO DE LA MUESTRA ENSAYADA

CONTENIDO DE HUMEDAD

CAPSULA No	609
P.CAP.+S. HUM.	89,60
P.CAP. +S.SECO	74,37
P. CAPSULA	20,28
HUMEDAD %	28,16



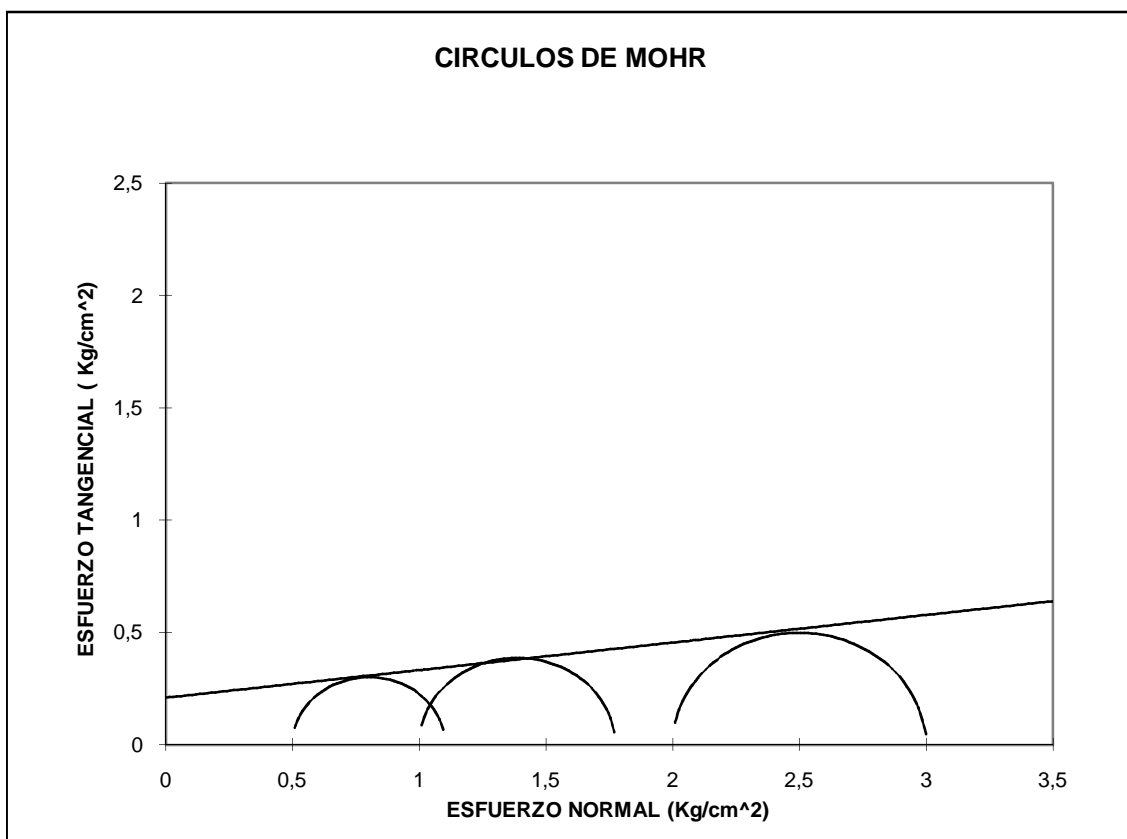


### ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO NO DRENADO

PROYECTO : PLATAFORMA SACHA 63  
 OBRA : CIMENTACIONES  
 UBICACION : SACHA

MUESTRA No : P-2  
 PROFUND. : 1,00-1,50  
 FECHA : AGO-2011

No	$\sigma$ desv. Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>
1	0,60	0,50	1,10	0,30	0,80
2	0,77	1,00	1,77	0,39	1,39
3	1,00	2,00	3,00	0,50	2,50



COHESION (kg/cm <sup>2</sup> )	0,21
FRICCION (GRADOS)	7

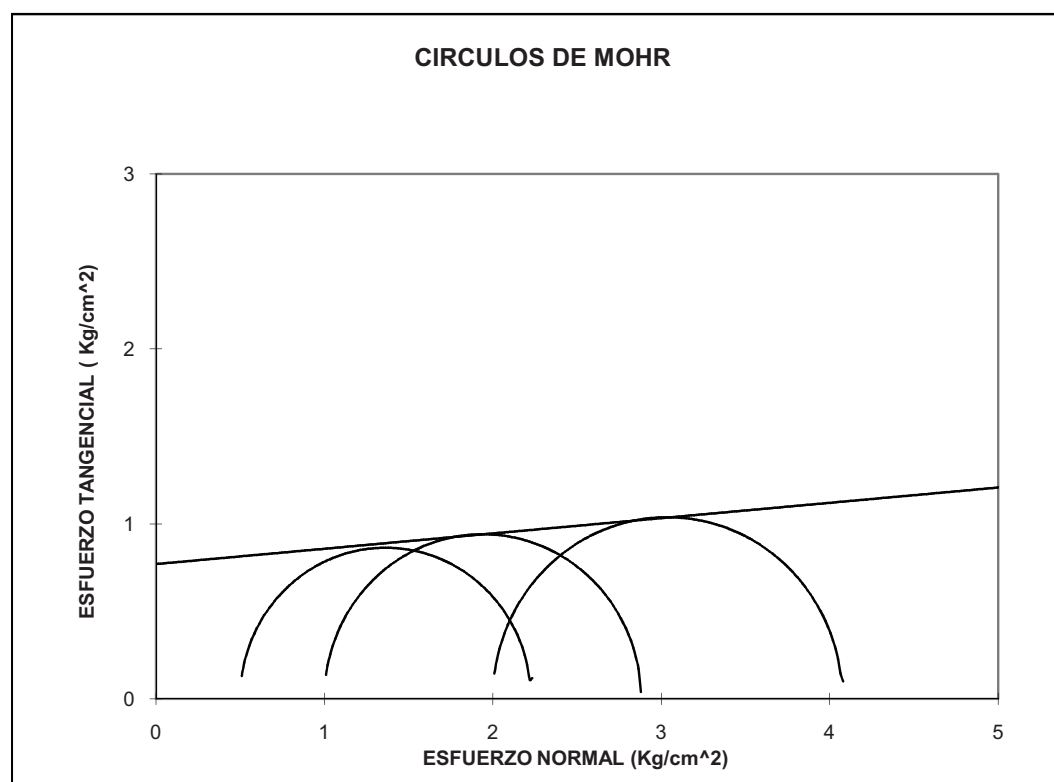
DATOS DE ENSAYO		PROBETA No. 1	PROBETA No. 2	PROBETA No. 3
DIAMETRO MEDIO ( cm )		3,61	3,60	3,61
ALTURA MEDIA ( cm )		6,81	6,82	6,83
HUMEDAD FINAL ( % )		50,61	49,87	49,30
DENSIDAD HUMEDA ( gr/cm <sup>3</sup> )		1,688	1,642	1,779
DENSIDAD SECA ( gr/cm <sup>3</sup> )		1,121	1,095	1,192

## ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO NO DRENADO

PROYECTO : SACHA 270  
 OBRA :  
 UBICACION :

MUESTRA No : P-1  
 PROFUND. : 0,50-1,00m  
 FECHA : AGO-2011

No	$\sigma$ desv. Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>
1	1,73	0,50	2,23	0,86	1,36
2	1,88	1,00	2,88	0,94	1,94
3	2,08	2,00	4,08	1,04	3,04



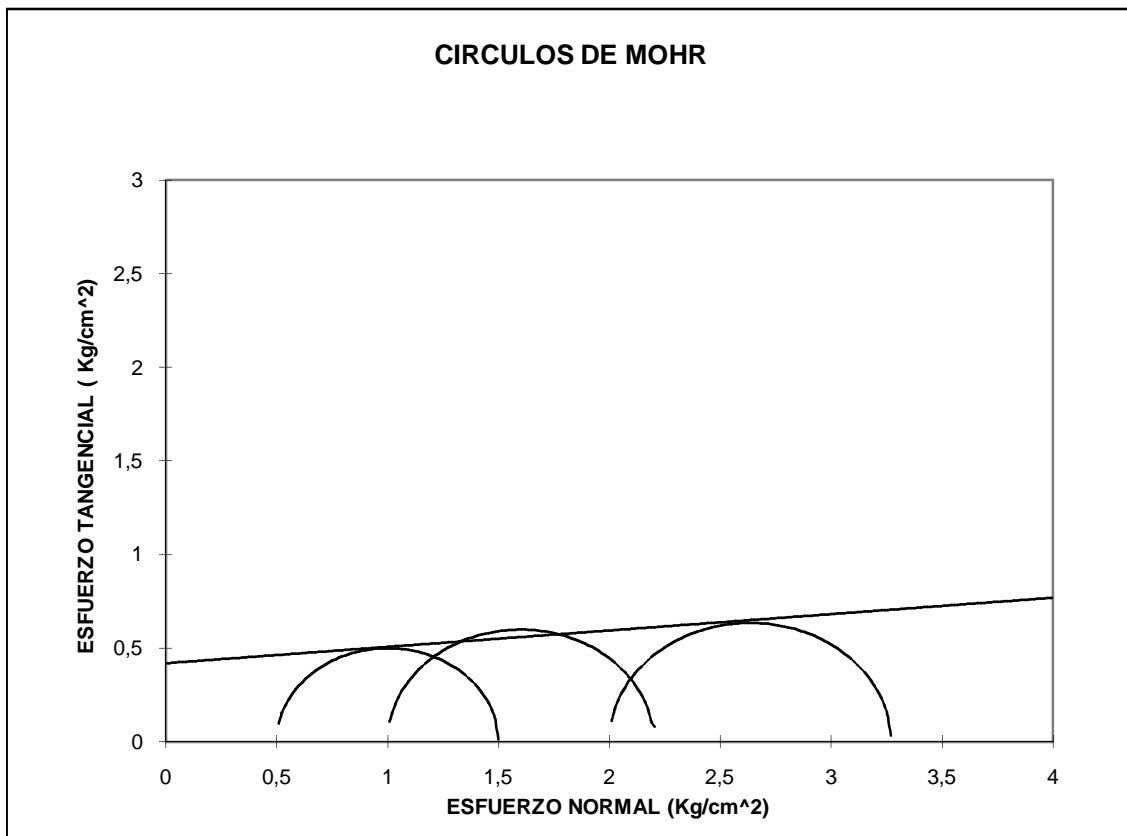
COHESION (kg/cm <sup>2</sup> )	0,77
FRICCION (GRADOS)	5

DATOS DE ENSAYO		PROBETA No. 1	PROBETA No. 2	PROBETA No. 3
DIAMETRO MEDIO	( cm )	3,63	3,63	3,64
ALTURA MEDIA	( cm )	6,82	6,88	6,98
HUMEDAD FINAL	( % )	74,31	76,75	75,18
DENSIDAD HUMEDA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,449	1,434	1,405
DENSIDAD SECA	( gr/cm <sup>3</sup> )	0,832	0,811	0,802

## ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO NO DRENADO

PROYECTO : SACHA 280	MUESTRA No : P3
OBRA : PLATAFORMA 280	PROFUND. : 0,50-1,00
UBICACION : CAMPO SACHA - PROV. DE ORELLANA	FECHA : SEPT/2011

No	$\sigma$ desv. Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>
1	1,00	0,50	1,50	0,50	1,00
2	1,20	1,00	2,20	0,60	1,60
3	1,27	2,00	3,27	0,64	2,64



COHESION (kg/cm <sup>2</sup> )	0,42
FRICCION (GRADOS)	5

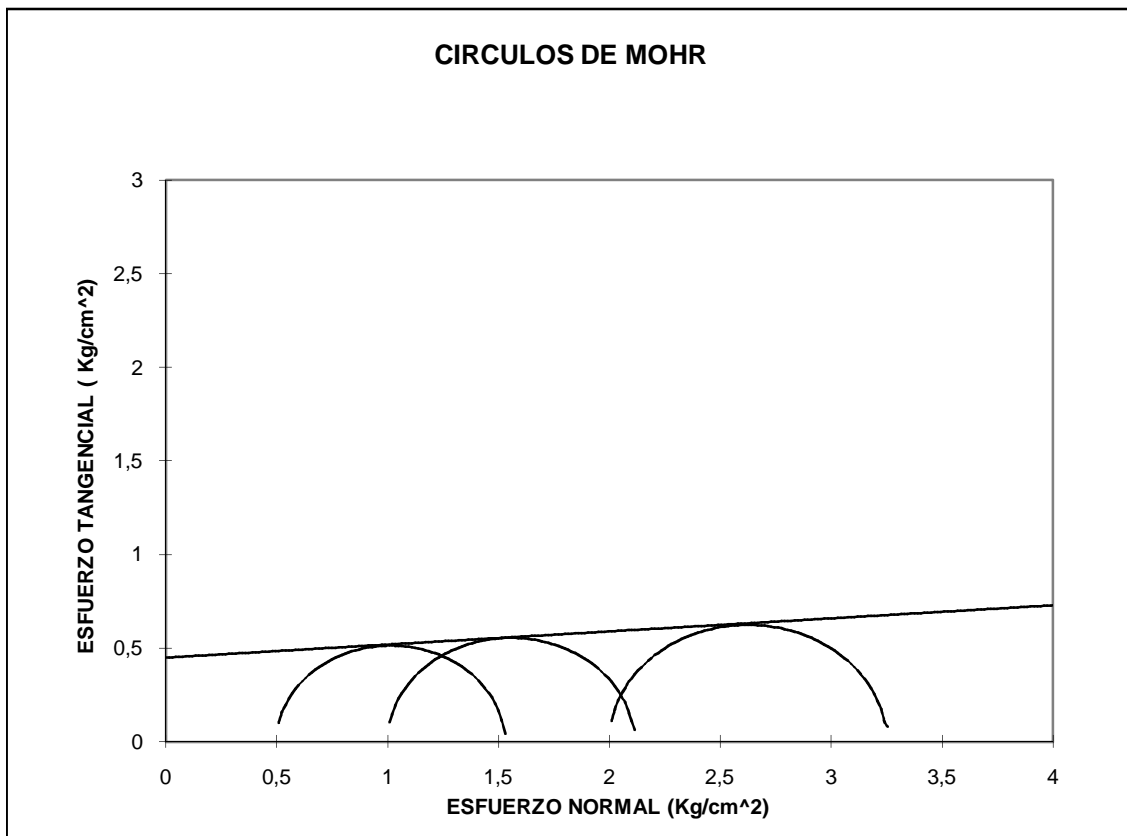
DATOS DE ENSAYO		PROBETA No. 1	PROBETA No. 2	PROBETA No. 3
DIAMETRO MEDIO	( cm )	3,60	3,62	3,60
ALTURA MEDIA	( cm )	6,8	6,81	6,78
HUMEDAD FINAL	( % )	68,71	68,11	68,25
DENSIDAD HUMEDA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,566	1,557	1,546
DENSIDAD SECA	( gr/cm <sup>3</sup> )	0,928	0,926	0,919

## ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO NO DRENADO

PROYECTO : PLATAFORMA CAMPO SACHA 350  
 OBRA : PLATAFORMA  
 UBICACION : CAMPO SACHA - SACHA

MUESTRA No : P1  
 PROFUND. : 0,50-1,10m  
 FECHA : SEPT/2011

No	$\sigma$ desv. Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>
1	1,03	0,50	1,53	0,51	1,01
2	1,11	1,00	2,11	0,56	1,56
3	1,25	2,00	3,25	0,62	2,62



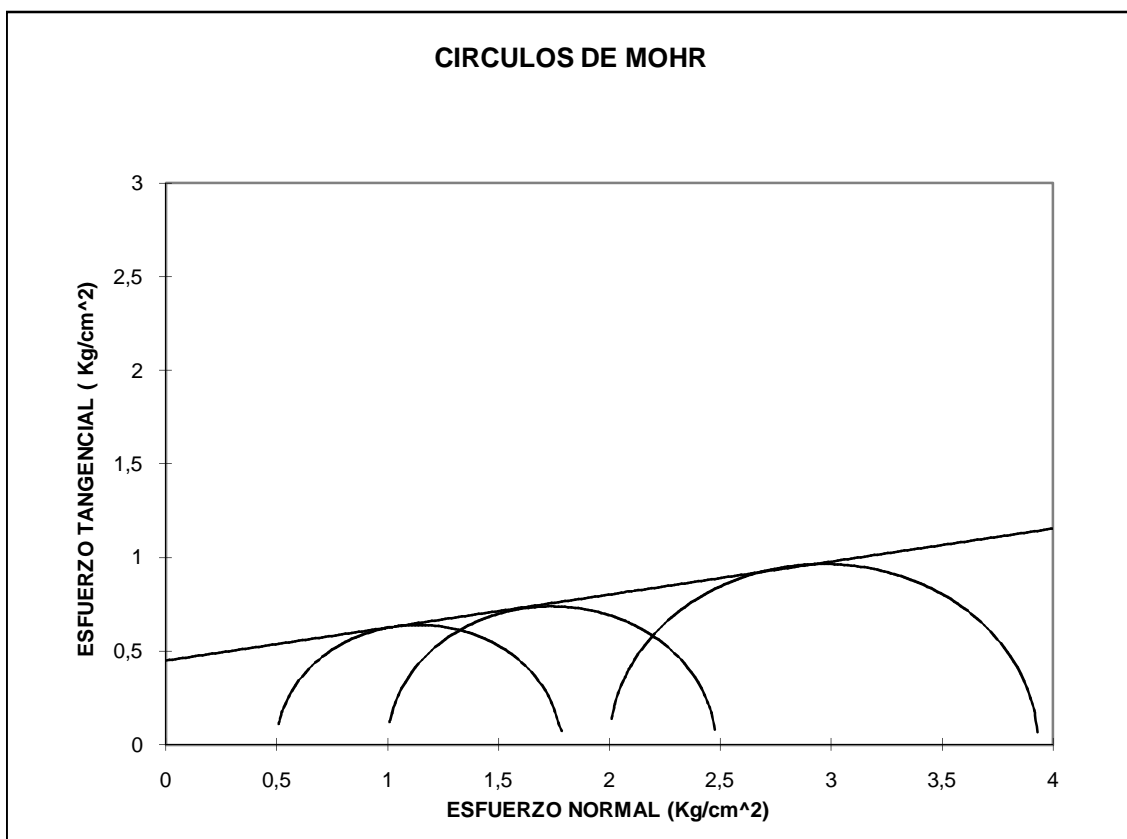
COHESION (kg/cm <sup>2</sup> )	0,45
FRICCION (GRADOS)	4

DATOS DE ENSAYO		PROBETA No. 1	PROBETA No. 2	PROBETA No. 3
DIAMETRO MEDIO	( cm )	3,66	3,66	3,68
ALTURA MEDIA	( cm )	6,79	6,74	6,79
HUMEDAD FINAL	( % )	73,71	73,06	74,87
DENSIDAD HUMEDA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,665	1,605	1,583
DENSIDAD SECA	( gr/cm <sup>3</sup> )	0,958	0,928	0,905

## ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO NO DRENADO

PROYECTO : TANQUE SACHA SUR MUESTRA No : P3  
 OBRA : TANQUE PROFUND. : 0,50-1,00  
 UBICACION : CAMPO SACHA - SUR - PROV. DE ORELLAN/ FECHA : SEPT/2011

No	$\sigma$ desv. Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>
1	1,28	0,50	1,78	0,64	1,14
2	1,48	1,00	2,48	0,74	1,74
3	1,93	2,00	3,93	0,97	2,97



COHESION (kg/cm <sup>2</sup> )	0,45
FRICCION (GRADOS)	10

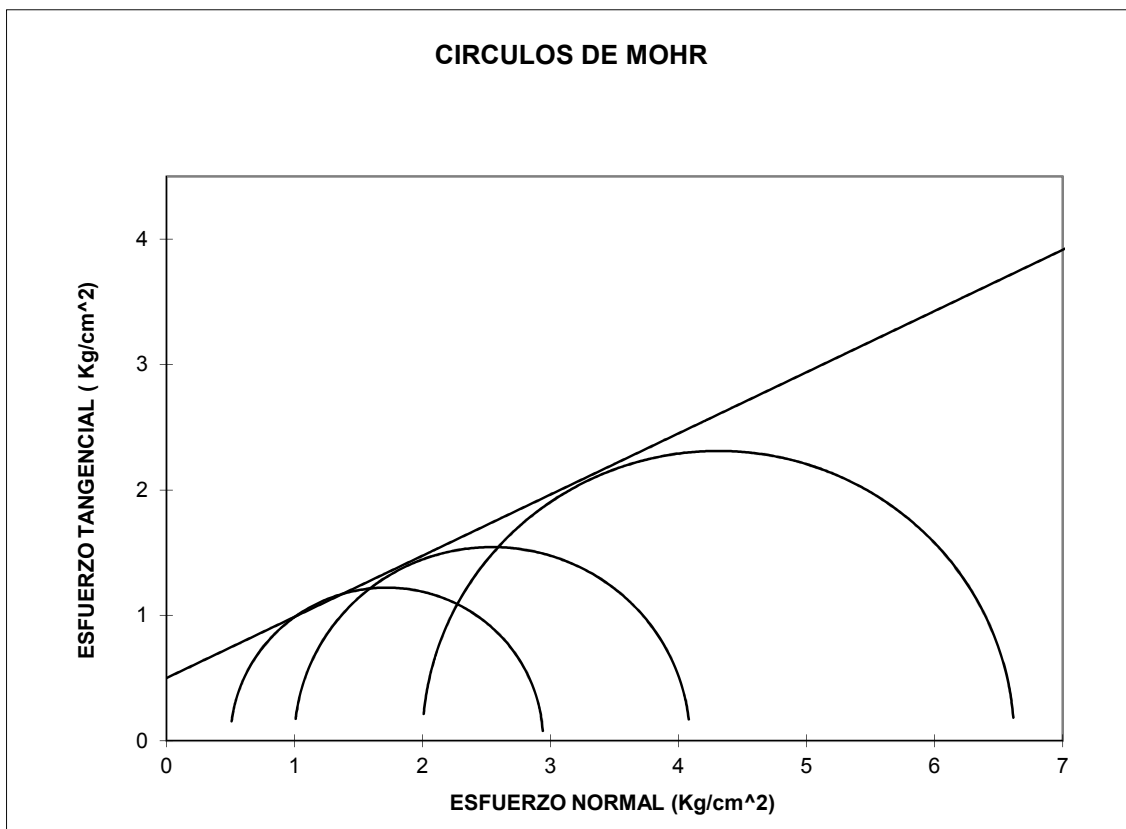
DATOS DE ENSAYO		PROBETA No. 1	PROBETA No. 2	PROBETA No. 3
DIAMETRO MEDIO	( cm )	3,63	3,64	3,65
ALTURA MEDIA	( cm )	6,79	6,74	6,78
HUMEDAD FINAL	( % )	51,35	52,74	51,81
DENSIDAD HUMEDA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,658	1,635	1,782
DENSIDAD SECA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,096	1,071	1,174

## ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO NO DRENADO

PROYECTO : PLAZA DEL BOSQUE  
 OBRA : TALUDES  
 UBICACION :

MUESTRA No : P-2  
 ALTURA : 2,50m  
 FECHA : AGO-2011

No	$\sigma$ desv. Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>
1	2,44	0,50	2,94	1,22	1,72
2	3,09	1,00	4,09	1,54	2,54
3	4,62	2,00	6,62	2,31	4,31



COHESION (kg/cm <sup>2</sup> )	0,5
FRICCION (GRADOS)	26

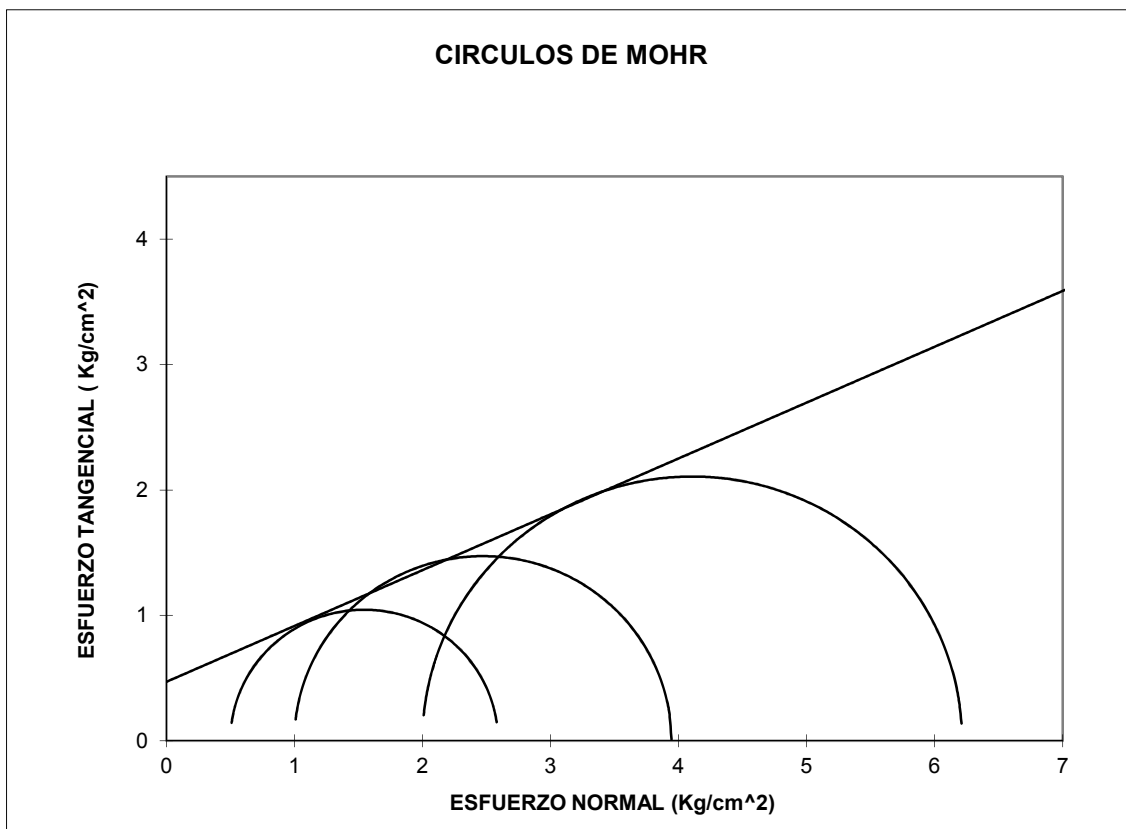
DATOS DE ENSAYO		PROBETA No. 1	PROBETA No. 2	PROBETA No. 3
DIAMETRO MEDIO	( cm )	3,63	3,66	3,59
ALTURA MEDIA	( cm )	6,81	6,78	6,79
HUMEDAD FINAL	( % )	24,33	24,50	24,50
DENSIDAD HUMEDA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,838	1,822	1,888
DENSIDAD SECA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,478	1,464	1,516

## ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO NO DRENADO

PROYECTO : PLAZA DEL BOSQUE  
 OBRA : TALUDES  
 UBICACION :

MUESTRA No : P-3  
 ALTURA : 2,50m  
 FECHA : AGO-2011

No	$\sigma$ desv. Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>
1	2,09	0,50	2,59	1,05	1,55
2	2,95	1,00	3,95	1,47	2,47
3	4,21	2,00	6,21	2,11	4,11



COHESION (kg/cm <sup>2</sup> )	0,47
FRICCION (GRADOS)	24

DATOS DE ENSAYO		PROBETA No. 1	PROBETA No. 2	PROBETA No. 3
DIAMETRO MEDIO	( cm )	3,60	3,58	3,62
ALTURA MEDIA	( cm )	6,72	6,73	6,8
HUMEDAD FINAL	( % )	18,16	18,41	17,03
DENSIDAD HUMEDA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,938	1,992	1,922
DENSIDAD SECA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,640	1,682	1,643

# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

PROYECTO: DESLIZAMIENTO TALUD  
 PROVINCIA: PICHINCHA  
 CIUDAD: QUITO  
 UBICACIÓN: C.CIENFUEGOS - COMITÉ DEL PUEBLO  
 FECHA: octubre-11

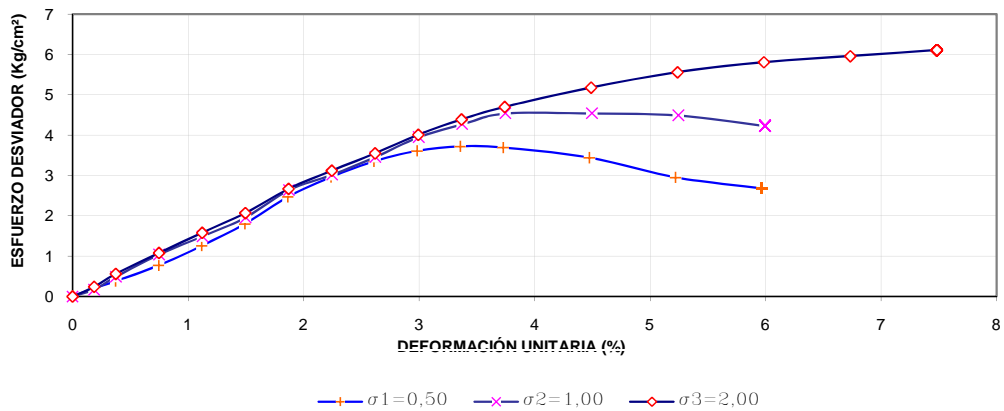
SONDEO

BLOQUE - 1

PROF.  
 TALUD

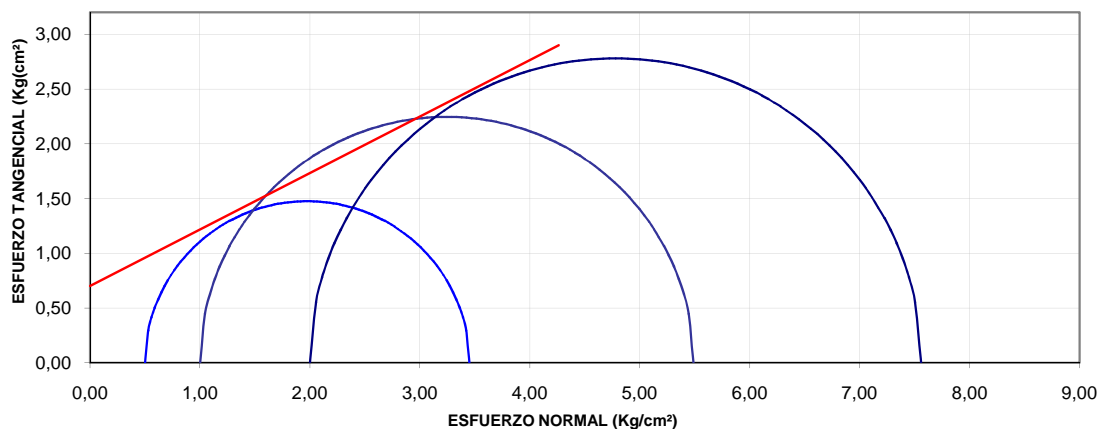
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	σ DESVIADOR (Kg/cm²)	σ3 (Kg/cm²)	σ1 (Kg/cm²)	(σ1-σ3)/2 (Kg/cm²)	(σ1+σ3)/2 (Kg/cm²)
1	2,95	0,50	3,45	1,475	1,975
2	4,49	1,00	5,49	2,245	3,245
3	5,56	2,00	7,56	2,780	4,780

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	8,06	%
PESO UNITARIO :	1,40	(g/cm³)
ANGULO DE FRICCIÓN Ø :	27,3	°
COHESIÓN c :	7,00	(Ton/m²)



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

**PROYECTO:** DESLIZAMIENTO TALUD  
**PROVINCIA:** PICHINCHA  
**CIUDAD:** QUITO  
**UBICACIÓN:** C. FLAVIO ALFARO-ATUCUCHO-QUITO  
**FECHA:** octubre-11

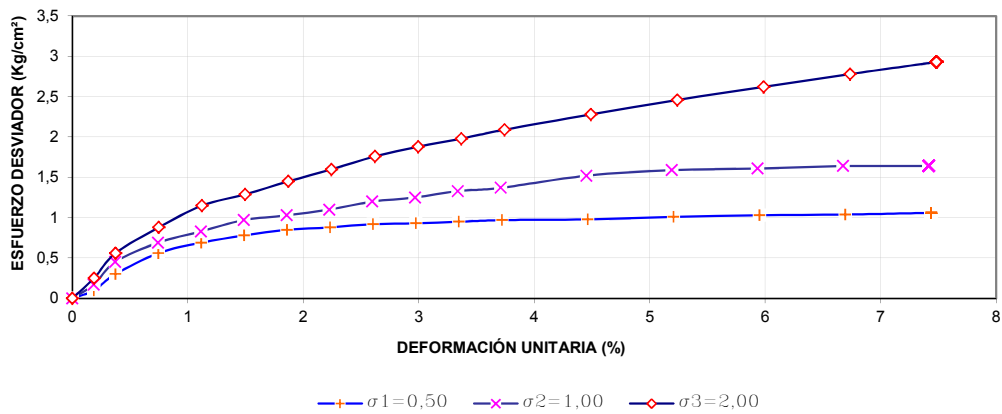
**SONDEO**

**BLOQUE - 1**

**PROF.**  
 TALUD

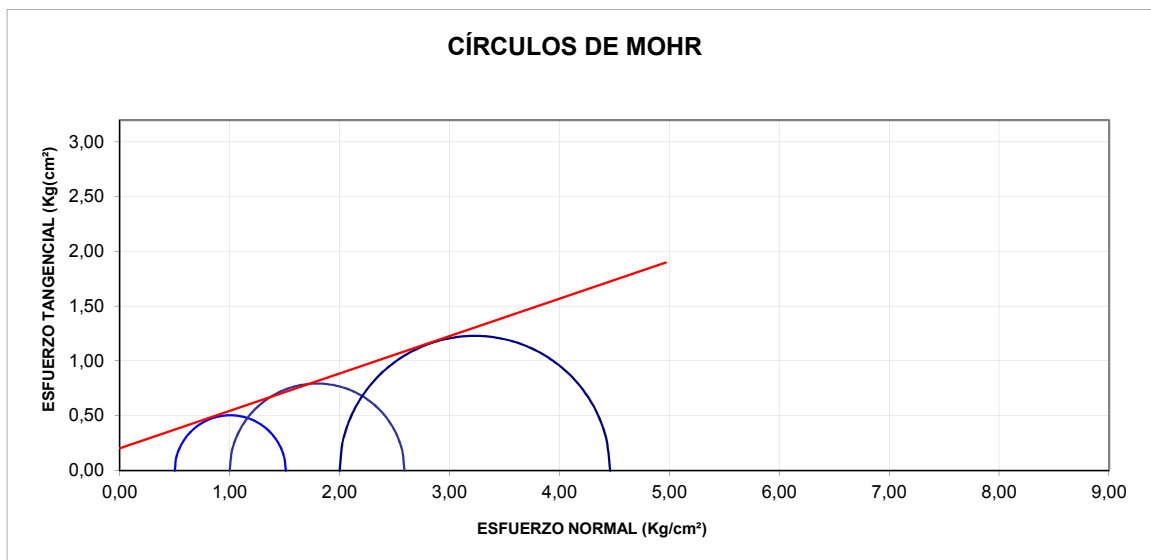
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	$\sigma$ DESVIADOR (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma^3$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma^1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma^1 - \sigma^3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma^1 + \sigma^3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	1,01	0,50	1,51	0,505	1,005
2	1,59	1,00	2,59	0,795	1,795
3	2,46	2,00	4,46	1,230	3,230

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	12,07	%
PESO UNITARIO :	1,56	(g/cm <sup>3</sup> )
ANGULO DE FRICCIÓN $\phi$ :	18,9	°
COHESIÓN c :	2,00	(Ton/m <sup>2</sup> )



# ENSAYO TRIAXIAL UU

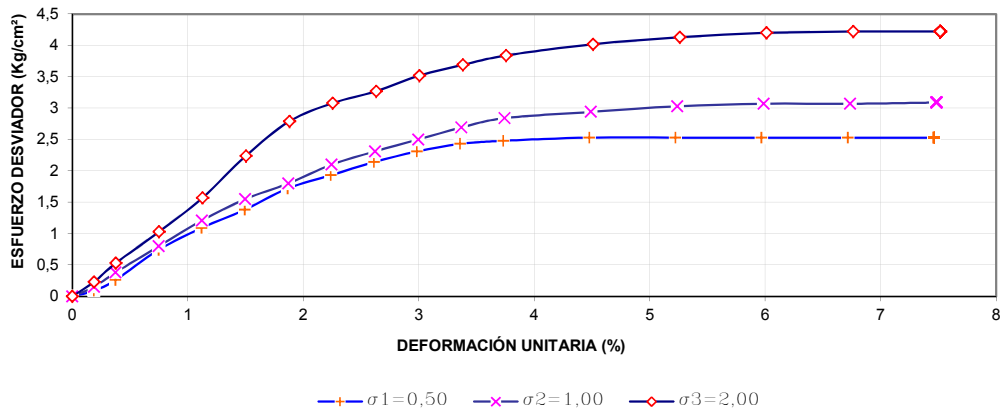
ASTM D 2850

**PROYECTO:** DESLIZAMIENTO TALUD  
**PROVINCIA:** PICHINCHA  
**CIUDAD:** QUITO  
**UBICACIÓN:** PASAJE GERONA - LA FLORESTA  
**FECHA:** octubre-11

**SONDEO**  
**BLOQUE - 1**  
**PROF.**  
**TALUD**

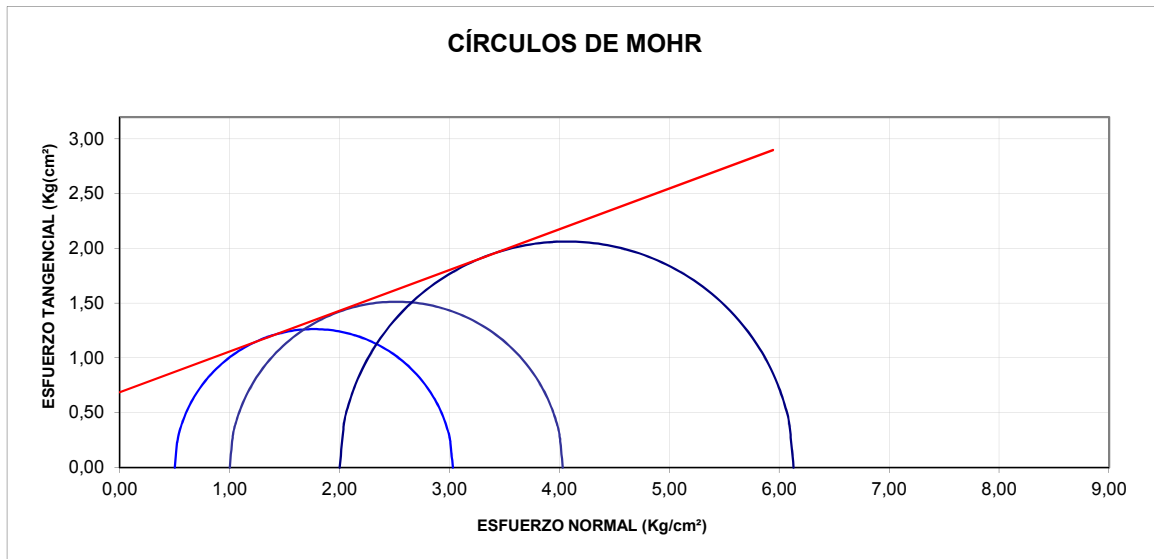
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	$\sigma$ DESVIADOR (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma^3$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma^1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma^1 - \sigma^3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma^1 + \sigma^3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	2,53	0,50	3,03	1,265	1,765
2	3,03	1,00	4,03	1,515	2,515
3	4,13	2,00	6,13	2,065	4,065

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	31,59	%
PESO UNITARIO :	1,72	(g/cm <sup>3</sup> )
ANGULO DE FRICCIÓN $\phi$ :	20,4	°
COHESIÓN c :	6,90	(Ton/m <sup>2</sup> )



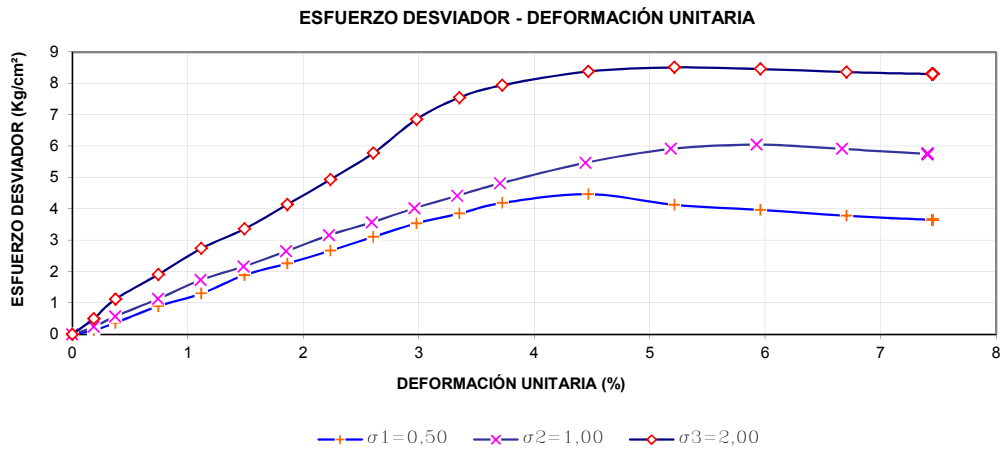
# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

**PROYECTO:** DESLIZAMIENTO TALUD  
**PROVINCIA:** PICHINCHA  
**CIUDAD:** QUITO  
**UBICACIÓN:** TEGUCIGALPA Y NICARAGUA  
**FECHA:** octubre-11

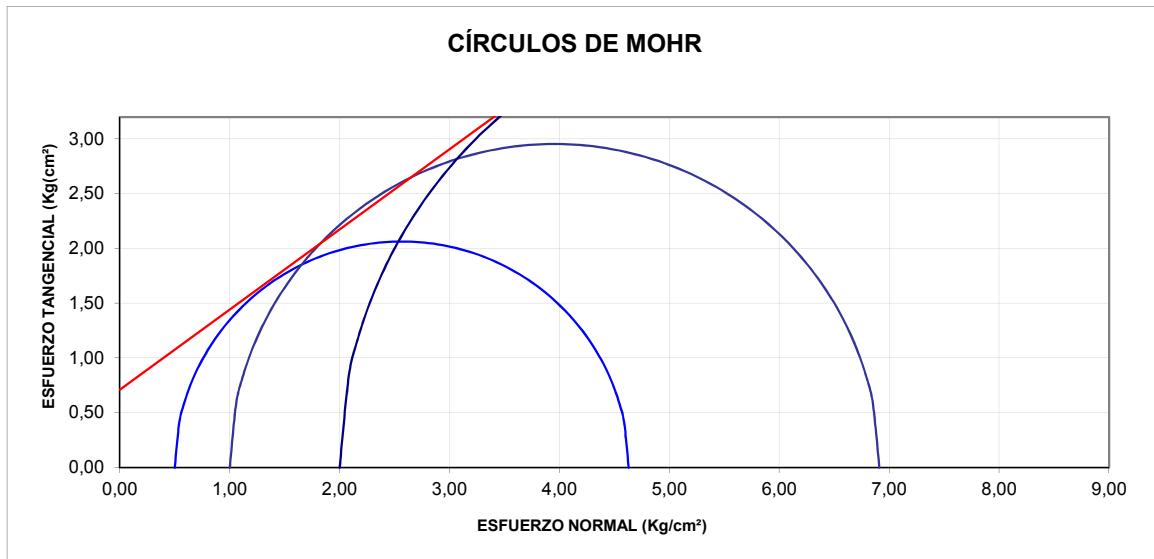
**SONDEO**  
**BLOQUE - 1**  
**PROF.**  
 TALUD

## RESULTADOS



PROBETA	$\sigma$ DESVIADOR (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma^3$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma^1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma^1 - \sigma^3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma^1 + \sigma^3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	4,13	0,50	4,63	2,065	2,565
2	5,91	1,00	6,91	2,955	3,955
3	8,51	2,00	10,51	4,255	6,255

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	17,67	%
PESO UNITARIO :	1,66	(g/cm <sup>3</sup> )
ANGULO DE FRICCIÓN $\phi$ :	36,2	°
COHESIÓN c :	7,10	(Ton/m <sup>2</sup> )



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

**PROYECTO:** MURO  
**PROVINCIA:** PICHINCHA  
**CIUDAD:** QUITO  
**UBICACIÓN:** UPC - CALLE LEGARDA  
**FECHA:** octubre-11

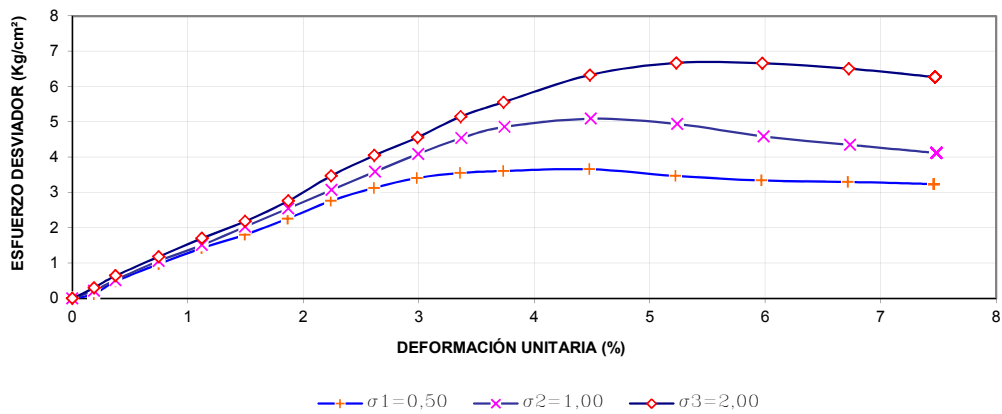
**SONDEO**

**BLOQUE - 1**

**PROF.**  
**TALUD**

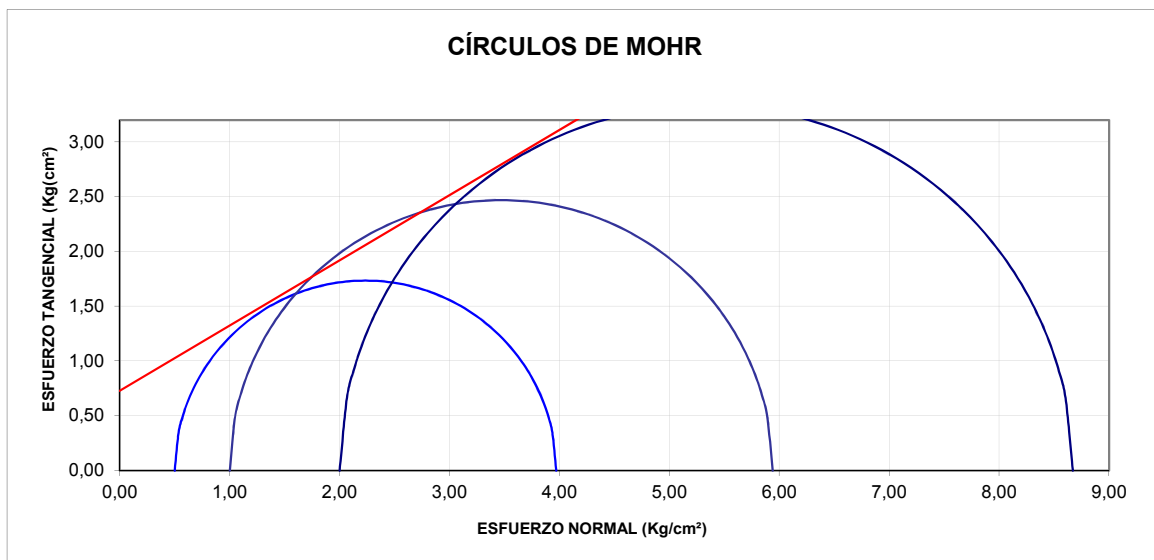
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	$\sigma$ DESVIADOR (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma^3$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma^1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma^1 - \sigma^3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma^1 + \sigma^3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	3,47	0,50	3,97	1,735	2,235
2	4,94	1,00	5,94	2,470	3,470
3	6,67	2,00	8,67	3,335	5,335

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	25,79	%
PESO UNITARIO :	1,81	(g/cm <sup>3</sup> )
ANGULO DE FRICCIÓN $\phi$ :	30,8	°
COHESIÓN c :	7,30	(Ton/m <sup>2</sup> )



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

**PROYECTO:** EDIFICIO DE 4 PISOS - COCHAPAMBA S  
**PROVINCIA:** PICHINCHA  
**CIUDAD:** QUITO  
**UBICACIÓN:** Calle San Francisco de la Pita y Cuarta Transversal  
**FECHA:** enero-12

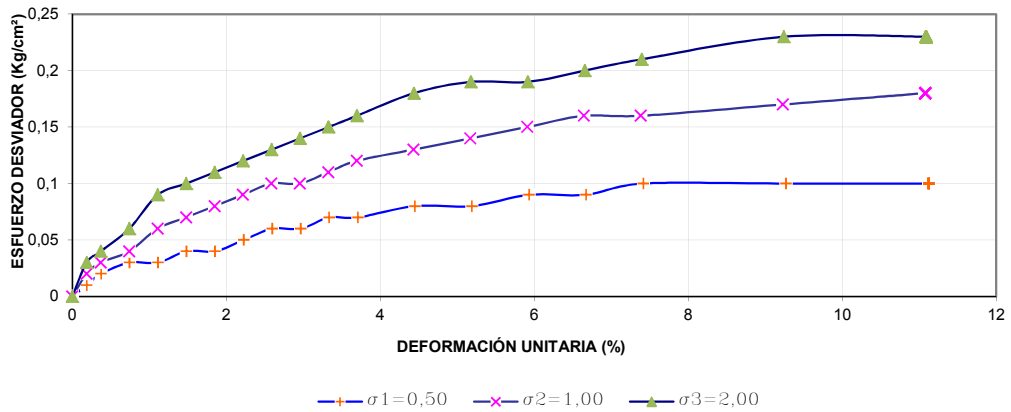
**SONDEO**

**P-3**

**PROF.**  
 2,50 - 3,00 m

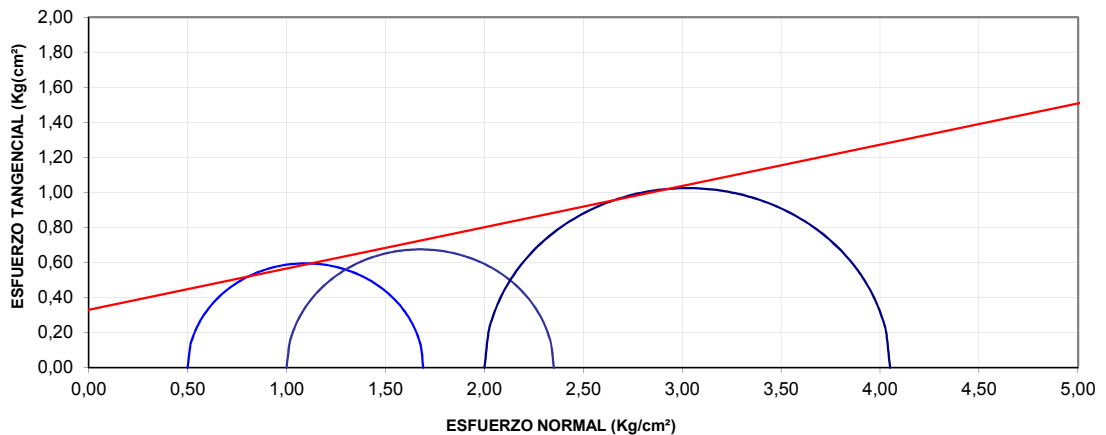
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	$\sigma$ DESVIADOR (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma^3$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma^1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma^1 - \sigma^3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma^1 + \sigma^3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	1,19	0,50	1,69	0,595	1,095
2	1,35	1,00	2,35	0,675	1,675
3	2,05	2,00	4,05	1,025	3,025

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	<b>70,30</b>	%
PESO UNITARIO :	<b>1,62</b>	(g/cm <sup>3</sup> )
ANGULO DE FRICCIÓN $\phi$ :	<b>13,3</b>	°
COHESIÓN c :	<b>3,30</b>	(Ton/m <sup>2</sup> )



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

**PROYECTO:** PUENTE SOBRE EL RÍO SANTA FE  
**PROVINCIA:** SUCUMBIOS  
**CIUDAD:** SUCUMBIOS  
**UBICACIÓN:** CARRETERA PROYECTO - SHUSHUFINDI  
**FECHA:** marzo-12

**SONDEO**

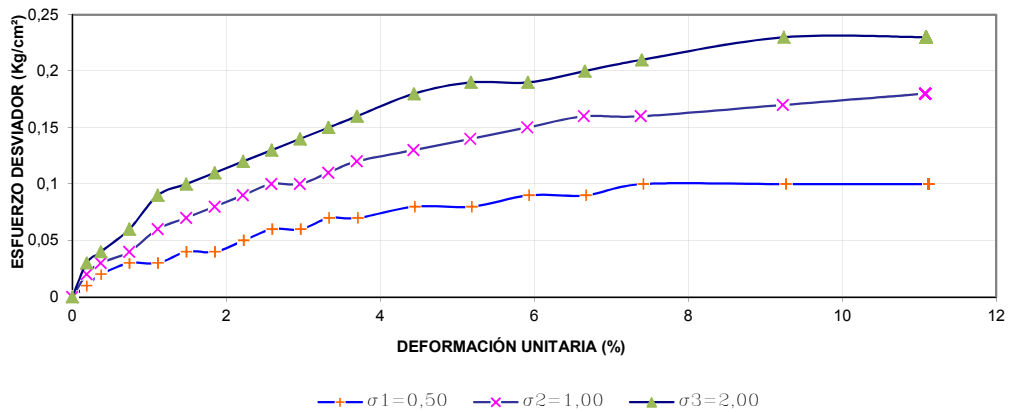
**P-1**

**PROF.**

2,00 - 2,50 m

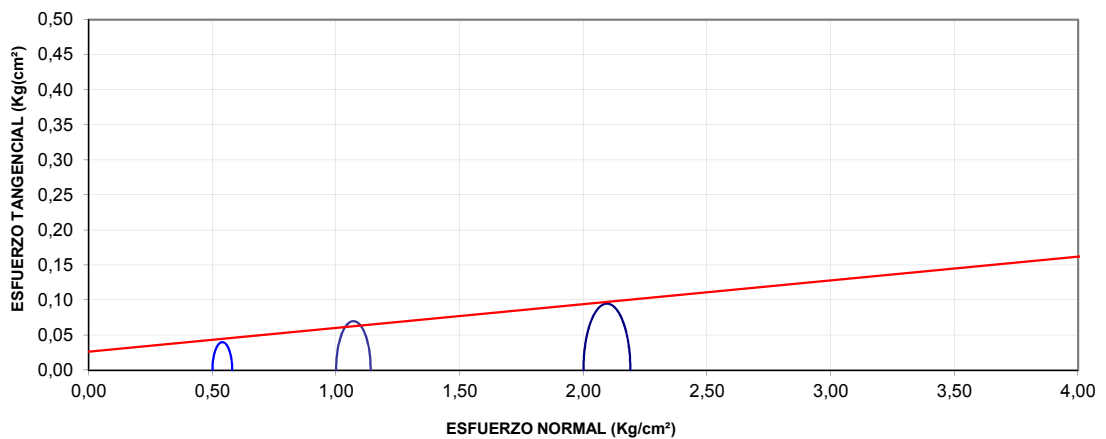
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	$\sigma$ DESVIADOR (Kg/cm²)	$\sigma^3$ (Kg/cm²)	$\sigma^1$ (Kg/cm²)	$(\sigma^1 - \sigma^3)/2$ (Kg/cm²)	$(\sigma^1 + \sigma^3)/2$ (Kg/cm²)
1	0,08	0,50	0,58	0,040	0,540
2	0,14	1,00	1,14	0,070	1,070
3	0,19	2,00	2,19	0,095	2,095

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	<b>70,30</b>	%
PESO UNITARIO :	<b>1,62</b>	(g/cm³)
ANGULO DE FRICCIÓN $\phi$ :	<b>1,9</b>	°
COHESIÓN c :	<b>0,30</b>	(Ton/m²)



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

**PROYECTO:** EDIFICIO ITSEI  
**PROVINCIA:** PICHINCHA  
**CIUDAD:** QUITO  
**UBICACIÓN:** Calle Fernando Ayarza y Av. Eloy Alfaro  
**FECHA:** febrero-12

**SONDEO**

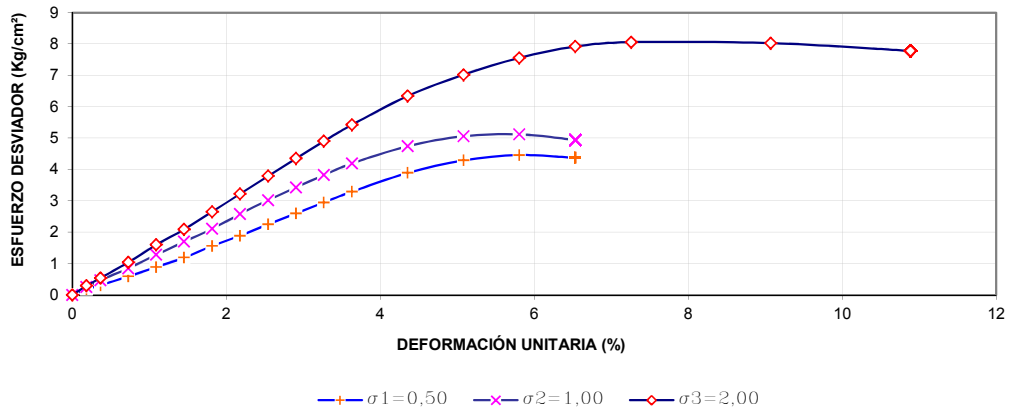
**P-1**

**PROF.**

2,50 - 3,00 m

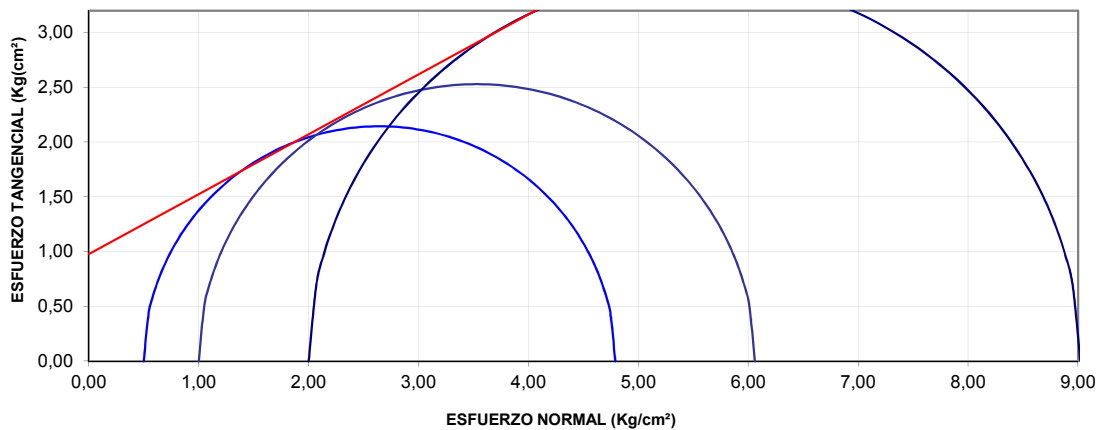
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	$\sigma$ DESVIADOR (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma^3$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma^1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma^1 - \sigma^3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma^1 + \sigma^3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	4,29	0,50	4,79	2,145	2,645
2	5,06	1,00	6,06	2,530	3,530
3	7,02	2,00	9,02	3,510	5,510

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	<b>23,19</b>	%
PESO UNITARIO :	<b>1,88</b>	(g/cm <sup>3</sup> )
ANGULO DE FRICCIÓN $\phi$ :	<b>28,7</b>	°
COHESIÓN c :	<b>9,80</b>	(Ton/m <sup>2</sup> )



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

PROYECTO: EDIFICIO ALEM  
 PROVINCIA: PICHINCHA  
 CIUDAD: QUITO  
 UBICACIÓN: Calle Gaspar de Carvajal N30-53  
 FECHA: febrero-12

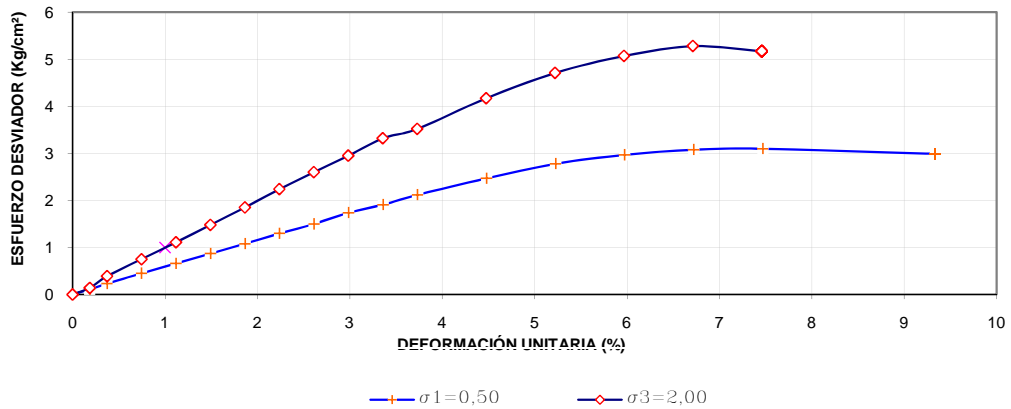
SONDEO

P-1

PROF.  
 2,00 - 2,50

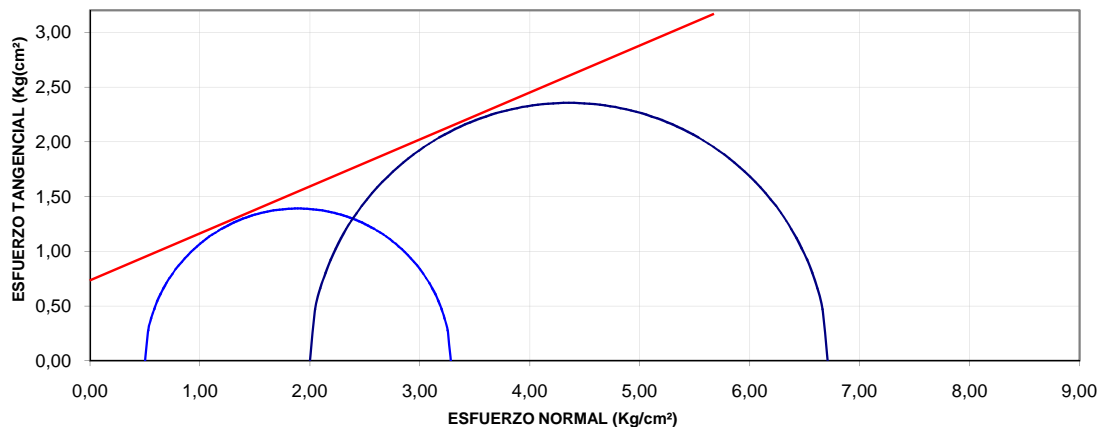
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	$\sigma$ DESVIADOR (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_3$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	2,78	0,50	3,28	1,390	1,890
2	4,71	2,00	6,71	2,355	4,355

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	21,50	%
PESO UNITARIO :	1,98	(g/cm <sup>3</sup> )
ANGULO DE FRICCIÓN $\phi$ :	23,0	°
COHESIÓN c :	7,00	(Ton/m <sup>2</sup> )





# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

PROYECTO: EDIFICIO ALEM  
 PROVINCIA: PICHINCHA  
 CIUDAD: QUITO  
 UBICACIÓN: Calle Gaspar de Carvajal N30-53  
 FECHA: febrero-12

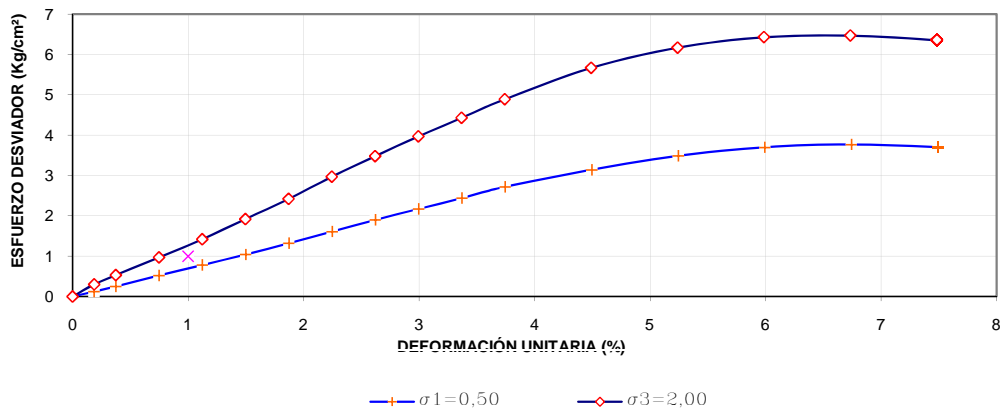
SONDEO

P-2

PROF.  
3,00 - 3,50

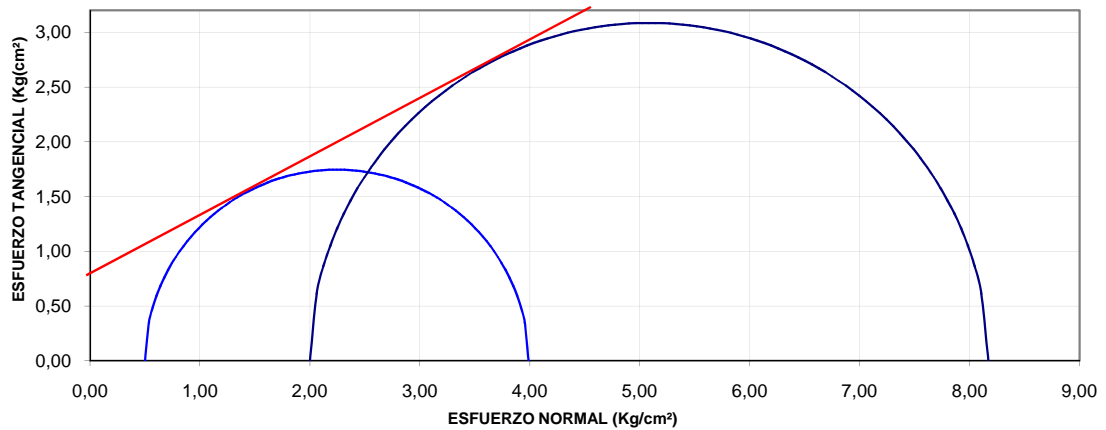
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	$\sigma$ DESVIADOR (Kg/cm²)	$\sigma_3$ (Kg/cm²)	$\sigma_1$ (Kg/cm²)	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ (Kg/cm²)	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ (Kg/cm²)
1	3,49	0,50	3,99	1,745	2,245
2	6,17	2,00	8,17	3,085	5,085
3					

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	21,10	%
PESO UNITARIO :	2,01	(g/cm³)
ANGULO DE FRICCIÓN $\phi$ :	28,0	°
COHESIÓN c :	8,00	(Ton/m²)



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

**PROYECTO:** PUENTE SOBRE EL RÍO SANTA FE  
**PROVINCIA:** SUCUMBIOS  
**CIUDAD:** SUCUMBIOS  
**UBICACIÓN:** CARRETERA PROYECTO - SHUSHUFINDI  
**FECHA:** marzo-12  
**MARGEN DERECHA**

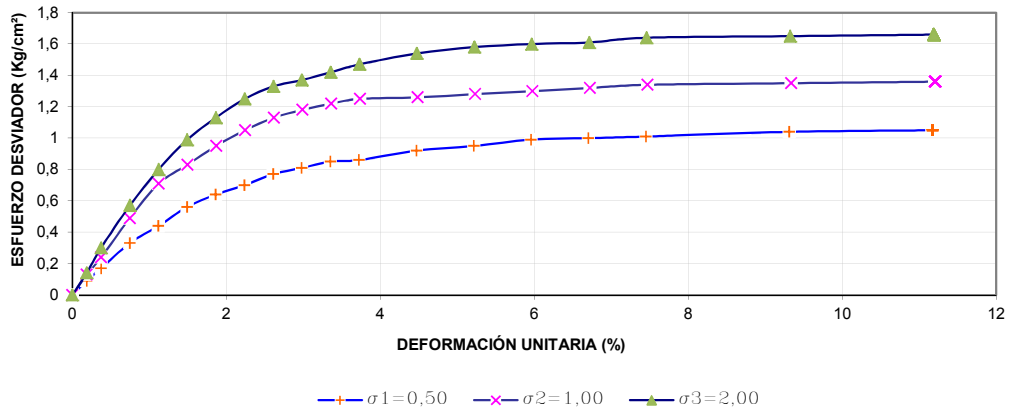
SONDEO

**Bloque-1**

PROF.

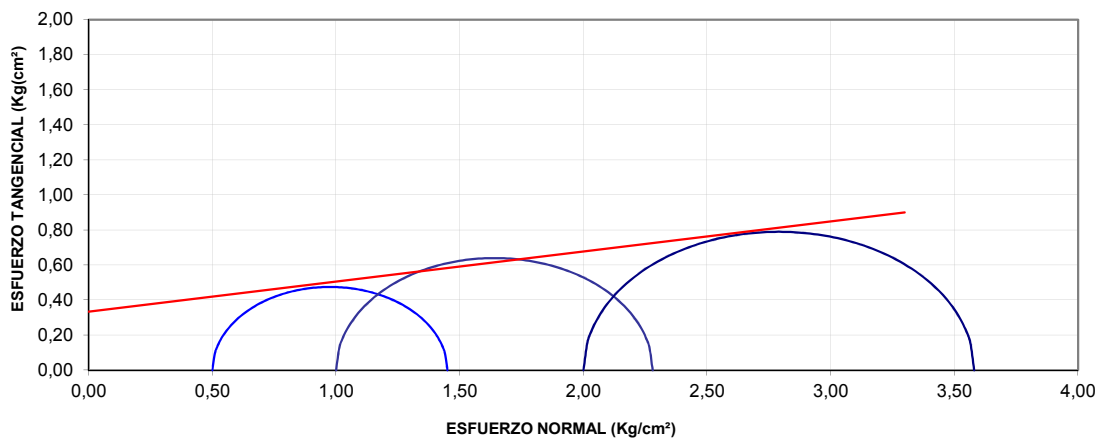
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	$\sigma$ DESVIADOR (Kg/cm²)	$\sigma^3$ (Kg/cm²)	$\sigma^1$ (Kg/cm²)	$(\sigma^1 - \sigma^3)/2$ (Kg/cm²)	$(\sigma^1 + \sigma^3)/2$ (Kg/cm²)
1	0,95	0,50	1,45	0,475	0,975
2	1,28	1,00	2,28	0,640	1,640
3	1,58	2,00	3,58	0,790	2,790

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	<b>46,52</b>	%
PESO UNITARIO :	<b>1,71</b>	(g/cm³)
ANGULO DE FRICCIÓN $\phi$ :	<b>9,7</b>	°
COHESIÓN c :	<b>3,30</b>	(Ton/m²)



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

**PROYECTO:** REHABILITACIÓN PLAZA 15 DE MAYO  
**PROVINCIA:** BOLÍVAR  
**CIUDAD:** GUARANDA  
**UBICACIÓN:** PLAZA 15 DE MAYO  
**FECHA:** junio-12

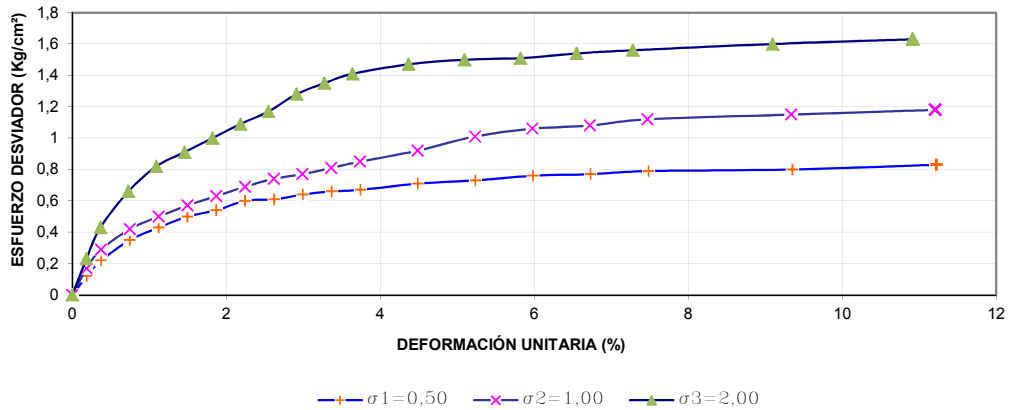
**SONDEO**

**P-1**

**PROF.**  
 3.50 - 4.00 m

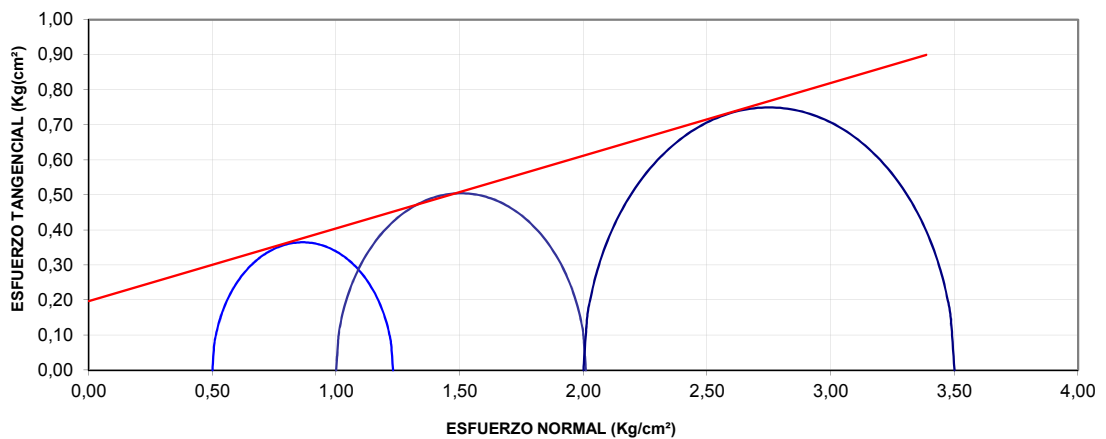
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	σ DESVIADOR (Kg/cm²)	σ <sup>3</sup> (Kg/cm²)	σ <sup>1</sup> (Kg/cm²)	(σ <sup>1</sup> -σ <sup>3</sup> )/2 (Kg/cm²)	(σ <sup>1</sup> +σ <sup>3</sup> )/2 (Kg/cm²)
1	0,73	0,50	1,23	0,365	0,865
2	1,01	1,00	2,01	0,505	1,505
3	1,50	2,00	3,50	0,750	2,750

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	<b>49,18</b>	%
PESO UNITARIO :	<b>1,55</b>	(g/cm³)
ANGULO DE FRICCIÓN φ :	<b>11,7</b>	°
COHESIÓN c :	<b>2,00</b>	(Ton/m²)



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

**PROYECTO:** REHABILITACIÓN PLAZA 15 DE MAYO  
**PROVINCIA:** BOLÍVAR  
**CIUDAD:** GUARANDA  
**UBICACIÓN:** PLAZA 15 DE MAYO  
**FECHA:** junio-12

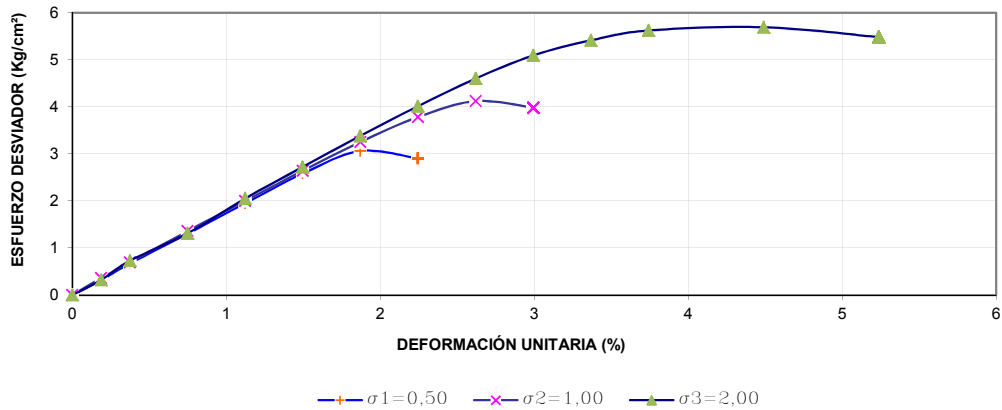
SONDEO

**BLOQUE 1**

PROF.

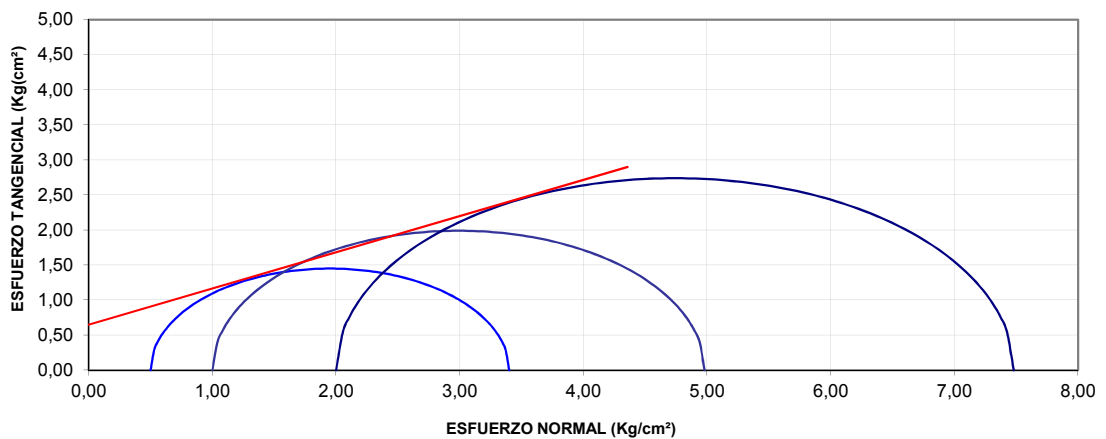
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	$\sigma$ DESVIADOR (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma^3$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma^1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma^1 - \sigma^3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma^1 + \sigma^3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	2,90	0,50	3,40	1,450	1,950
2	3,98	1,00	4,98	1,990	2,990
3	5,48	2,00	7,48	2,740	4,740

## CÍRCULOS DE MOHR



### RESULTADOS

HUMEDAD :	<b>34,99</b>	%
PESO UNITARIO :	<b>1,66</b>	(g/cm <sup>3</sup> )
ANGULO DE FRICCIÓN $\phi$ :	<b>27,3</b>	°
COHESIÓN c :	<b>6,50</b>	(Ton/m <sup>2</sup> )



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

PROYECTO: EDIFICIO DE LA JUDICATURA  
 PROVINCIA: MANABI  
 CIUDAD: MANTA  
 UBICACIÓN: VIA DEL SPONDYLUS - MANTA  
 FECHA: 8 de junio del 2012

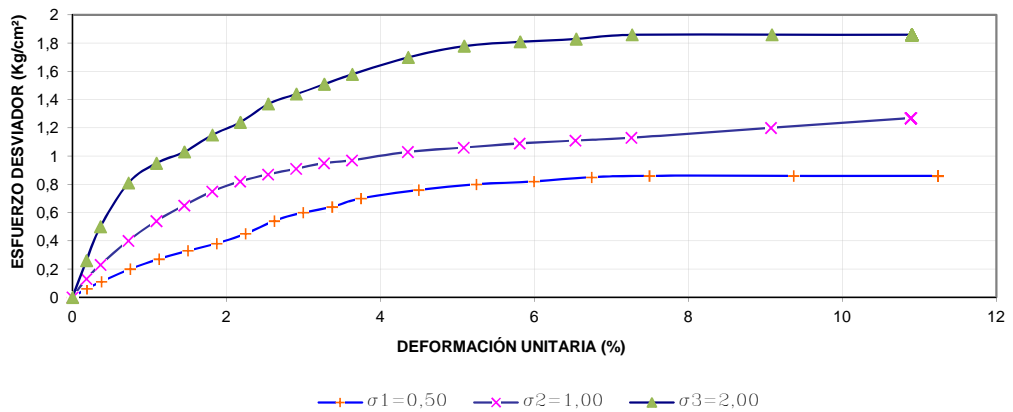
SONDEO

P-2

PROF.  
5,50 - 6,00 m.

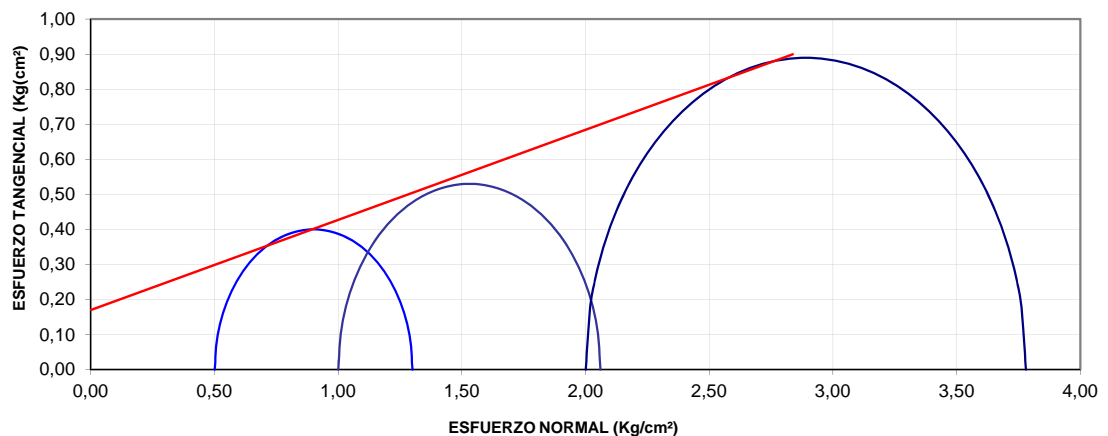
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	σ DESVIADOR (Kg/cm²)	σ <sub>3</sub> (Kg/cm²)	σ <sub>1</sub> (Kg/cm²)	(σ <sub>1</sub> -σ <sub>3</sub> )/2 (Kg/cm²)	(σ <sub>1</sub> +σ <sub>3</sub> )/2 (Kg/cm²)
1	0,80	0,50	1,30	0,400	0,900
2	1,06	1,00	2,06	0,530	1,530
3	1,78	2,00	3,78	0,890	2,890

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	33,07	%
PESO UNITARIO :	1,78	(g/cm³)
ANGULO DE FRICCIÓN Ø :	14,4	°
COHESIÓN c :	1,70	(Ton/m²)



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

**PROYECTO:** EDIFICIO DE LA JUDICATURA  
**PROVINCIA:** MANABI  
**CIUDAD:** MANTA  
**UBICACIÓN:** VIA DEL SPONDYLUS - MANTA  
**FECHA:** 8 de junio del 2012

**SONDEO**

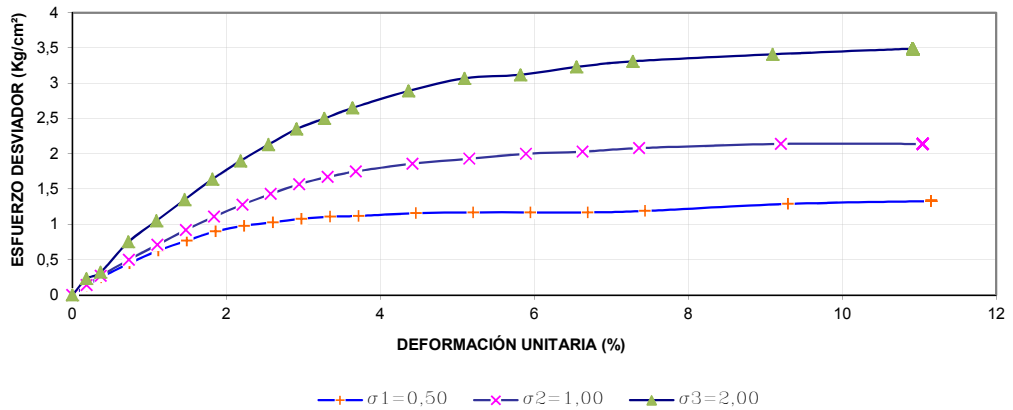
**P-3**

**PROF.**

3.50 - 4.0m

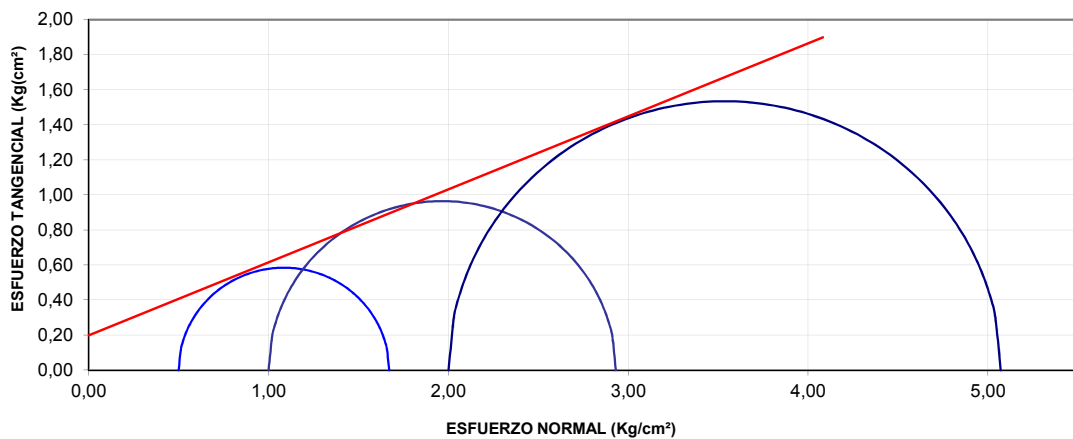
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	$\sigma$ DESVIADOR (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma^3$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma^1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma^1 - \sigma^3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma^1 + \sigma^3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	1,17	0,50	1,67	0,585	1,085
2	1,93	1,00	2,93	0,965	1,965
3	3,07	2,00	5,07	1,535	3,535

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	36,12	%
PESO UNITARIO :	1,63	(g/cm <sup>3</sup> )
ANGULO DE FRICCIÓN $\phi$ :	22,6	°
COHESIÓN c :	2,00	(Ton/m <sup>2</sup> )

## Ensayo de Compresión Triaxial no Consolidado no Drenado (U.U)

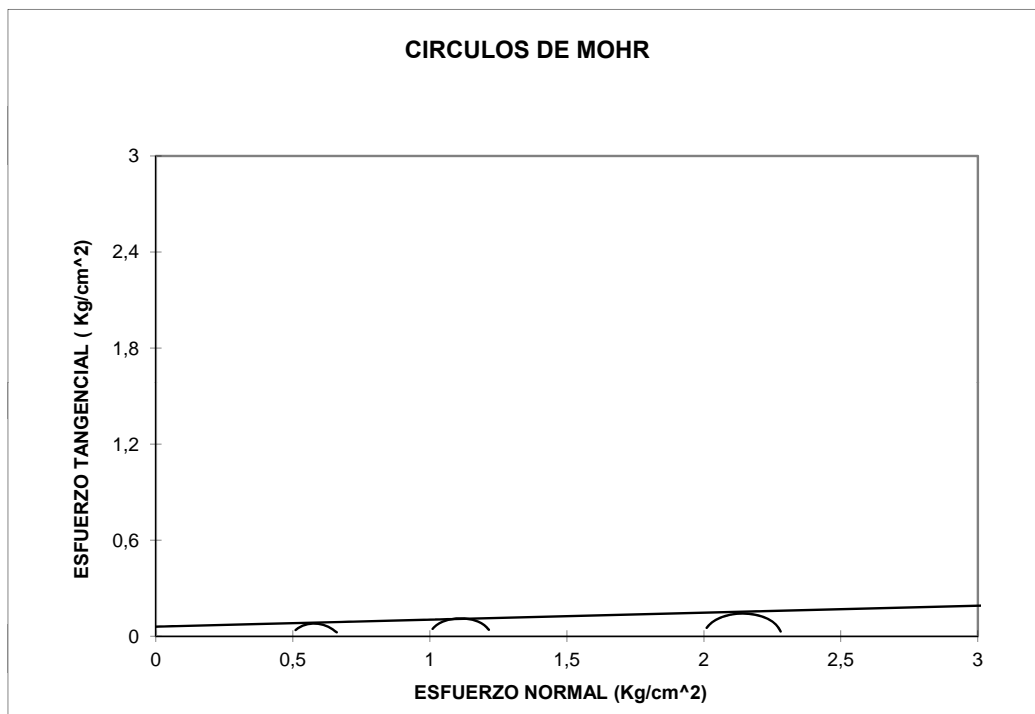
**ASTM D-2850**



<b>SOLICITADO POR :</b>	ARQ. CHRISTIAN REINOSO	<b>PERFORACIÓN :</b>	P - 1
<b>PROYECTO :</b>	EDIFICIO DE LA JUDICATURA DE MACHALA	<b>MUESTRA:</b>	2,50
<b>OBRA:</b>	EDIFICIO DE LA JUDICATURA DE MACHALA	<b>PROFUNDIDAD :</b>	2,50 - 2,95
<b>LOCALIZACIÓN :</b>	MACHALA - PROV. EL ORO		SHELBY
<b>FECHA:</b>	15 de agosto del 2012		

No	$\sigma$ desv.	$\sigma 3$	$\sigma 1$	$(\sigma 1 - \sigma 3)/2$	$(\sigma 1 + \sigma 3)/2$
	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>
1	0,16	0,50	0,66	0,08	0,58
2	0,22	1,00	1,22	0,11	1,11
3	0,28	2,00	2,28	0,14	2,14

### CIRCULOS DE MOHR



COHESION (kg/cm <sup>2</sup> )	0,06
FRICCION (GRADOS)	2,5

DATOS DE ENSAYO		PROBETA	PROBETA	PROBETA
		No. 1	No. 2	No. 3
DIAMETRO MEDIO	( cm )	3,602	3,570	3,523
ALTURA MEDIA	( cm )	6,850	6,790	6,800
HUMEDAD FINAL	( % )	49,398	49,914	49,232
DENSIDAD HUMEDA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,723	1,808	1,847
DENSIDAD SECA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,154	1,206	1,238



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

PROYECTO: MEGAPARQUE CIUDAD CANELA  
 PROVINCIA: PASTAZA  
 CIUDAD: EL PUYO  
 UBICACIÓN: EL PUYO  
 FECHA: octubre-12

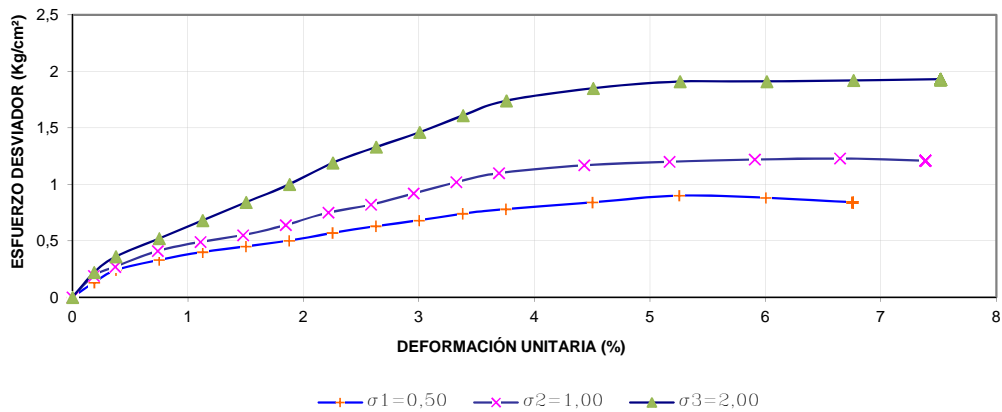
SONDEO

P-1

PROF.  
4,50 - 5,00 m

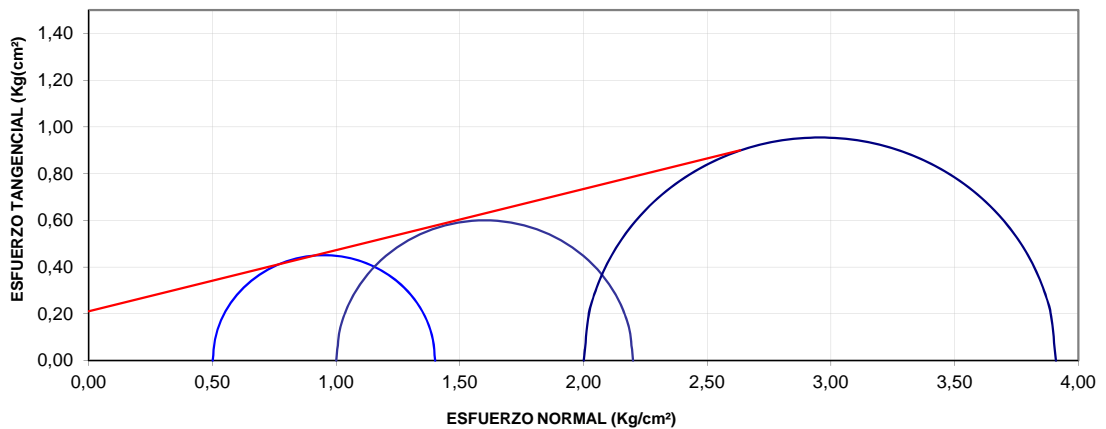
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	σ DESVIADOR (Kg/cm²)	σ <sub>3</sub> (Kg/cm²)	σ <sub>1</sub> (Kg/cm²)	(σ <sub>1</sub> -σ <sub>3</sub> )/2 (Kg/cm²)	(σ <sub>1</sub> +σ <sub>3</sub> )/2 (Kg/cm²)
1	0,90	0,50	1,40	0,450	0,950
2	1,20	1,00	2,20	0,600	1,600
3	1,91	2,00	3,91	0,955	2,955

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	53,62	%
PESO UNITARIO :	1,74	(g/cm³)
ANGULO DE FRICCIÓN Ø :	14,7	°
COHESIÓN c :	2,10	(Ton/m²)





# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

PROYECTO: MEGAPARQUE CIUDAD CANELA  
 PROVINCIA: PASTAZA  
 CIUDAD: EL PUYO  
 UBICACIÓN: EL PUYO  
 FECHA: octubre-12

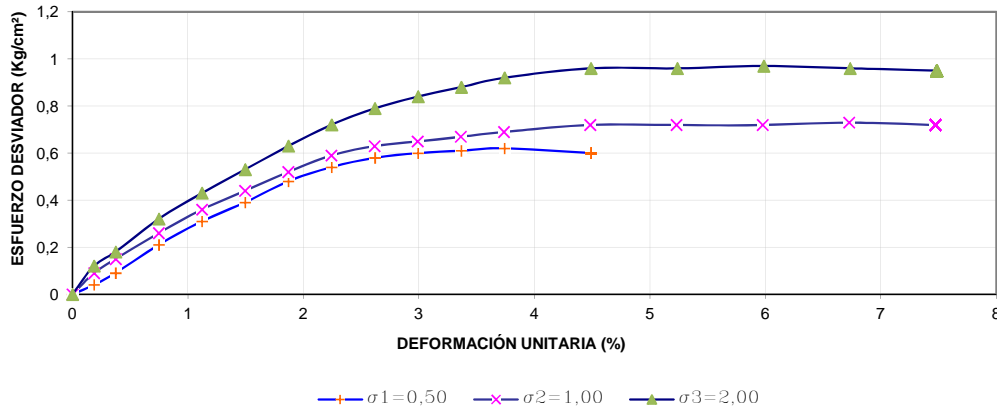
SONDEO

P-4

PROF.  
2,50 - 3,00 m

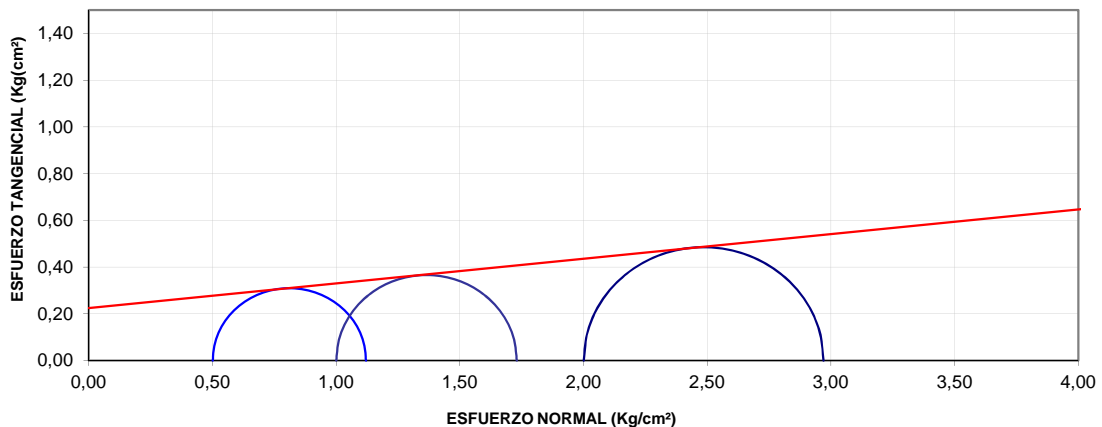
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	σ DESVIADOR (Kg/cm²)	σ <sub>3</sub> (Kg/cm²)	σ <sub>1</sub> (Kg/cm²)	(σ <sub>1</sub> -σ <sub>3</sub> )/2 (Kg/cm²)	(σ <sub>1</sub> +σ <sub>3</sub> )/2 (Kg/cm²)
1	0,62	0,50	1,12	0,310	0,810
2	0,73	1,00	1,73	0,365	1,365
3	0,97	2,00	2,97	0,485	2,485

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

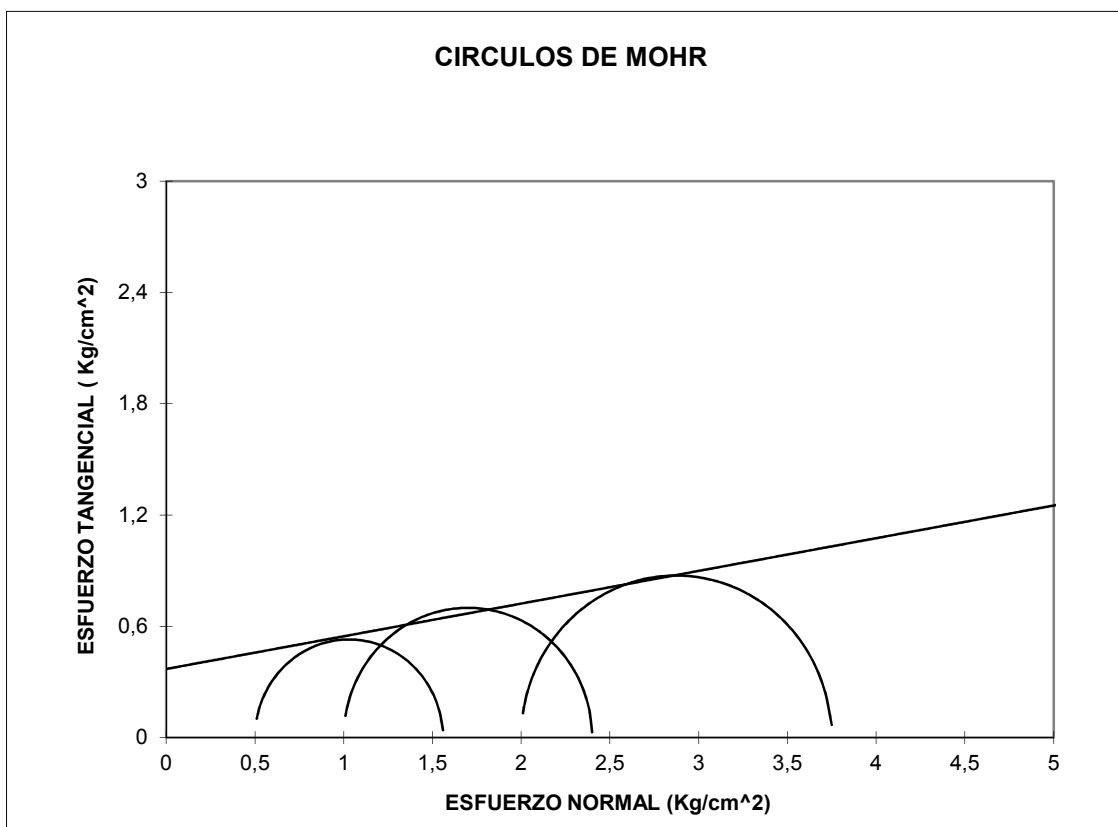
HUMEDAD :	167,51	%
PESO UNITARIO :	1,27	(g/cm³)
ANGULO DE FRICCIÓN Ø :	6,0	°
COHESIÓN c :	2,30	(Ton/m²)

## ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO NO DRENADO

PROYECTO : JUDICATURA DE SANTO DOMINGO  
 OBRA : ZITRO  
 UBICACION : SANTO DOMINGO

MUESTRA No : P1  
 PROFUND. : 3,50m.  
 FECHA : AGOSTO/12

No	$\sigma$ desv. Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>
1	1,06	0,50	1,56	0,53	1,03
2	1,40	1,00	2,40	0,70	1,70
3	1,75	2,00	3,75	0,87	2,87



COHESION (kg/cm <sup>2</sup> )	0,37
FRICCION (GRADOS)	10

DATOS DE ENSAYO		PROBETA No. 1	PROBETA No. 2	PROBETA No. 3
DIAMETRO MEDIO	( cm )	3,56	3,62	3,67
ALTURA MEDIA	( cm )	6,78	6,75	6,79
HUMEDAD FINAL	( % )	111,40	111,50	111,72
DENSIDAD HUMEDA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,373	1,330	1,339
DENSIDAD SECA	( gr/cm <sup>3</sup> )	0,650	0,629	0,632

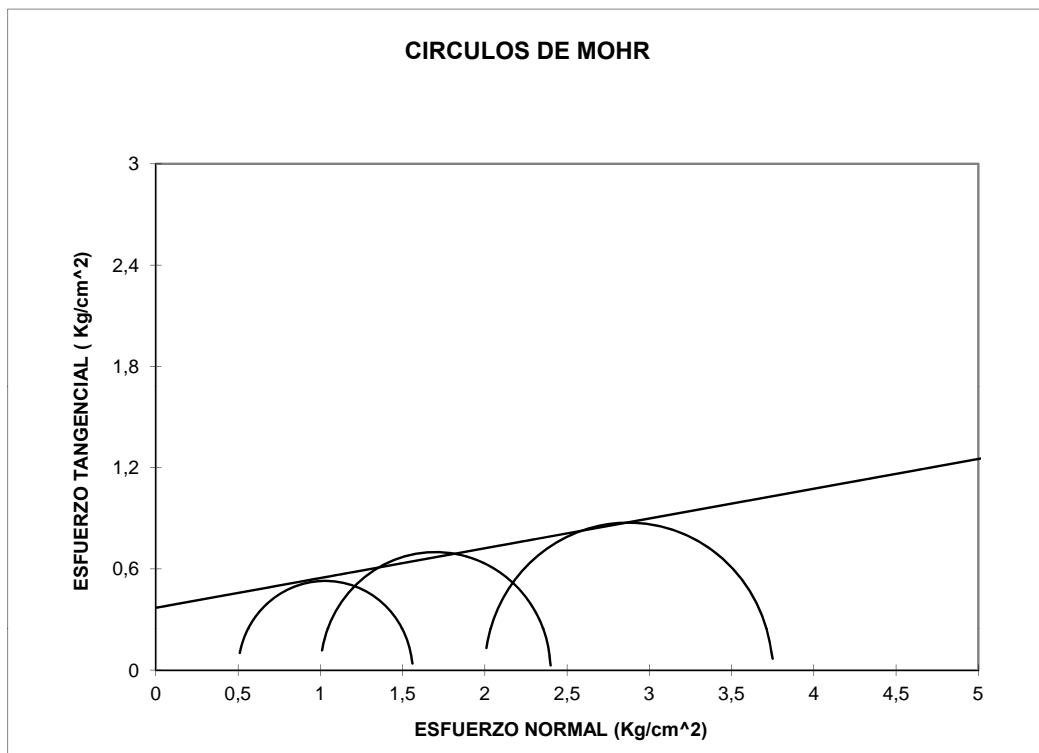
## Ensayo de Compresión Triaxial no Consolidado no Drenado (U.U)

**ASTM D-2850**



SOLICITADO POR :	ARQ. CHRISTIAN REINOSO	PERFORACIÓN :	P - 3
PROYECTO :	EDIFICIO DE LA JUDICATURA DE SANTO DOMINGO	MUESTRA :	2,50
OBRA :	EDIFICIO DE LA JUDICATURA DE SANTO DOMINGO	PROFUNDIDAD :	2,50 - 2,95
LOCALIZACIÓN :	STO. DOMINGO - PROV. SANTO DOMINGO DE LOS TSÁCHILAS		SHELBY
FECHA :	17 de agosto del 2012		

No	$\sigma$ desv.	$\sigma 3$	$\sigma 1$	$(\sigma 1 - \sigma 3)/2$	$(\sigma 1 + \sigma 3)/2$
	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>
1	1,06	0,50	1,56	0,53	1,03
2	1,40	1,00	2,40	0,70	1,70
3	1,75	2,00	3,75	0,87	2,87



COHESION (kg/cm <sup>2</sup> )	0,37
FRICCION (GRADOS)	10

DATOS DE ENSAYO		PROBETA	PROBETA	PROBETA
		No. 1	No. 2	No. 3
DIAMETRO MEDIO	( cm )	3,555	3,623	3,668
ALTURA MEDIA	( cm )	6,780	6,750	6,790
HUMEDAD FINAL	( % )	111,404	111,497	111,722
DENSIDAD HUMEDA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,373	1,330	1,339
DENSIDAD SECA	( gr/cm <sup>3</sup> )	0,650	0,629	0,632



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

PROYECTO: EDIFICIO JUDICATURA  
 PROVINCIA: NAPO  
 CIUDAD: EL TENA  
 UBICACIÓN: CALLE BAÑOS Y ALEJANDRO POZO  
 FECHA: septiembre-12

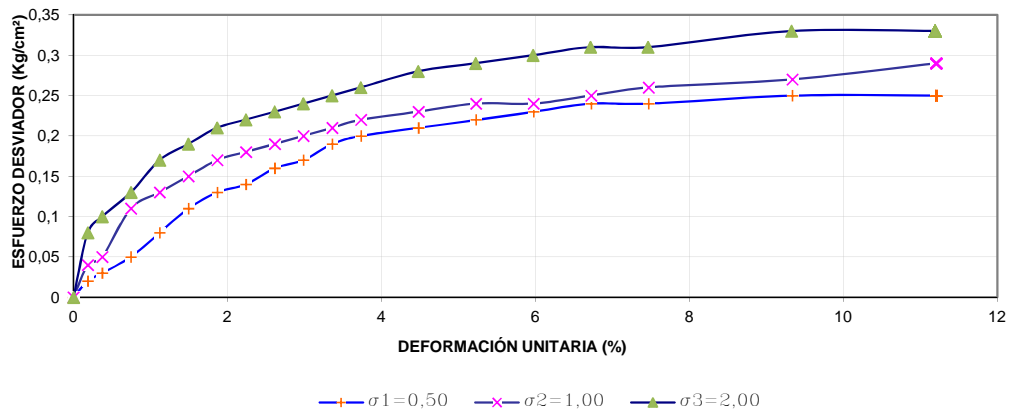
SONDEO

P-4

PROF.  
2,50 - 3,0 m

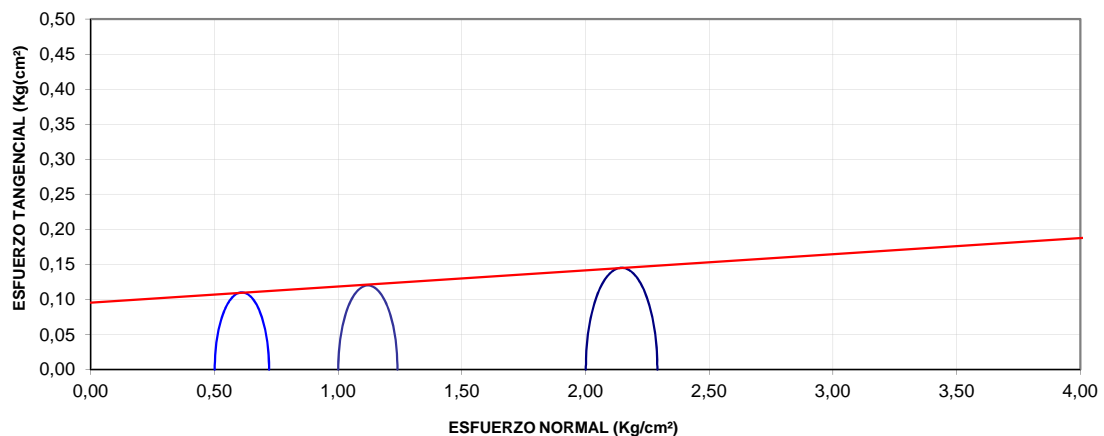
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	σ DESVIADOR (Kg/cm²)	σ <sub>3</sub> (Kg/cm²)	σ <sub>1</sub> (Kg/cm²)	(σ <sub>1</sub> -σ <sub>3</sub> )/2 (Kg/cm²)	(σ <sub>1</sub> +σ <sub>3</sub> )/2 (Kg/cm²)
1	0,22	0,50	0,72	0,110	0,610
2	0,24	1,00	1,24	0,120	1,120
3	0,29	2,00	2,29	0,145	2,145

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	57,81	%
PESO UNITARIO :	1,73	(g/cm³)
ANGULO DE FRICCIÓN Ø :	1,3	°
COHESIÓN c :	1,00	(Ton/m²)



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

**PROYECTO:** TENIS BOULEVARD  
**PROVINCIA:** PICHINCHA  
**CIUDAD:** QUITO  
**UBICACIÓN:** ALONSO DE TORRES - EL BOSQUE  
**FECHA:** octubre-12

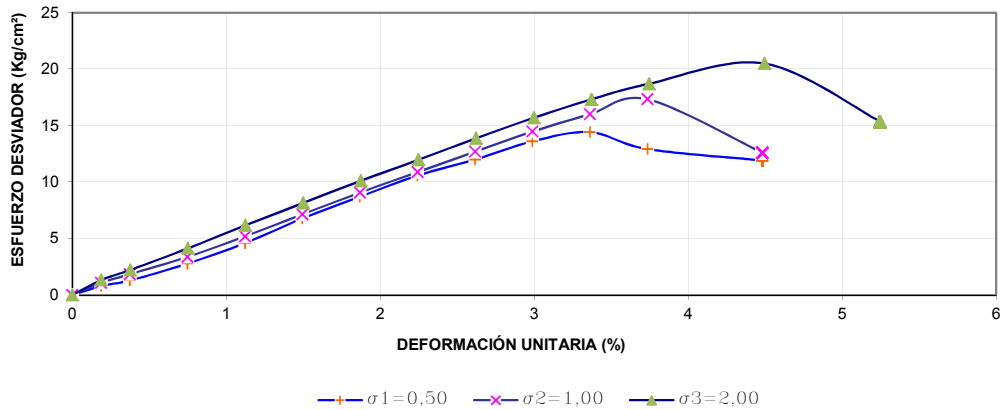
SONDEO

BLOQUE-1

PROF.

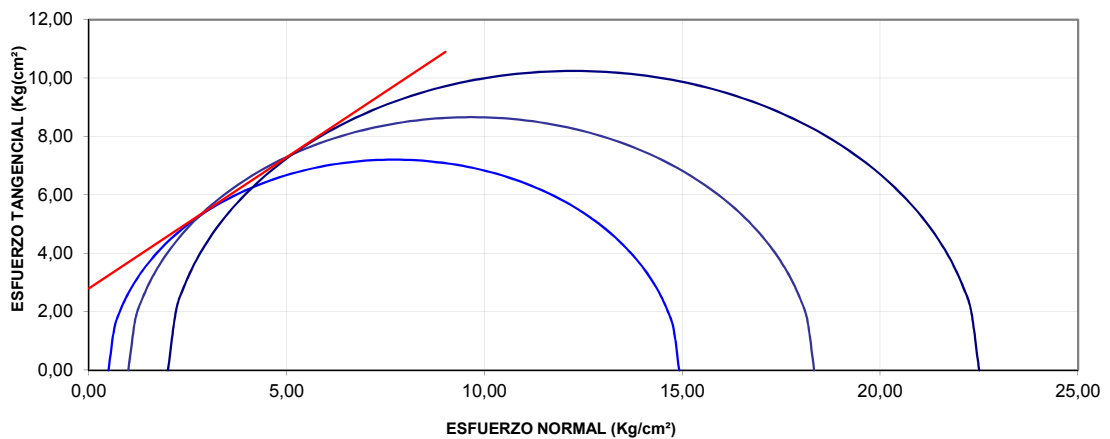
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	$\sigma$ DESVIADOR (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma^3$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma^1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma^1 - \sigma^3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma^1 + \sigma^3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	14,42	0,50	14,92	7,210	7,710
2	17,33	1,00	18,33	8,665	9,665
3	20,50	2,00	22,50	10,250	12,250

## CÍRCULOS DE MOHR



### RESULTADOS

HUMEDAD :	7,24	%
PESO UNITARIO :	1,61	(g/cm <sup>3</sup> )
ANGULO DE FRICCIÓN $\phi$ :	41,9	°
COHESIÓN c :	28,00	(Ton/m <sup>2</sup> )



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

**PROYECTO:** EDIFICIO BERNINI  
**PROVINCIA:** PICHINCHA  
**CIUDAD:** QUITO  
**UBICACIÓN:** Pasaje Tamayo - Av. 6 de Diciembre  
**FECHA:** octubre-12

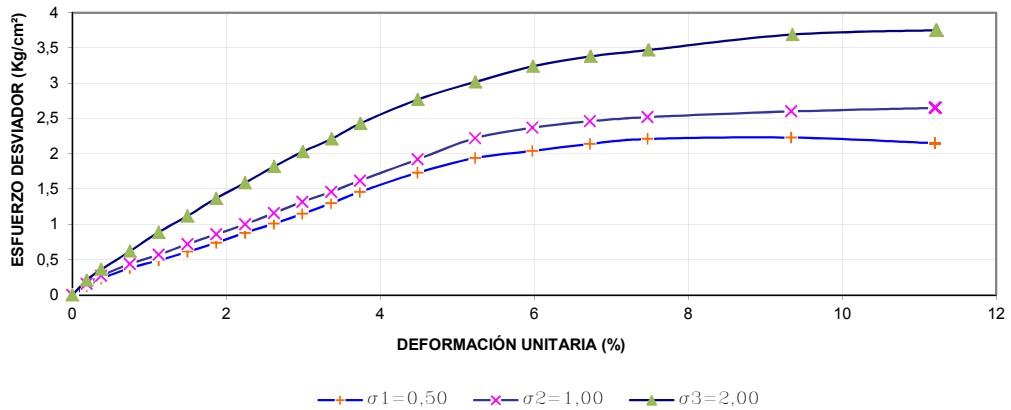
**SONDEO**

**P-2**

**PROF.**  
 3,50 - 4,0 m

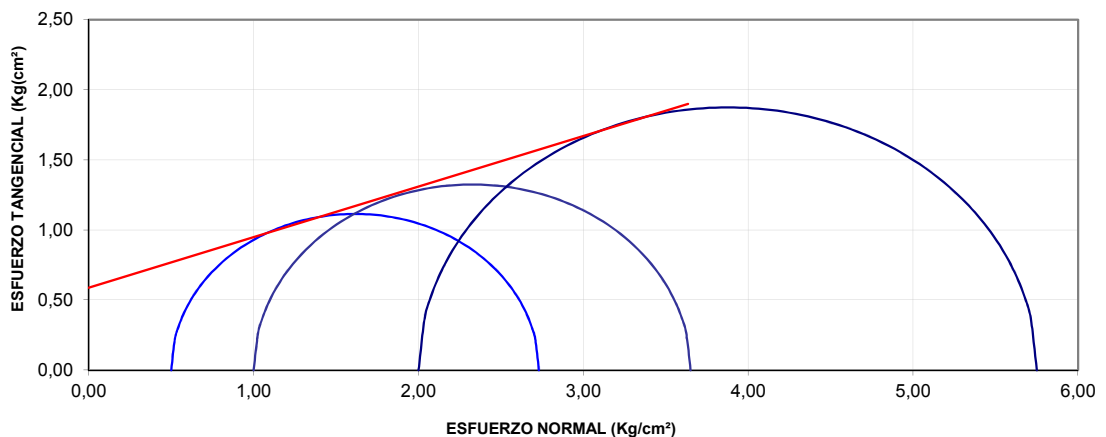
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	$\sigma$ DESVIADOR (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma^3$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma^1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma^1 - \sigma^3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma^1 + \sigma^3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	2,23	0,50	2,73	1,115	1,615
2	2,65	1,00	3,65	1,325	2,325
3	3,75	2,00	5,75	1,875	3,875

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	<b>28,65</b>	%
PESO UNITARIO :	<b>1,84</b>	(g/cm <sup>3</sup> )
ANGULO DE FRICCIÓN $\phi$ :	<b>19,8</b>	°
COHESIÓN c :	<b>5,90</b>	(Ton/m <sup>2</sup> )



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

**PROYECTO:** EDIFICIO MOSCU PLATZ  
**PROVINCIA:** PICHINCHA  
**CIUDAD:** QUITO  
**UBICACIÓN:** CALLE MOSCU  
**FECHA:** febrero del 2013

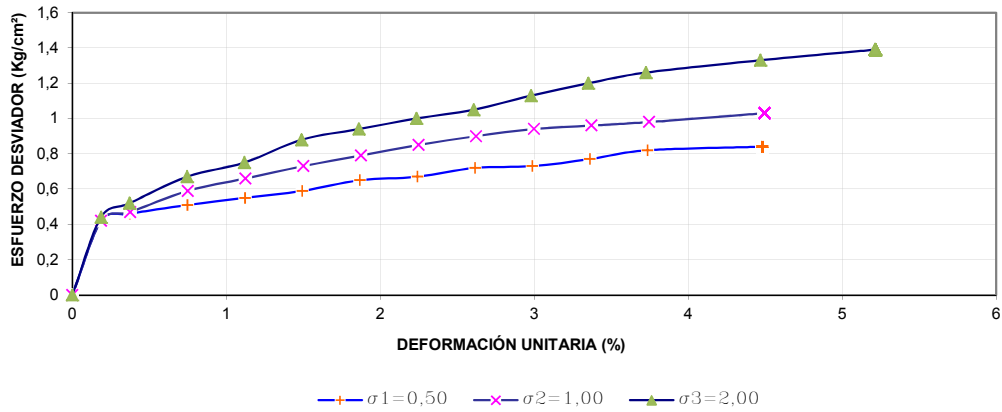
**SONDEO**

**P-2**

**PROF.**  
 5.00 m

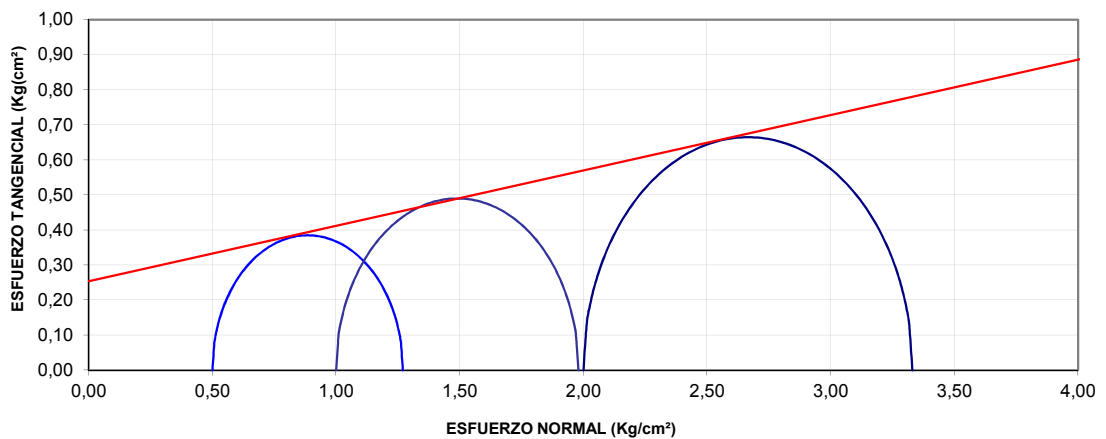
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	$\sigma$ DESVIADOR (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma^3$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma^1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma^1 - \sigma^3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma^1 + \sigma^3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,77	0,50	1,27	0,385	0,885
2	0,98	1,00	1,98	0,490	1,490
3	1,33	2,00	3,33	0,665	2,665

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	<b>36,66</b>	%
PESO UNITARIO :	<b>1,61</b>	(g/cm <sup>3</sup> )
ANGULO DE FRICCIÓN $\phi$ :	<b>9,0</b>	°
COHESIÓN c :	<b>2,50</b>	(Ton/m <sup>2</sup> )



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

**PROYECTO:** MOSCU PLATZ  
**PROVINCIA:** PICHINCHA  
**CIUDAD:** QUITO  
**UBICACIÓN:** CALLE MOSCU  
**FECHA:** febrero del 2013

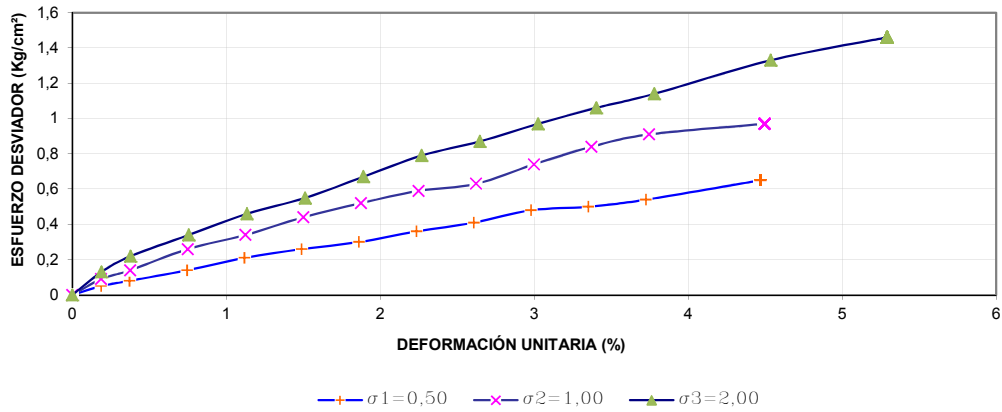
**SONDEO**

**P-1**

**PROF.**  
 3.50 m

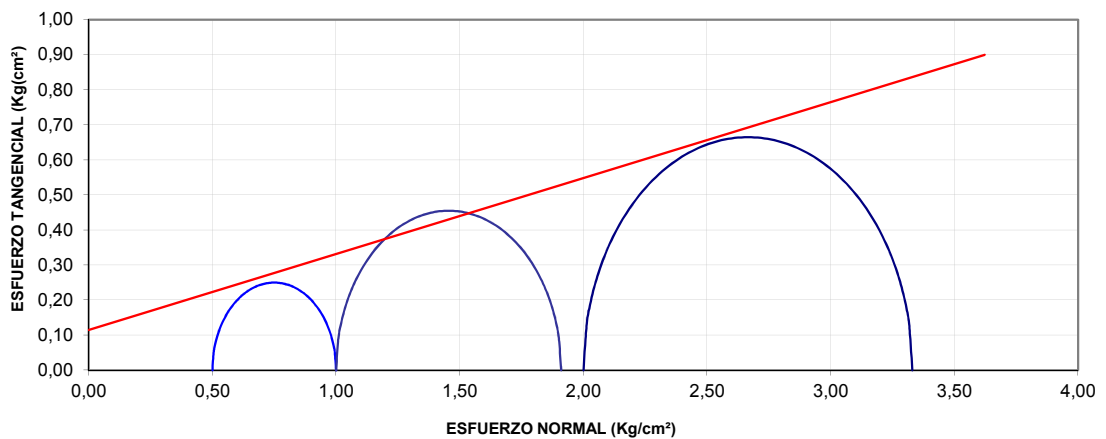
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	$\sigma$ DESVIADOR (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma^3$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma^1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma^1 - \sigma^3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma^1 + \sigma^3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,50	0,50	1,00	0,250	0,750
2	0,91	1,00	1,91	0,455	1,455
3	1,33	2,00	3,33	0,665	2,665

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	<b>31,26</b>	%
PESO UNITARIO :	<b>1,82</b>	(g/cm <sup>3</sup> )
ANGULO DE FRICCIÓN $\phi$ :	<b>12,2</b>	°
COHESIÓN c :	<b>1,10</b>	(Ton/m <sup>2</sup> )





# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

**PROYECTO:** CENTRO COMERCIAL LAGO AGRIO  
**PROVINCIA:** SUCUMBIOS  
**CIUDAD:** LAGO AGRIO  
**UBICACIÓN:** Av. 20 de junio  
**FECHA:** junio del 2013

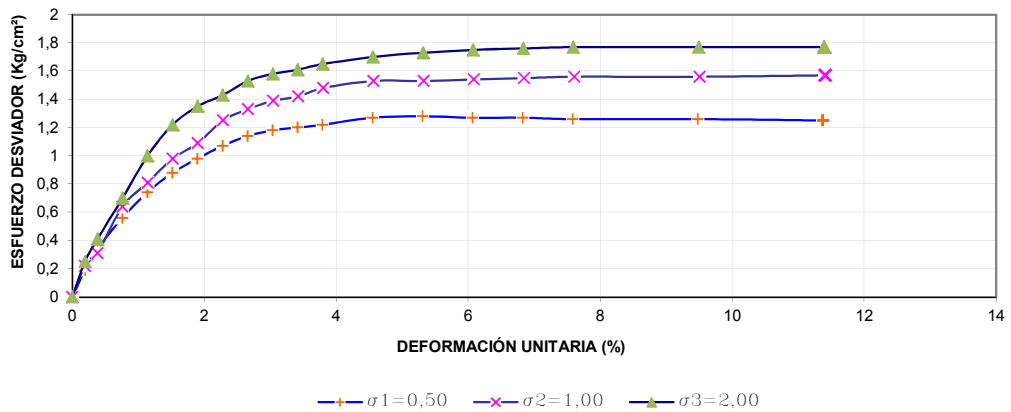
**SONDEO**

**P-1**

**PROF.**  
 2.50 - 3.00 m

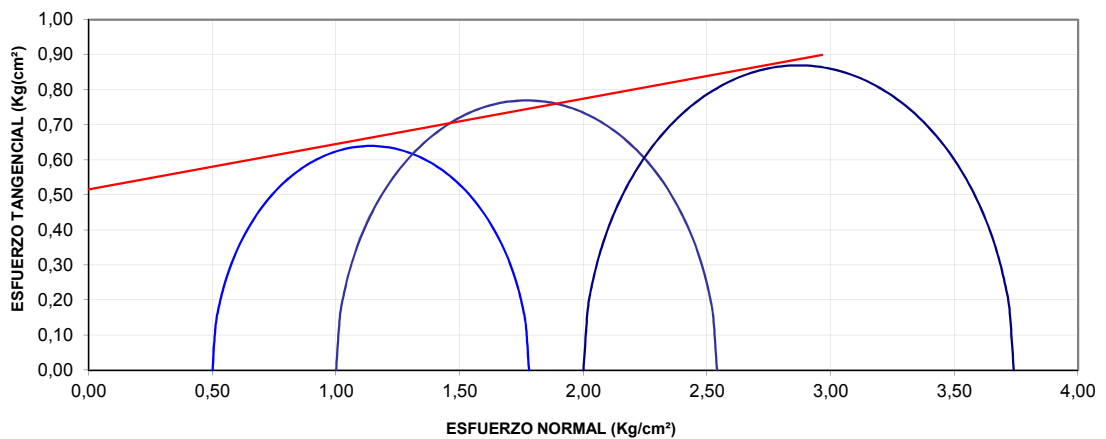
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	σ DESVIADOR (Kg/cm²)	σ <sup>3</sup> (Kg/cm²)	σ <sup>1</sup> (Kg/cm²)	(σ <sup>1</sup> -σ <sup>3</sup> )/2 (Kg/cm²)	(σ <sup>1</sup> +σ <sup>3</sup> )/2 (Kg/cm²)
1	1,28	0,50	1,78	0,640	1,140
2	1,54	1,00	2,54	0,770	1,770
3	1,74	2,00	3,74	0,870	2,870

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	<b>68,05</b>	%
PESO UNITARIO :	<b>1,54</b>	(g/cm³)
ANGULO DE FRICCIÓN Ø :	<b>7,4</b>	°
COHESIÓN c :	<b>5,20</b>	(Ton/m²)



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

**PROYECTO:** OFICINAS URBICASA  
**PROVINCIA:** PICHINCHA  
**CIUDAD:** QUITO  
**UBICACIÓN:** CALLE CONDOR  
**FECHA:** mayo del 2013

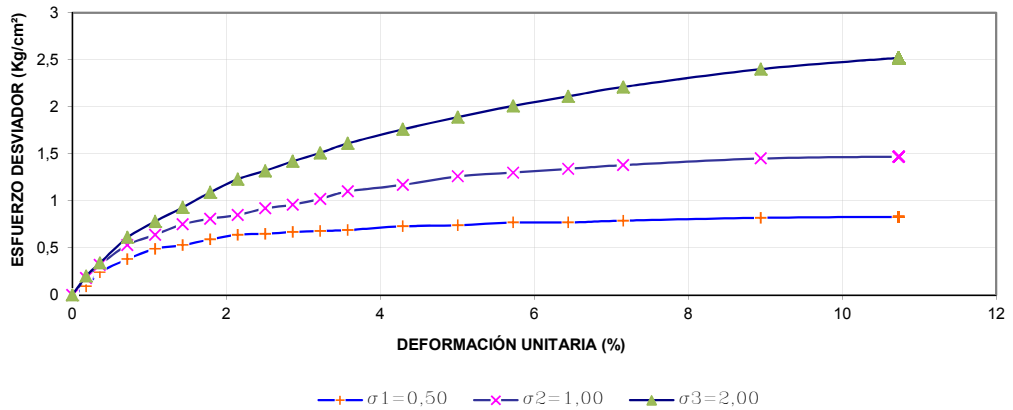
SONDEO

Bloque -1

PROF.

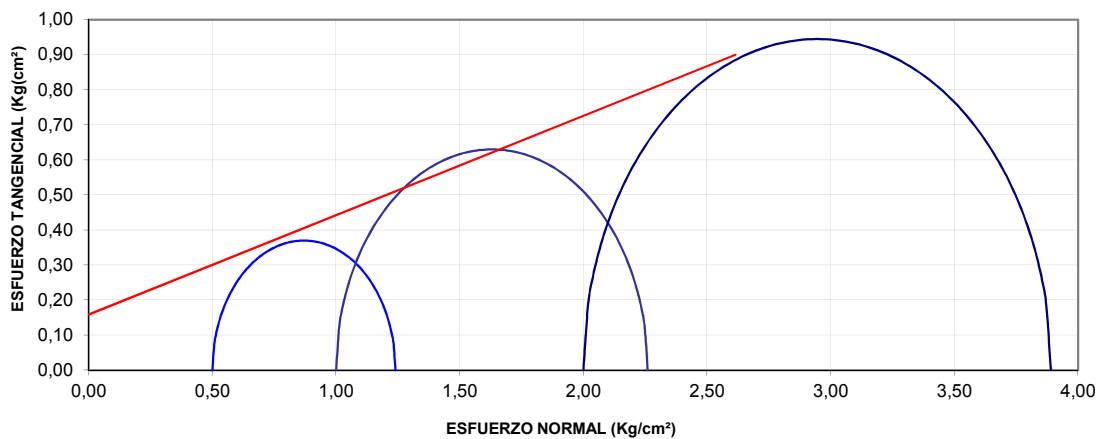
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	σ DESVIADOR (Kg/cm²)	σ <sup>3</sup> (Kg/cm²)	σ <sup>1</sup> (Kg/cm²)	(σ <sup>1</sup> -σ <sup>3</sup> )/2 (Kg/cm²)	(σ <sup>1</sup> +σ <sup>3</sup> )/2 (Kg/cm²)
1	0,74	0,50	1,24	0,370	0,870
2	1,26	1,00	2,26	0,630	1,630
3	1,89	2,00	3,89	0,945	2,945

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	<b>21,95</b>	%
PESO UNITARIO :	<b>1,47</b>	(g/cm³)
ANGULO DE FRICCIÓN Ø :	<b>15,8</b>	°
COHESIÓN c :	<b>1,60</b>	(Ton/m²)



## ENSAYO CORTE DIRECTO

ASTM D3080-04

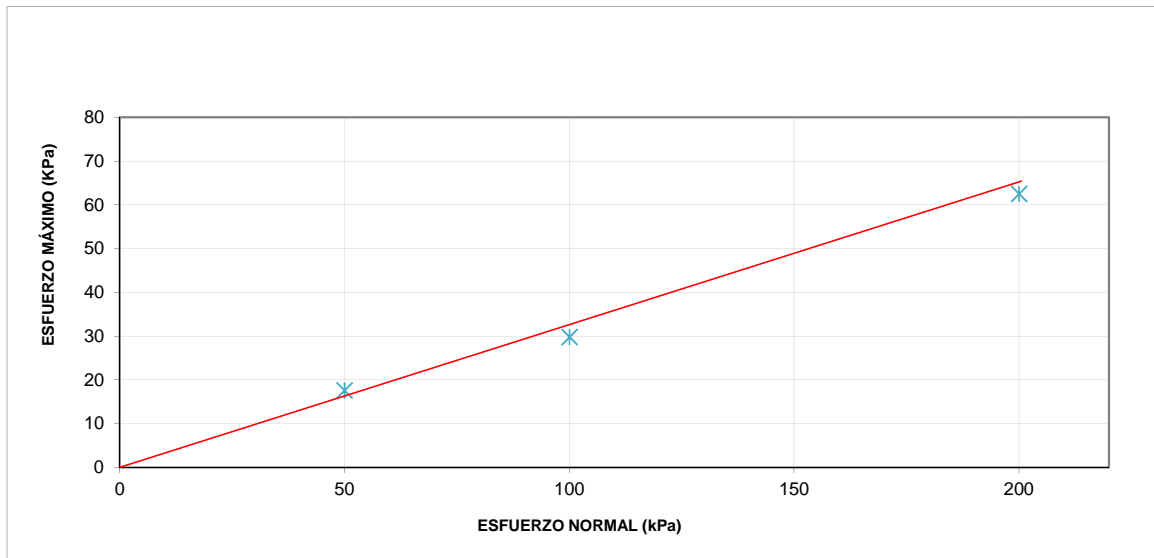
PROYECTO: TALUD COLEGIO SAGRADA FAMILIA  
 PROVINCIA: TUNGURAHUA  
 CIUDAD: AMBATO  
 UBICACIÓN: AMBATO  
 FECHA: mayo del 2013

SONDEO

Muestra talud

PROF.

DATOS	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3
ESFUERZO NORMAL (kPa)	50	100	200
ESFUERZO MÁXIMO (kPa)	17.6	29.8	62.5
DEFORMACIÓN HORIZONTAL (mm)	3.616	6.019	6.023
ALTURA FINAL (mm)	19.83	19.4	18.61
AREA (mm <sup>2</sup> )	3600	3600	3600
Densidad húmeda Inicial (kN/m <sup>3</sup> )	13.14	13.19	13.17
Densidad seca Inicial (kN/m <sup>3</sup> )	12.46	12.54	12.45
Densidad húmeda Final (kN/m <sup>3</sup> )	17.82	18.06	18.34
Densidad seca Final (kN/m <sup>3</sup> )	12.88	13.26	13.71
Contenido de Humedad Final %	38.3	36.2	33.8
Gravedad Específica	2.65	2.65	2.65
Relacion de vacios	1.0177	0.9612	0.8962
%saturación Final	99.78	99.94	99.9



### RESULTADOS

HUMEDAD :	<b>5.47</b>	%
PESO UNITARIO :	<b>13.17</b>	(kN/m <sup>3</sup> )
ANGULO DE FRICCIÓN $\phi$ :	<b>18.1</b>	°
COHESIÓN c :	<b>0.00</b>	(kPa)



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

**PROYECTO:** EDIFICIO CLINICA SANTE  
**PROVINCIA:** PICHINCHA  
**CIUDAD:** QUITO  
**UBICACIÓN:** Calle Guanguiltagua  
**FECHA:** junio del 2013

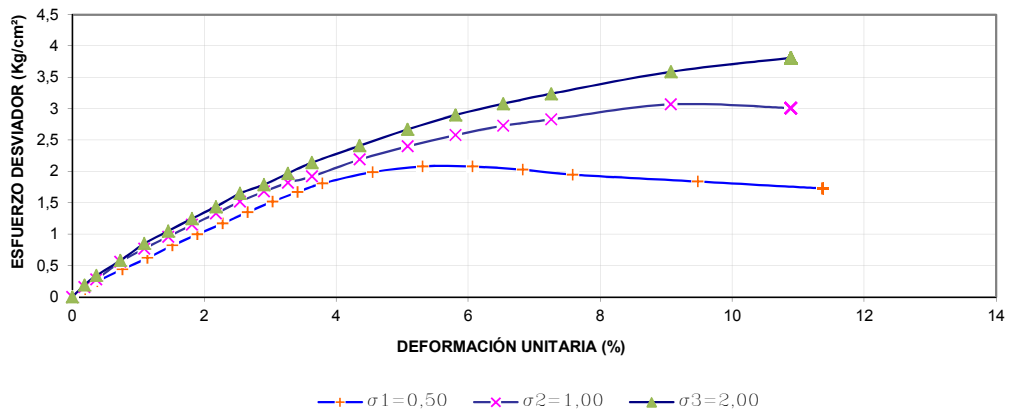
**SONDEO**

**P-1**

**PROF.**  
 2.50 - 3.00 m

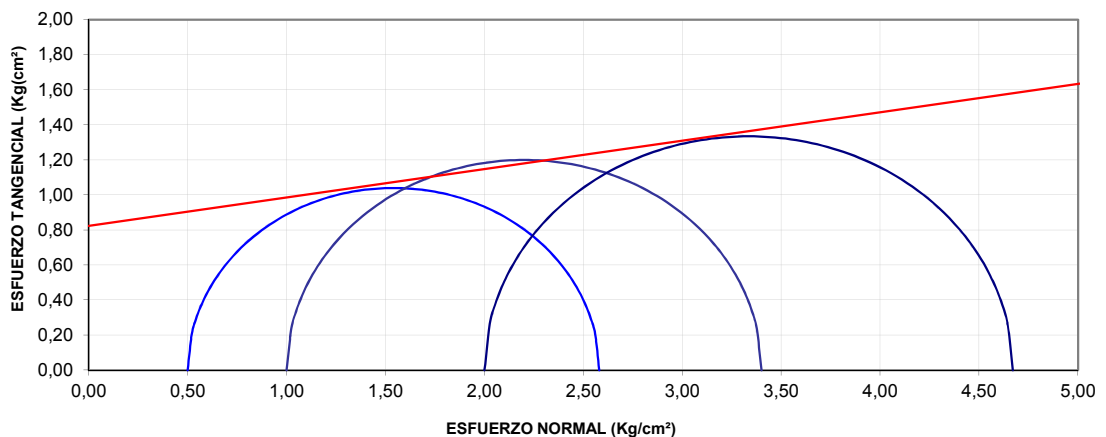
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	$\sigma$ DESVIADOR (Kg/cm²)	$\sigma^3$ (Kg/cm²)	$\sigma^1$ (Kg/cm²)	$(\sigma^1 - \sigma^3)/2$ (Kg/cm²)	$(\sigma^1 + \sigma^3)/2$ (Kg/cm²)
1	2,08	0,50	2,58	1,040	1,540
2	2,40	1,00	3,40	1,200	2,200
3	2,67	2,00	4,67	1,335	3,335

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	<b>24,89</b>	%
PESO UNITARIO :	<b>1,84</b>	(g/cm³)
ANGULO DE FRICCIÓN $\phi$ :	<b>9,2</b>	°
COHESIÓN c :	<b>8,20</b>	(Ton/m²)



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

**PROYECTO:** EDIFICIO LIBERTAD  
**PROVINCIA:** PICHINCHA  
**CIUDAD:** QUITO  
**UBICACIÓN:** La Pinta y Av. Amazonas  
**FECHA:** julio del 2013

**SONDEO**

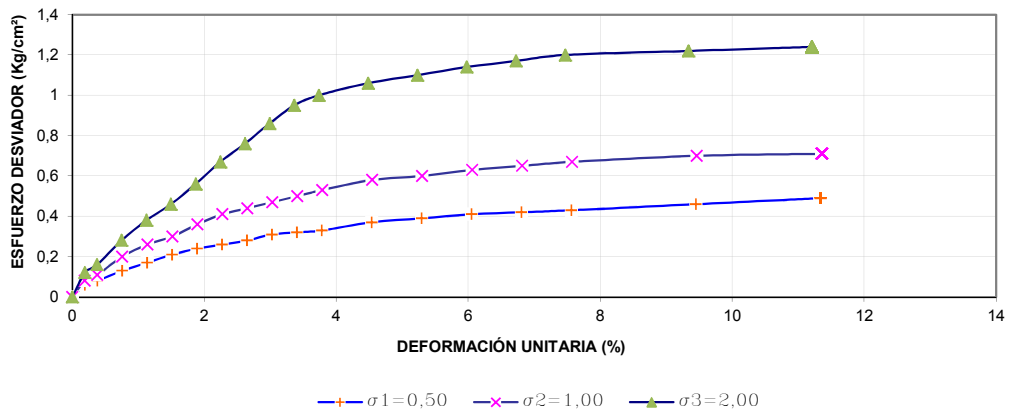
**P-1**

**PROF.**

2.50 - 3.00 m

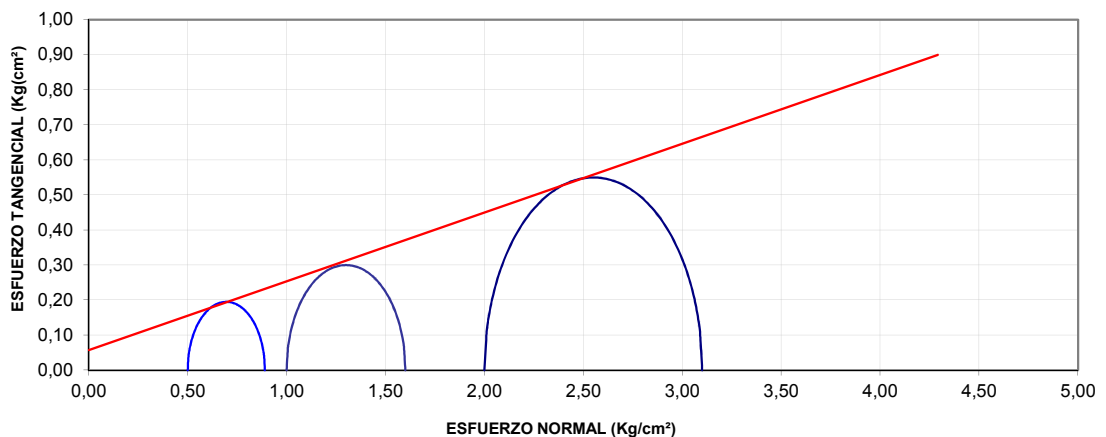
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	$\sigma$ DESVIADOR (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma^3$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma^1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma^1 - \sigma^3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma^1 + \sigma^3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,39	0,50	0,89	0,195	0,695
2	0,60	1,00	1,60	0,300	1,300
3	1,10	2,00	3,10	0,550	2,550

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	<b>25,86</b>	%
PESO UNITARIO :	<b>1,78</b>	(g/cm <sup>3</sup> )
ANGULO DE FRICCIÓN $\phi$ :	<b>11,1</b>	°
COHESIÓN c :	<b>0,60</b>	(Ton/m <sup>2</sup> )



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

**PROYECTO:** EDIFICIO LIBERTAD  
**PROVINCIA:** PICHINCHA  
**CIUDAD:** QUITO  
**UBICACIÓN:** La Pinta y Av. Amazonas  
**FECHA:** julio del 2013

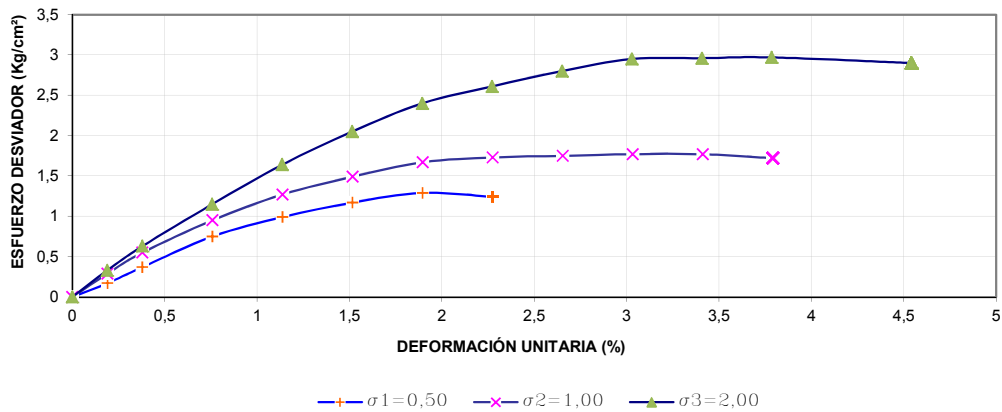
**SONDEO**

**Bloque-1**

**PROF.**  
 1.50 m

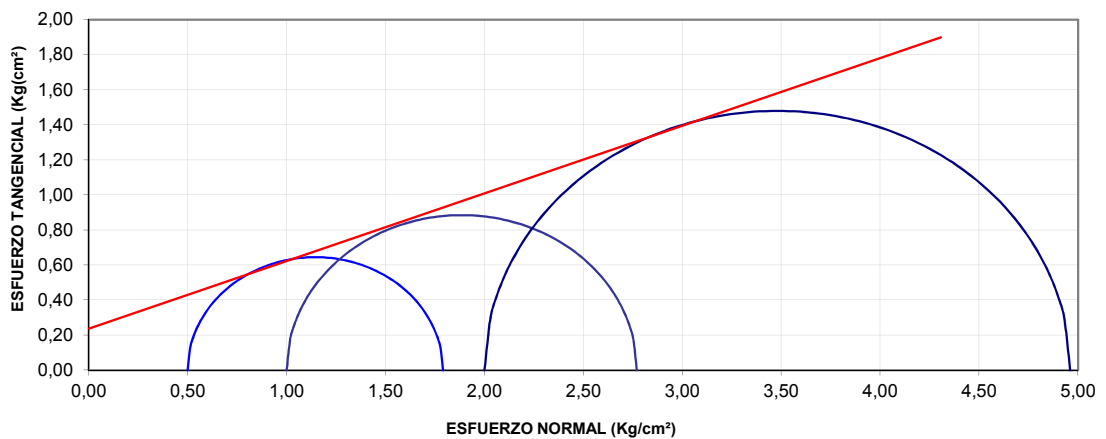
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	$\sigma$ DESVIADOR (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma^3$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma^1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma^1 - \sigma^3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma^1 + \sigma^3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	1,29	0,50	1,79	0,645	1,145
2	1,77	1,00	2,77	0,885	1,885
3	2,96	2,00	4,96	1,480	3,480

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	<b>30,63</b>	%
PESO UNITARIO :	<b>1,63</b>	(g/cm <sup>3</sup> )
ANGULO DE FRICCIÓN $\phi$ :	<b>21,1</b>	°
COHESIÓN c :	<b>2,40</b>	(Ton/m <sup>2</sup> )



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

PROYECTO: EDIFICIO AVEIRO  
 PROVINCIA: PICHINCHA  
 CIUDAD: QUITO  
 UBICACIÓN: CALLE DE LOS CIPRES Y HELECHOS  
 FECHA: noviembre-13

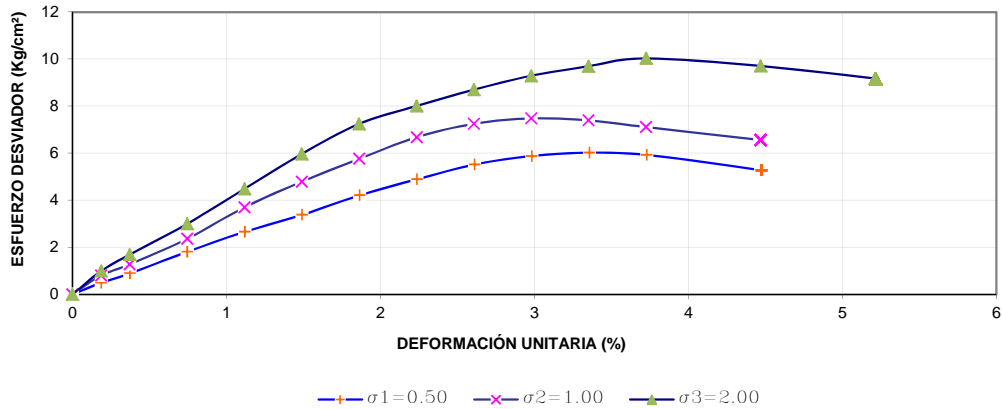
SONDEO

BLOQUE

PROF.  
 1,00 - 1,50 m

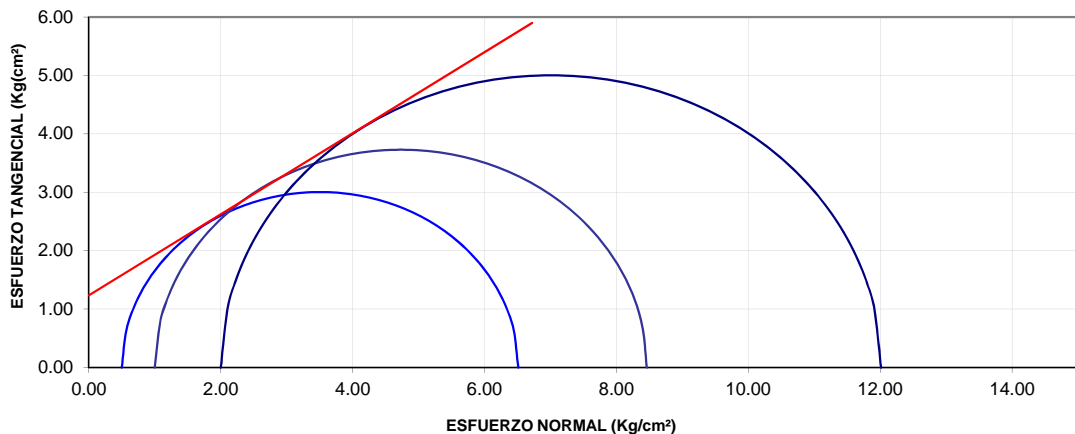
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	σ DESVIADOR (Kg/cm²)	σ <sub>3</sub> (Kg/cm²)	σ <sub>1</sub> (Kg/cm²)	(σ <sub>1</sub> -σ <sub>3</sub> )/2 (Kg/cm²)	(σ <sub>1</sub> +σ <sub>3</sub> )/2 (Kg/cm²)
1	6.01	0.50	6.51	3.005	3.505
2	7.46	1.00	8.46	3.730	4.730
3	10.01	2.00	12.01	5.005	7.005

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	17.83	%
PESO UNITARIO :	1.68	(g/cm³)
ANGULO DE FRICCIÓN Ø :	34.8	°
COHESIÓN c :	12.40	(Ton/m²)



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

PROYECTO: CONJ. PEÑON DEL RIO  
 PROVINCIA: PICHINCHA  
 CIUDAD: QUITO  
 UBICACIÓN: TUMBACO  
 FECHA: diciembre-13

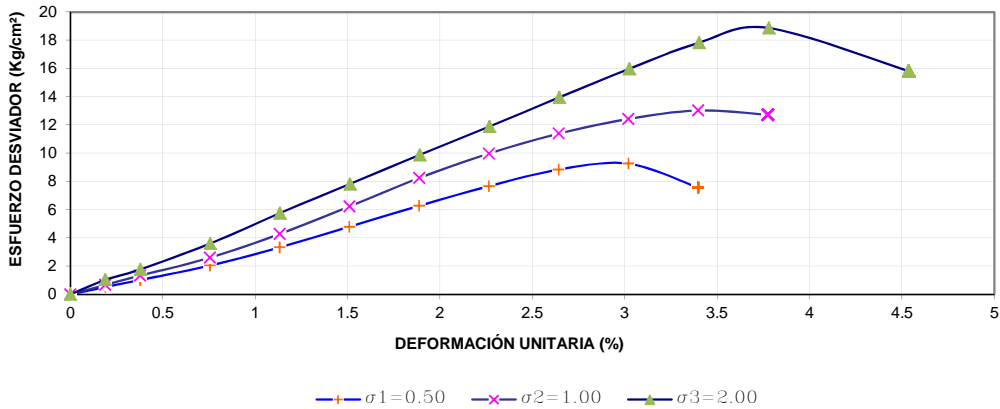
SONDEO

**BLOQUE - 1**  
**Talud vía**

PROF.

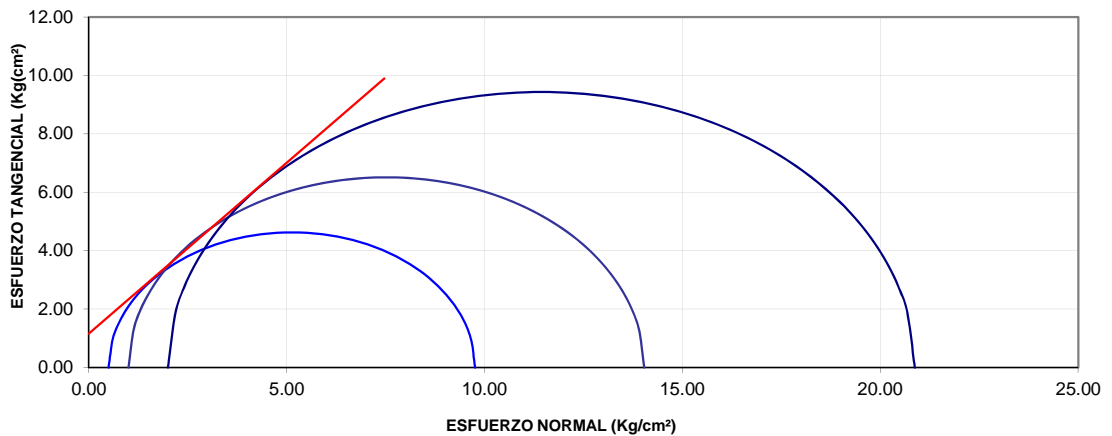
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	σ DESVIADOR (Kg/cm²)	σ <sub>3</sub> (Kg/cm²)	σ <sub>1</sub> (Kg/cm²)	(σ <sub>1</sub> -σ <sub>3</sub> )/2 (Kg/cm²)	(σ <sub>1</sub> +σ <sub>3</sub> )/2 (Kg/cm²)
1	9.26	0.50	9.76	4.630	5.130
2	13.03	1.00	14.03	6.515	7.515
3	18.87	2.00	20.87	9.435	11.435

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	10.95	%
PESO UNITARIO :	1.66	(g/cm³)
ANGULO DE FRICCIÓN Ø :	49.5	°
COHESIÓN c :	11.60	(Ton/m²)





# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

PROYECTO: CONJ. PEÑON DEL RIO  
 PROVINCIA: PICHINCHA  
 CIUDAD: QUITO  
 UBICACIÓN: TUMBACO  
 FECHA: diciembre-13

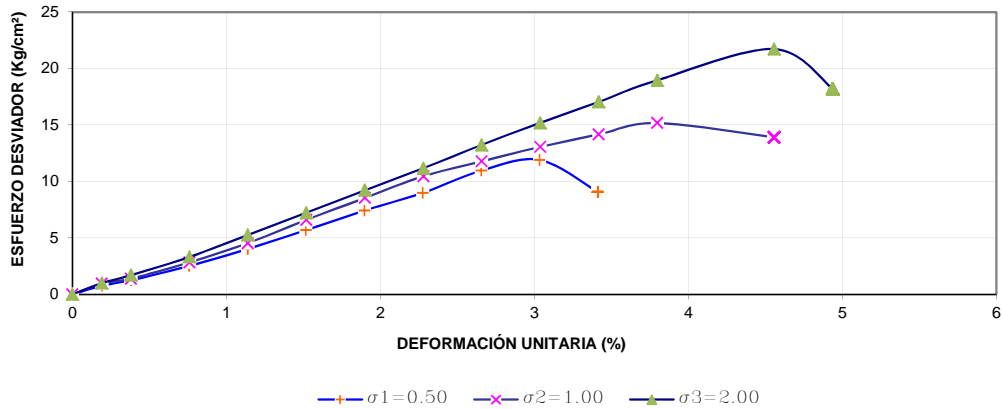
SONDEO

BLOQUE - 2  
 Talud cancha de tenis

PROF.

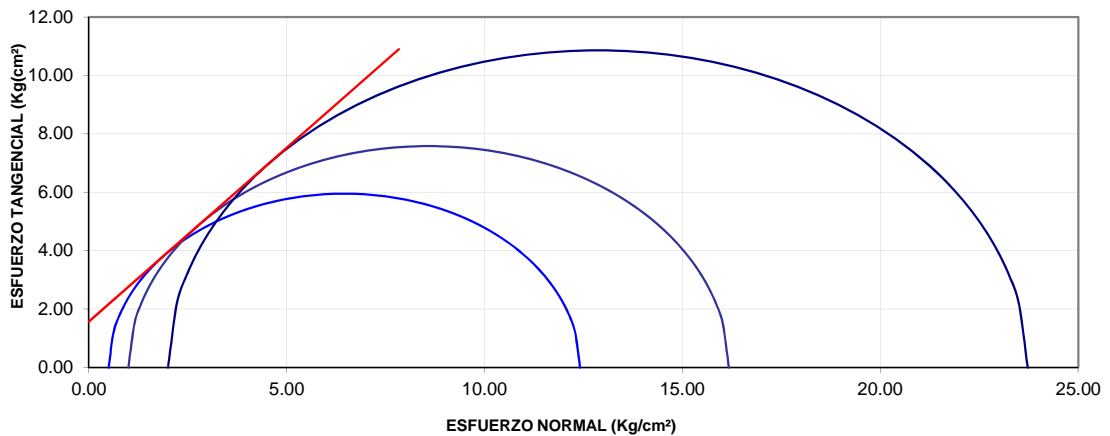
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	$\sigma$ DESVIADOR (Kg/cm²)	$\sigma_3$ (Kg/cm²)	$\sigma_1$ (Kg/cm²)	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ (Kg/cm²)	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ (Kg/cm²)
1	11.91	0.50	12.41	5.955	6.455
2	15.17	1.00	16.17	7.585	8.585
3	21.72	2.00	23.72	10.860	12.860

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	12.92	%
PESO UNITARIO :	1.75	(g/cm³)
ANGULO DE FRICCIÓN $\phi$ :	50.0	°
COHESIÓN c :	15.70	(Ton/m²)



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

PROYECTO: UVC MANUELA SAENZ  
 PROVINCIA: PICHINCHA  
 CIUDAD: QUITO  
 UBICACIÓN: AV. PICHINCHA, SECTOR LA MARIN  
 FECHA: enero-14

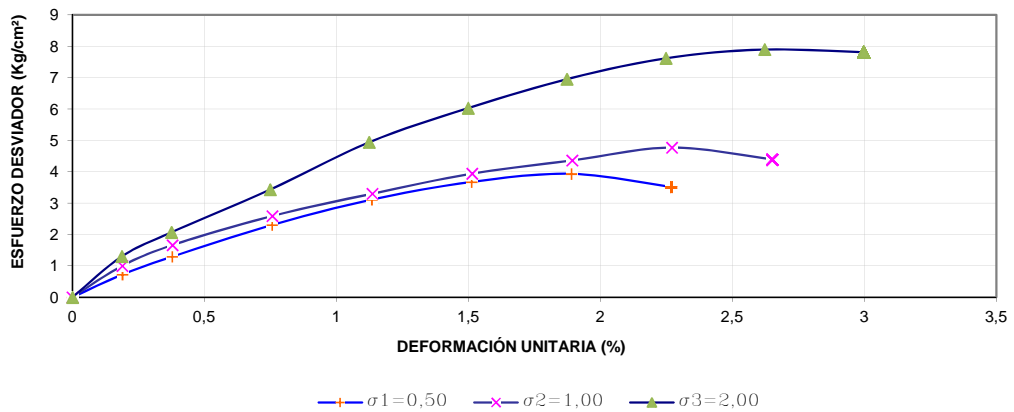
SONDEO

Bloque -1

PROF.  
Muro Norte

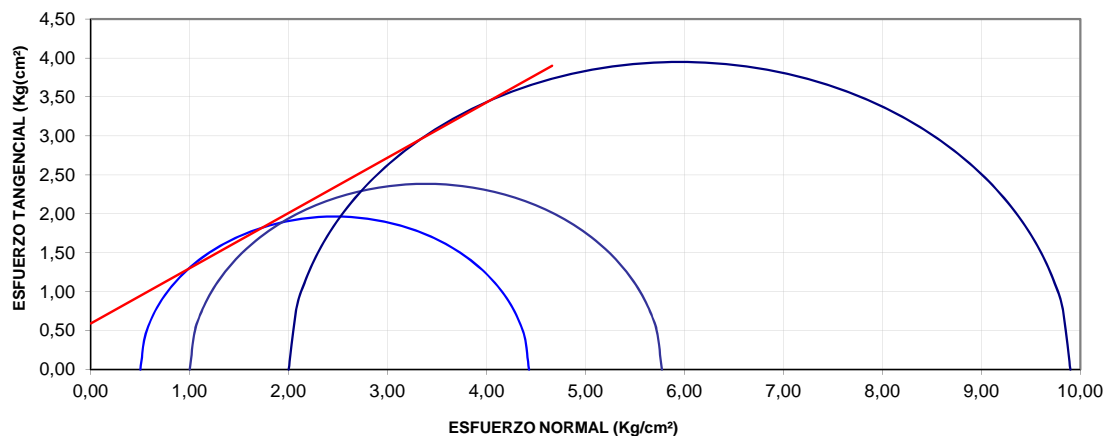
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	$\sigma$ DESVIADOR (Kg/cm²)	$\sigma_3$ (Kg/cm²)	$\sigma_1$ (Kg/cm²)	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ (Kg/cm²)	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ (Kg/cm²)
1	3,93	0,50	4,43	1,965	2,465
2	4,77	1,00	5,77	2,385	3,385
3	7,90	2,00	9,90	3,950	5,950

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	32,50	%
PESO UNITARIO :	1,74	(g/cm³)
ANGULO DE FRICCIÓN $\phi$ :	35,4	°
COHESIÓN c :	5,90	(Ton/m²)



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

PROYECTO: UVC MANUELA SAENZ  
 PROVINCIA: PICHINCHA  
 CIUDAD: QUITO  
 UBICACIÓN: AV. PICHINCHA, SECTOR LA MARIN  
 FECHA: enero-14

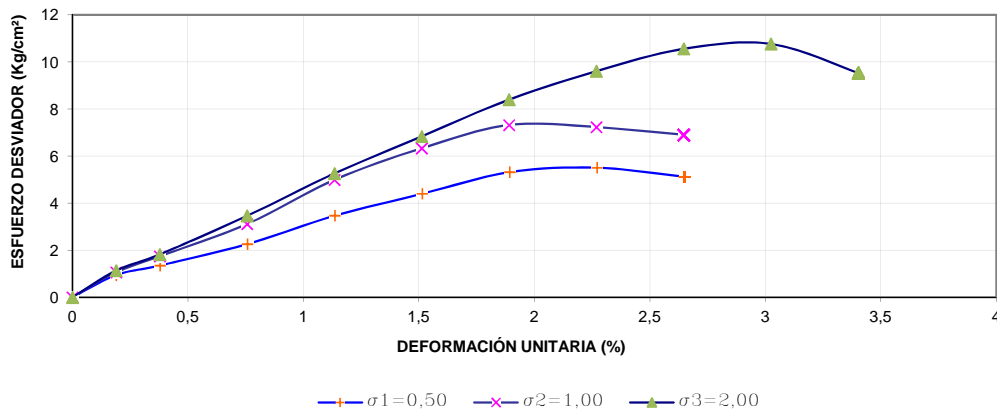
SONDEO

Bloque -2

PROF.  
Muro Occidente

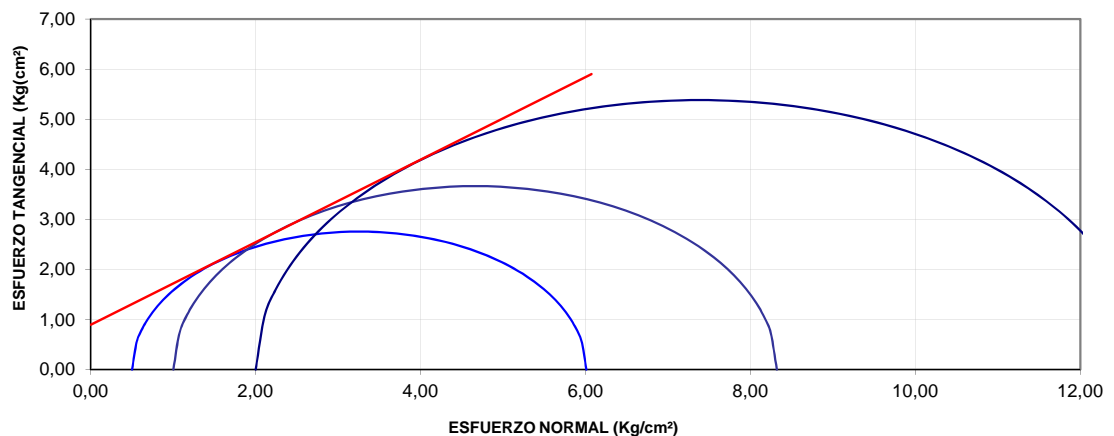
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	σ DESVIADOR (Kg/cm²)	σ <sub>3</sub> (Kg/cm²)	σ <sub>1</sub> (Kg/cm²)	(σ <sub>1</sub> -σ <sub>3</sub> )/2 (Kg/cm²)	(σ <sub>1</sub> +σ <sub>3</sub> )/2 (Kg/cm²)
1	5,51	0,50	6,01	2,755	3,255
2	7,32	1,00	8,32	3,660	4,660
3	10,77	2,00	12,77	5,385	7,385

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	27,77	%
PESO UNITARIO :	1,89	(g/cm³)
ANGULO DE FRICCIÓN Ø :	39,5	°
COHESIÓN c :	8,90	(Ton/m²)



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

PROYECTO: EDIFICIO CERHVALENCIA  
 PROVINCIA: PICHINCHA  
 CIUDAD: QUITO  
 UBICACIÓN: Calle Orton y Av. Paul Rivet  
 FECHA: abril-14

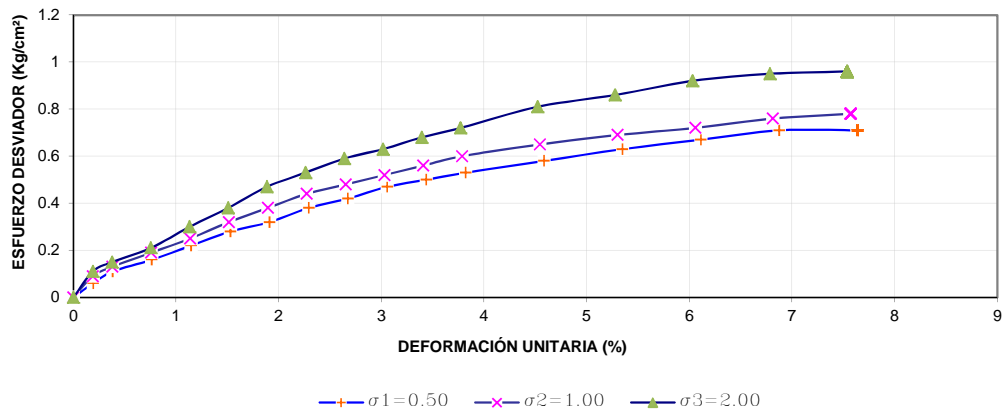
SONDEO

P-3

PROF.  
 3.50 - 4.00 m

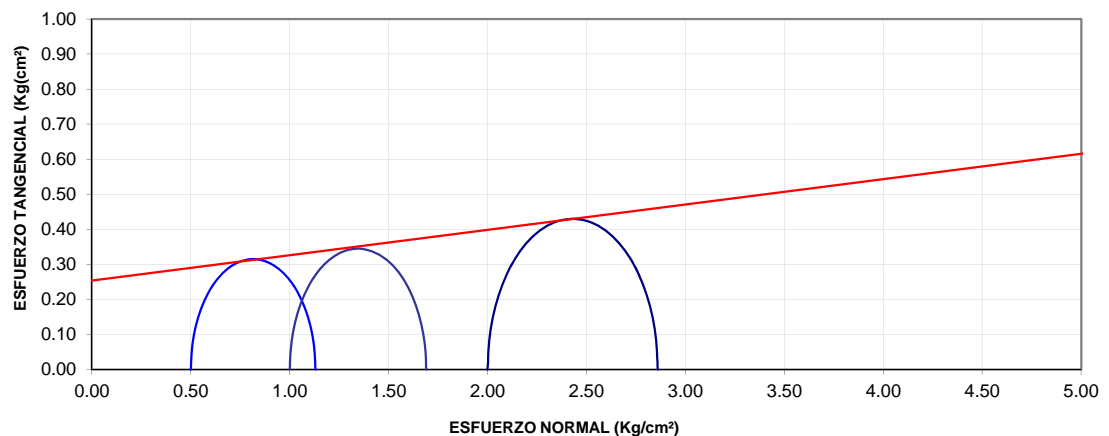
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	σ DESVIADOR (Kg/cm²)	σ3 (Kg/cm²)	σ1 (Kg/cm²)	(σ1-σ3)/2 (Kg/cm²)	(σ1+σ3)/2 (Kg/cm²)
1	0.63	0.50	1.13	0.315	0.815
2	0.69	1.00	1.69	0.345	1.345
3	0.86	2.00	2.86	0.430	2.430

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	24.57	%
PESO UNITARIO :	1.99	(g/cm³)
ANGULO DE FRICCIÓN Ø :	4.1	°
COHESIÓN c :	2.50	(Ton/m²)



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

PROYECTO: EDIFICIO CERHVALENCIA  
 PROVINCIA: PICHINCHA  
 CIUDAD: QUITO  
 UBICACIÓN: Calle Orton y Av. Paul Rivet  
 FECHA: abril-14

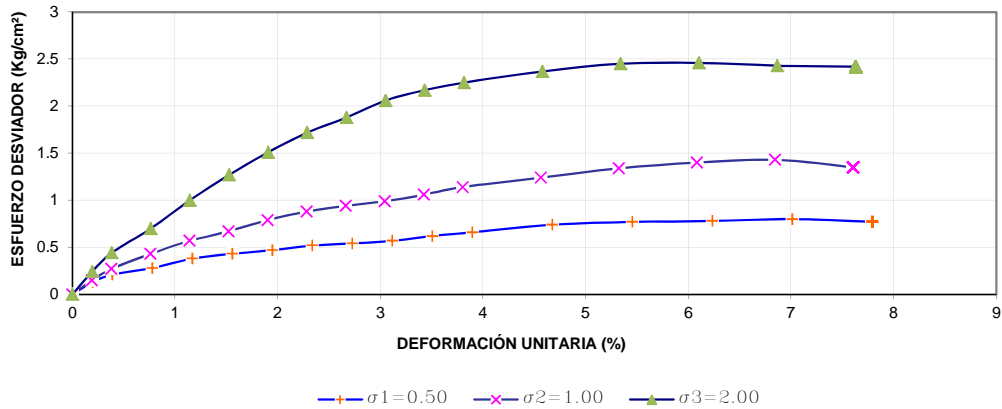
SONDEO

P-4

PROF.  
6.50 - 7.00 m

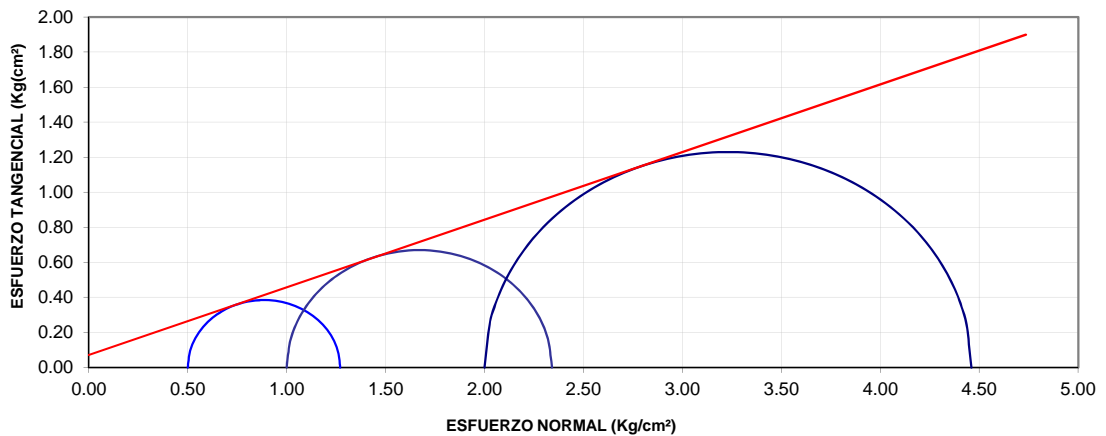
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	$\sigma$ DESVIADOR (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_3$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0.77	0.50	1.27	0.385	0.885
2	1.34	1.00	2.34	0.670	1.670
3	2.46	2.00	4.46	1.230	3.230

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	23.61	%
PESO UNITARIO :	2.00	(g/cm <sup>3</sup> )
ANGULO DE FRICCIÓN $\phi$ :	21.1	°
COHESIÓN c :	0.70	(Ton/m <sup>2</sup> )



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

PROYECTO: BALCONES DE CUMBAYA  
 PROVINCIA: PICHINCHA  
 CIUDAD: QUITO  
 UBICACIÓN: SAN PATRICIO - CUMBAYÁ  
 FECHA: junio-14

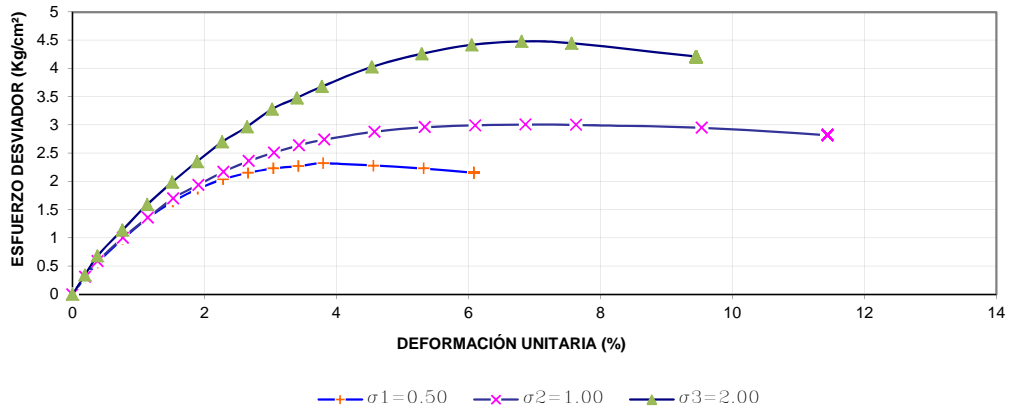
SONDEO

BLOQUE

PROF.

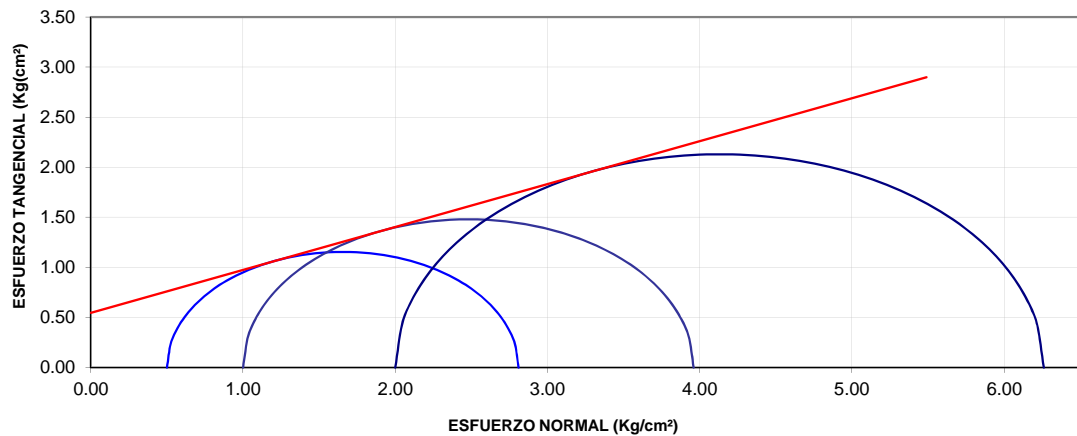
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	σ DESVIADOR (Kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>3</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>1</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	(σ <sub>1</sub> -σ <sub>3</sub> )/2 (Kg/cm <sup>2</sup> )	(σ <sub>1</sub> +σ <sub>3</sub> )/2 (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	2.31	0.50	2.81	1.155	1.655
2	2.96	1.00	3.96	1.480	2.480
3	4.26	2.00	6.26	2.130	4.130

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	17.09	%
PESO UNITARIO :	1.62	(g/cm <sup>3</sup> )
ANGULO DE FRICCIÓN Ø :	23.2	°
COHESIÓN c :	5.50	(Ton/m <sup>2</sup> )



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

PROYECTO: SAN GREGORIO PLAZA  
 PROVINCIA: PICHINCHA  
 CIUDAD: QUITO  
 UBICACIÓN: Pasaje La Paz y Av. 6 de Diciembre  
 FECHA: junio-14

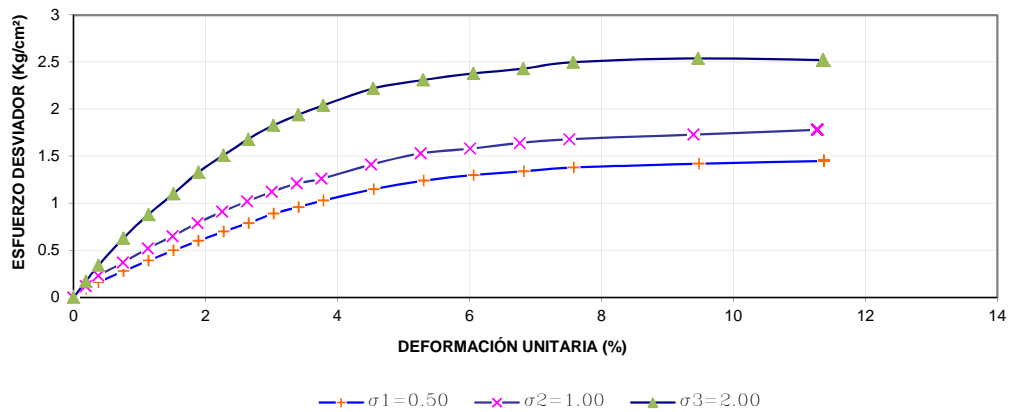
SONDEO

P-1

PROF.  
3.50 - 4.00 m

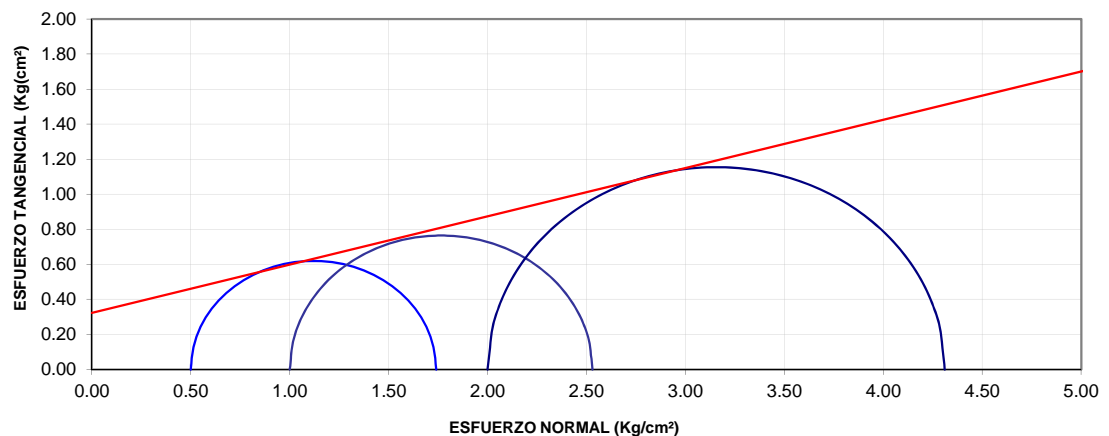
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	σ DESVIADOR (Kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>3</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>1</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	(σ <sub>1</sub> -σ <sub>3</sub> )/2 (Kg/cm <sup>2</sup> )	(σ <sub>1</sub> +σ <sub>3</sub> )/2 (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	1.24	0.50	1.74	0.620	1.120
2	1.53	1.00	2.53	0.765	1.765
3	2.31	2.00	4.31	1.155	3.155

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	50.32	%
PESO UNITARIO :	1.65	(g/cm <sup>3</sup> )
ANGULO DE FRICCIÓN Ø :	15.4	°
COHESIÓN c :	3.20	(Ton/m <sup>2</sup> )



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

PROYECTO: SAN GREGORIO PLAZA  
 PROVINCIA: PICHINCHA  
 CIUDAD: QUITO  
 UBICACIÓN: Pasaje La Paz y Av. 6 de Diciembre  
 FECHA: junio-14

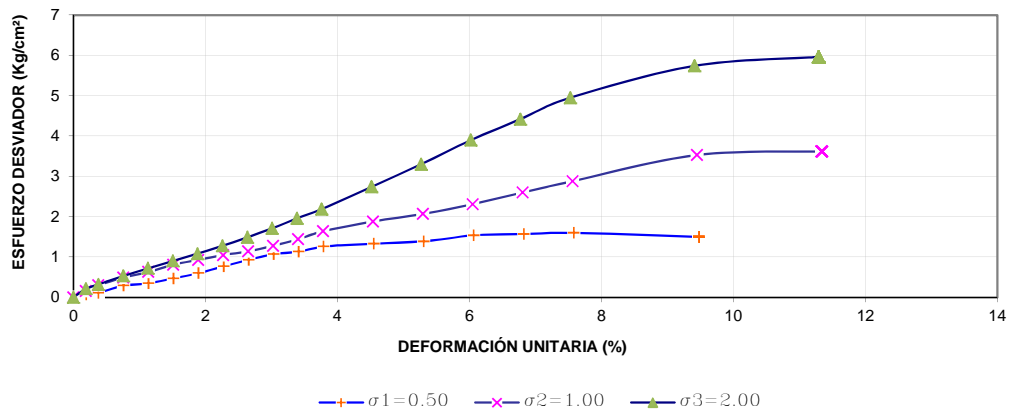
SONDEO

P-2

PROF.  
 4.50 - 5.00 m

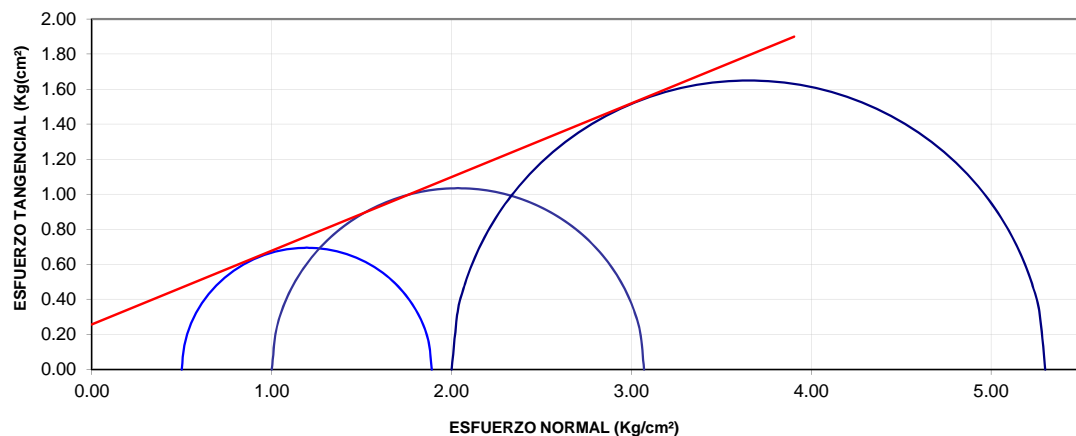
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	$\sigma$ DESVIADOR (Kg/cm²)	$\sigma_3$ (Kg/cm²)	$\sigma_1$ (Kg/cm²)	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ (Kg/cm²)	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ (Kg/cm²)
1	1.39	0.50	1.89	0.695	1.195
2	2.07	1.00	3.07	1.035	2.035
3	3.30	2.00	5.30	1.650	3.650

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	27.62	%
PESO UNITARIO :	1.85	(g/cm³)
ANGULO DE FRICCIÓN $\phi$ :	22.8	°
COHESIÓN c :	2.60	(Ton/m²)





# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

**PROYECTO:** UNIDAD EDUCATIVA ESTANDARIZADA DEL MILenio CARCELEN ALTO  
**PROVINCIA:** PICHINCHA  
**CIUDAD:** QUITO  
**UBICACIÓN:** CARCELEN ALTO  
**FECHA:** julio-14

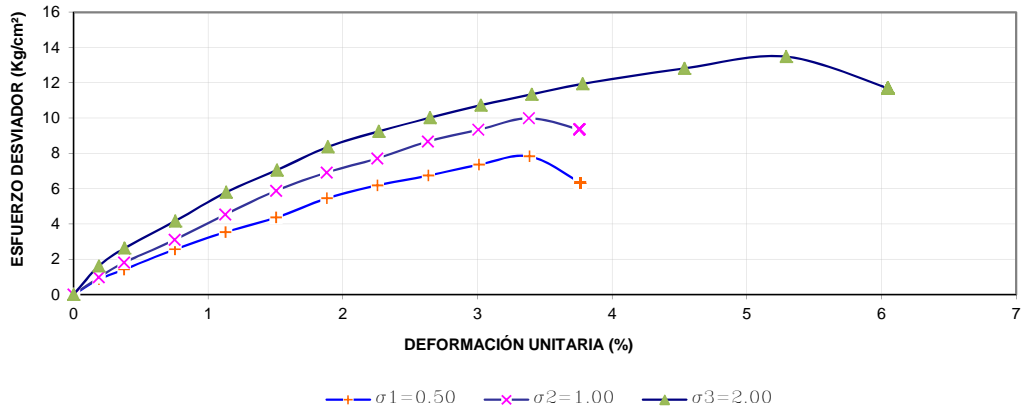
SONDEO

BLOQUE

PROF.

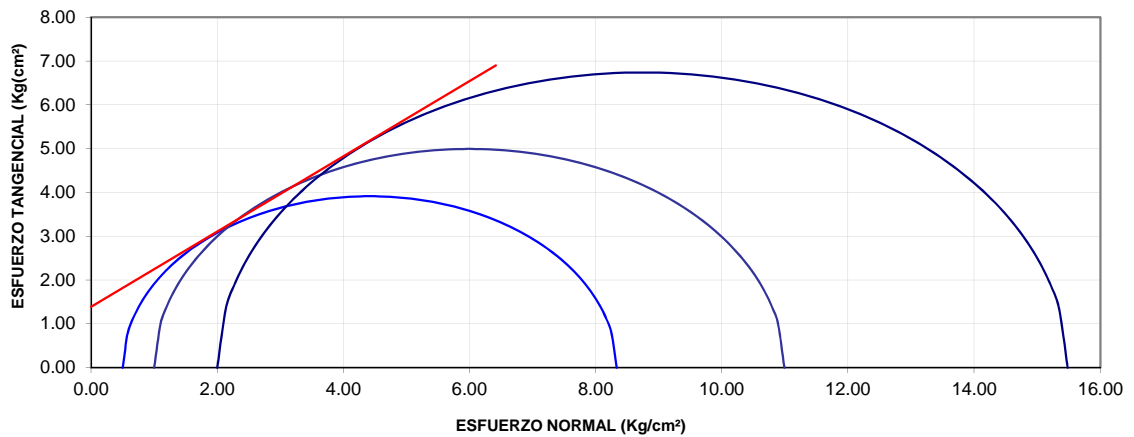
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	σ DESVIADOR (Kg/cm²)	σ <sub>3</sub> (Kg/cm²)	σ <sub>1</sub> (Kg/cm²)	(σ <sub>1</sub> -σ <sub>3</sub> )/2 (Kg/cm²)	(σ <sub>1</sub> +σ <sub>3</sub> )/2 (Kg/cm²)
1	7.83	0.50	8.33	3.915	4.415
2	9.99	1.00	10.99	4.995	5.995
3	13.48	2.00	15.48	6.740	8.740

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	4.07	%
PESO UNITARIO :	1.59	(g/cm³)
ANGULO DE FRICCIÓN Ø :	40.6	°
COHESIÓN c :	13.90	(Ton/m²)



**ÁREA DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNICA**

**INFORME DE ENSAYO**

**ENSAYO DENSIDAD NATURAL**

**OBRA :** Montecristi Golf Club  
**LOCALIZACIÓN :** Montecristi - Manabí  
**MUESTRA :** Tomada por el Cliente  
**DESCRIPCIÓN :** Arena Suelta

**N° DE RECEPCIÓN :** 2742 S  
**SOLICITADO POR :** Ing. Daniel Valdez  
**CONTRATISTA :** -----  
**FISCALIZACIÓN :** Ing. Daniel Valdez  
**FECHA :** 11/11/2014

**ENSAYO N° 1**

<b>D SUPERIOR :</b>	46,54	mm	<b>D PROMEDIO :</b>	46,55	mm
<b>D MEDIO :</b>	46,54	mm	<b>A PROMEDIO :</b>	1701,64	mm <sup>2</sup>
<b>D INFERIOR :</b>	46,55	mm	<b>V PROMEDIO :</b>	338,94	cm <sup>3</sup>
<b>H INICIAL :</b>	199,19	mm			
<b>P MUESTRA + RECIPIENTE :</b>	564,91	gr	<b>HUMEDAD NATURAL</b>		
<b>P RECIPIENTE :</b>	93,13	gr	<b>Pcap. + sh.</b>	61,86	62,62 gr
<b>P MUESTRA :</b>	471,78	gr	<b>Pcap. + ss.</b>	59,48	60,41 gr
<b>Y HUMEDA :</b>	1,392	gr/cm <sup>3</sup>	<b>Pcap.</b>	18,44	18,2 gr
<b>Y SECA :</b>	1,319	gr/cm <sup>3</sup>	<b>% Humedad</b>	5,80	5,24 %
			<b>% Humedad</b>	5,52 %	

**ENSAYO N° 2**

<b>D SUPERIOR :</b>	46,53	mm	<b>D PROMEDIO :</b>	46,56	mm
<b>D MEDIO :</b>	46,55	mm	<b>A PROMEDIO :</b>	1702,69	mm <sup>2</sup>
<b>D INFERIOR :</b>	46,60	mm	<b>V PROMEDIO :</b>	337,70	cm <sup>3</sup>
<b>H INICIAL :</b>	198,33	mm			
<b>P MUESTRA + RECIPIENTE :</b>	598,83	gr	<b>HUMEDAD NATURAL</b>		
<b>P RECIPIENTE :</b>	93,70	gr	<b>Pcap. + sh.</b>	56,06	54,91 gr
<b>P MUESTRA :</b>	505,13	gr	<b>Pcap. + ss.</b>	55,04	53,77 gr
<b>Y HUMEDA :</b>	1,496	gr/cm <sup>3</sup>	<b>Pcap.</b>	16,91	11,51 gr
<b>Y SECA :</b>	1,457	gr/cm <sup>3</sup>	<b>% Humedad</b>	2,68	2,70 %
			<b>% Humedad</b>	2,69 %	

*Eduardo Granda*

Eduardo Granda  
RESPONSABLE DE ENSAYOS

*Jorge Albuja*

Ing. Jorge Albuja  
RESPONSABLE DE ÁREA

*Guillermo Realpe*

Ing. Guillermo Realpe M.Sc.  
DIRECTOR DEL LABORATORIO



## Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)

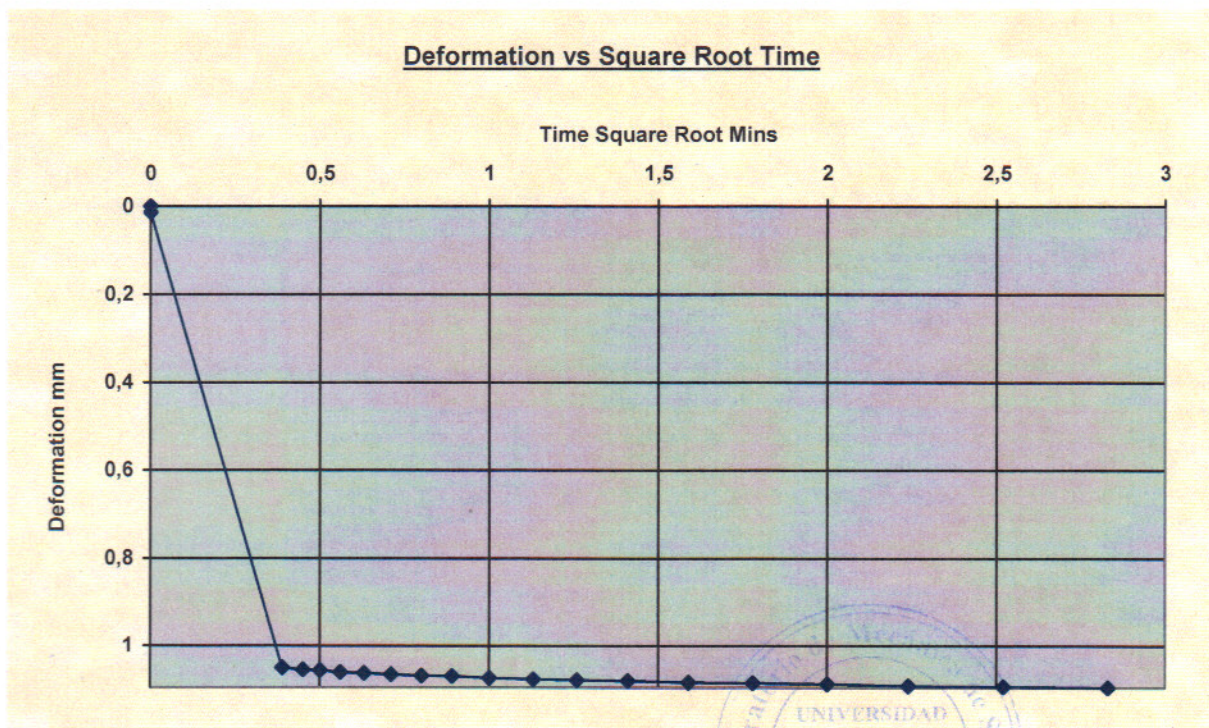


<b>Client</b>	Carlos Ortiz	<b>Lab Ref</b>	-----
<b>Project</b>	Montecristi Golf Club	<b>Job</b>	2742 S
<b>Borehole</b>	S / I	<b>Sample</b>	Mezcla M1 y M2

Test Details			
<b>Standard</b>	ASTM D3080-03 / AASHTO T236-92	<b>Particle Specific Gravity</b>	2.65
<b>Sample Type</b>	Core sample	<b>Single or Multi Stage</b>	Single Stage
<b>Lab. Temperature</b>	20.0 deg.C	<b>Location</b>	
<b>Sample Description</b>	Arena suelta con restos de conchas.		
<b>Variations from procedure</b>	None		

Specimen Details			
<b>Specimen Reference</b>	<b>A</b>	<b>Description</b>	50 KPa
<b>Depth within Sample</b>	0.00mm	<b>Orientation within Sample</b>	
<b>Initial Height</b>	21.270 mm	<b>Area</b>	3573.25 mm <sup>2</sup>
<b>Structure / Preparation</b>		<b>Initial Water Content*</b>	4.10 %
<b>Initial Wet Unit Weight</b>	14.13 kN/m <sup>3</sup>	<b>Degree of Saturation</b>	11.87 %
<b>Initial Dry Unit Weight</b>	13.57 kN/m <sup>3</sup>	<b>Initial Voids Ratio</b>	0.915
<b>Final Wet Unit Weight</b>	18.48 kN/m <sup>3</sup>	<b>Final Water Content</b>	28.65%
<b>Final Dry Unit Weight</b>	14.36 kN/m <sup>3</sup>	<b>Dry Mass</b>	105.17 g
<b>Tested Dry or Submerged</b>	Submerged		
<b>Comments</b>			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen

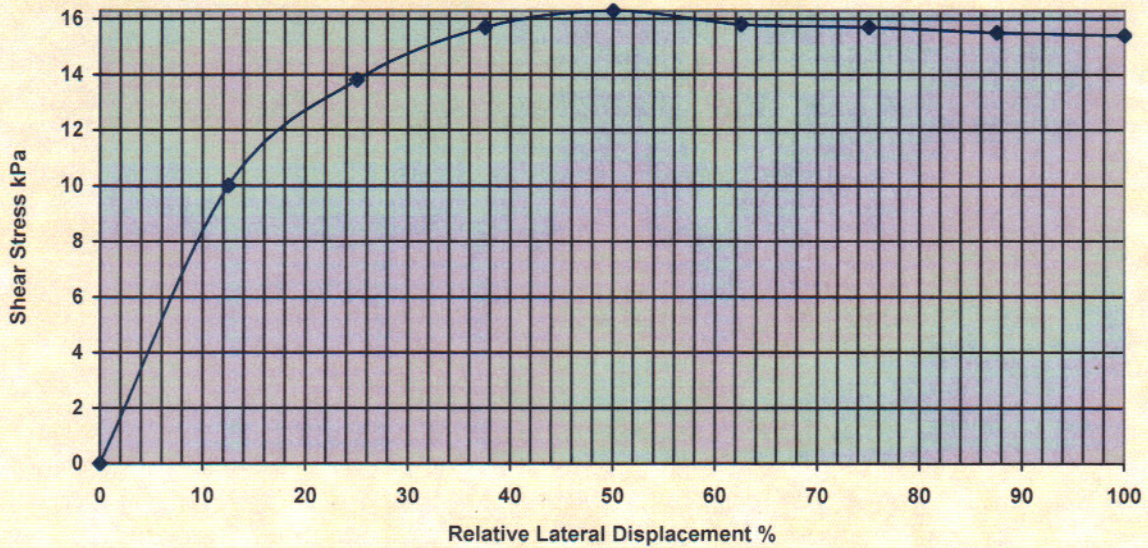


# Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)

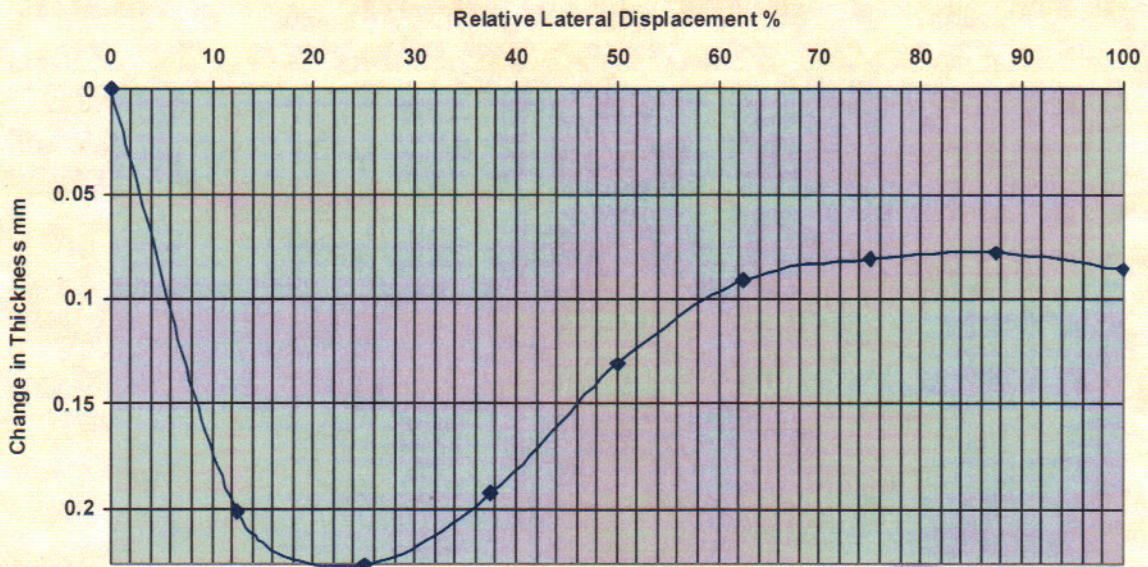


<b>Client</b>	Carlos Ortiz	<b>Lab Ref</b>	-----
<b>Project</b>	Montecristi Golf Club	<b>Job</b>	2742 S
<b>Borehole</b>	S / I	<b>Sample</b>	Mezcla M1 y M2

**Shear Stress Vs Displacement**



**Change in Specimen Thickness Vs Displacement**



**Rate of Horizontal Displacement**      Stage 1: 0.4124mm/min



## Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)



<b>Client</b>	Carlos Ortiz	<b>Lab Ref</b>	----
<b>Project</b>	Montecristi Golf Club	<b>Job</b>	2742 S
<b>Borehole</b>	S / I	<b>Sample</b>	Mezcla M1 y M2

Conditions at Failure	
<b>Normal Stress</b>	50.0 kPa
<b>Peak Strength</b>	16.3 kPa
<b>Horizontal Deformation</b>	4.796 mm
<b>Residual Stress</b>	0.0 kPa
<b>Vertical Deformation</b>	1.232 mm

Tested By :	<u>Eduardo Granda C.</u> Eduardo Granda
Checked By:	x <u>Jorge Alba</u> Eng. Jorge Alba
Approved By :	<u>Guillermo Realpe</u> Eng. Guillermo Realpe M.Sc

## Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)

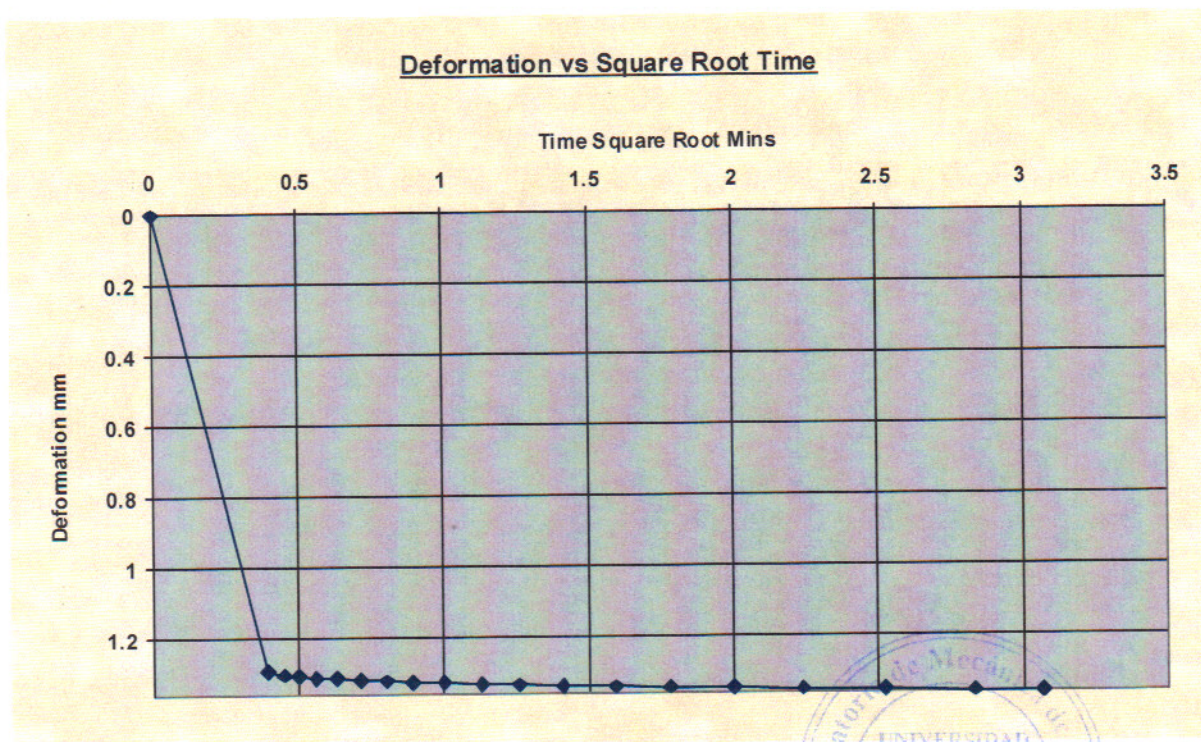


<b>Client</b>	Carlos Ortiz	<b>Lab Ref</b>	-----
<b>Project</b>	Montecristi Golf Club	<b>Job</b>	2742 S
<b>Borehole</b>	S / I	<b>Sample</b>	Mezcla M1 y M2

Test Details			
<b>Standard</b>	ASTM D3080-03 / AASHTO T236-92	<b>Particle Specific Gravity</b>	2.65
<b>Sample Type</b>	Core sample	<b>Single or Multi Stage</b>	Single Stage
<b>Lab. Temperature</b>	20.0 deg.C	<b>Location</b>	
<b>Sample Description</b>	Arena suelta con restos de conchas.		
<b>Variations from procedure</b>	None		

Specimen Details			
<b>Specimen Reference</b>	<b>B</b>	<b>Description</b>	100 KPa
<b>Depth within Sample</b>	0.00mm	<b>Orientation within Sample</b>	
<b>Initial Height</b>	21.450 mm	<b>Area</b>	3573.25 mm <sup>2</sup>
<b>Structure / Preparation</b>		<b>Initial Water Content*</b>	4.06 %
<b>Initial Wet Unit Weight</b>	13.99 kN/m <sup>3</sup>	<b>Degree of Saturation</b>	11.51 %
<b>Initial Dry Unit Weight</b>	13.44 kN/m <sup>3</sup>	<b>Initial Voids Ratio</b>	0.934
<b>Final Wet Unit Weight</b>	18.52 kN/m <sup>3</sup>	<b>Final Water Content</b>	27.72%
<b>Final Dry Unit Weight</b>	14.50 kN/m <sup>3</sup>	<b>Dry Mass</b>	105.04 g
<b>Tested Dry or Submerged</b>	Submerged		
<b>Comments</b>			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen

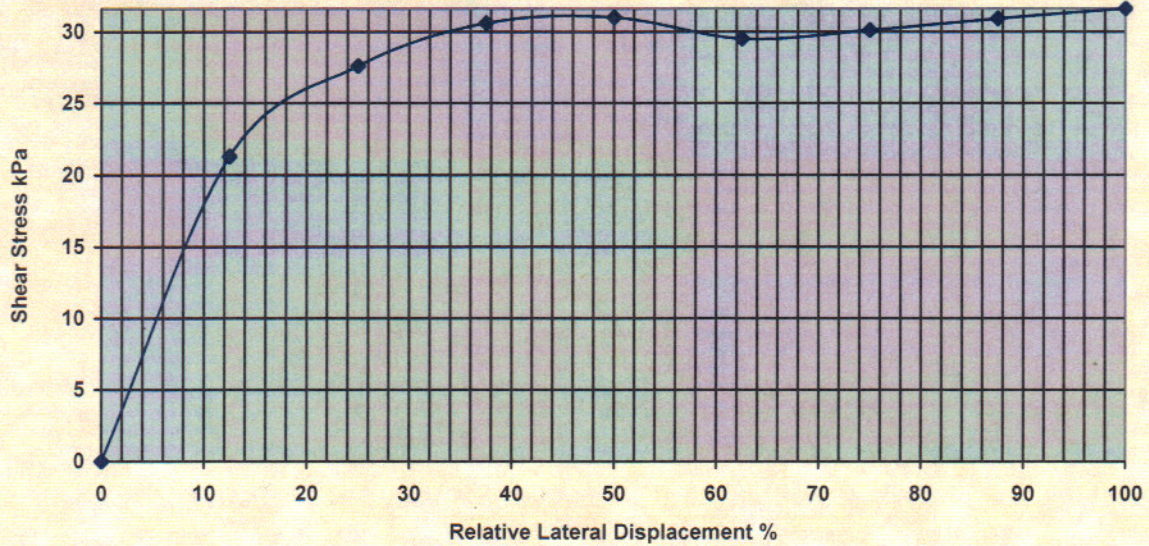


# Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)

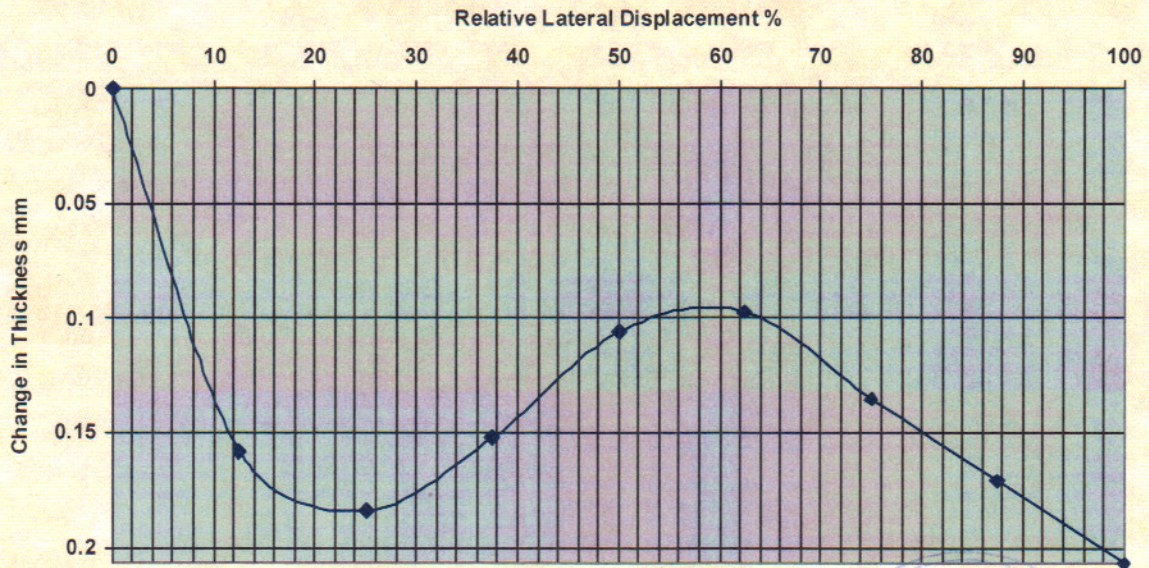


<b>Client</b>	Carlos Ortiz	<b>Lab Ref</b>	-----
<b>Project</b>	Montecristi Golf Club	<b>Job</b>	2742 S
<b>Borehole</b>	S / I	<b>Sample</b>	Mezcla M1 y M2

**Shear Stress Vs Displacement**



**Change in Specimen Thickness Vs Displacement**



**Rate of Horizontal Displacement**    Stage 1: 0.4108mm/min



## Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)



<b>Client</b>	Carlos Ortiz	<b>Lab Ref</b>	-----
<b>Project</b>	Montecristi Golf Club	<b>Job</b>	2742 S
<b>Borehole</b>	S / I	<b>Sample</b>	Mezcla M1 y M2

Conditions at Failure	
<b>Normal Stress</b>	100.0 kPa
<b>Peak Strength</b>	31.0 kPa
<b>Horizontal Deformation</b>	4.796 mm
<b>Residual Stress</b>	0.0 kPa
<b>Vertical Deformation</b>	1.470 mm

Tested By :	<u>Eduardo Granda</u> Eduardo Granda
Checked By:	<u>Jorge Albuja</u> Eng. Jorge Albuja
Approved By :	<u>Guillermo Realpe</u> Eng. Guillermo Realpe M.Sc



## Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)

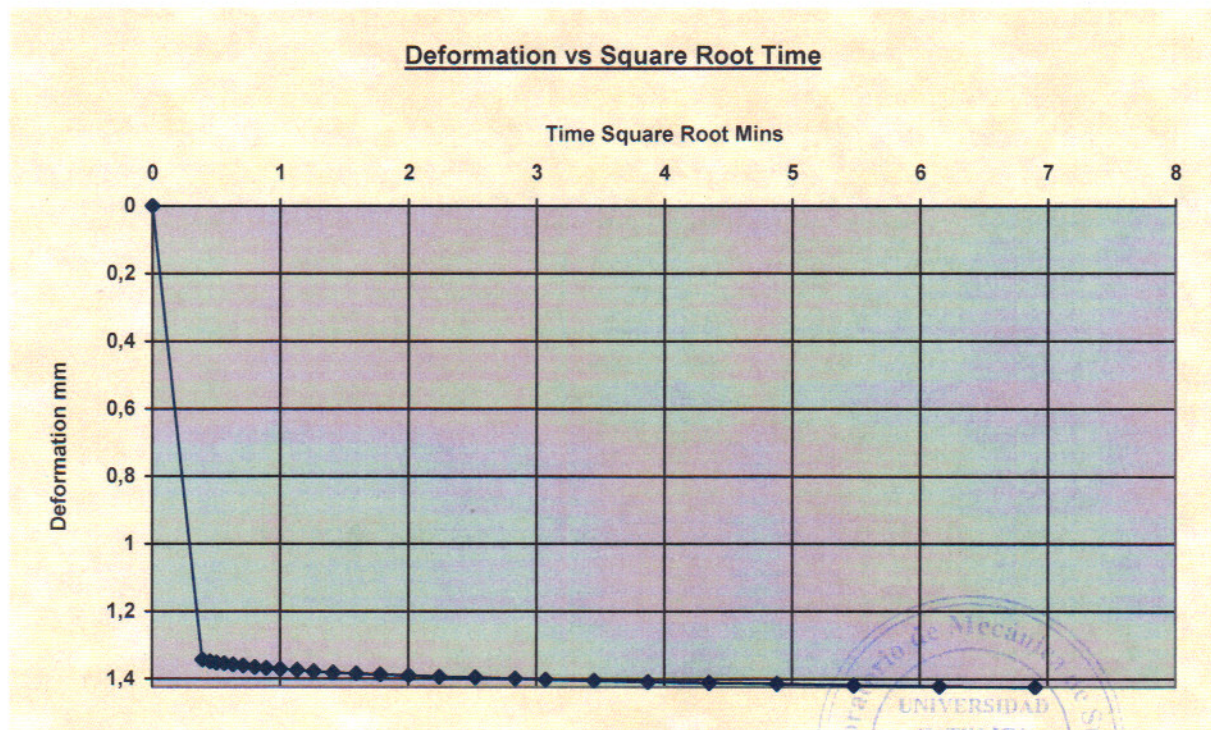


<b>Client</b>	Carlos Ortiz	<b>Lab Ref</b>	-----
<b>Project</b>	Montecristi Golf Club	<b>Job</b>	2742 S
<b>Borehole</b>	S / I	<b>Sample</b>	Mezcla M1 y M2

Test Details			
<b>Standard</b>	ASTM D3080-03 / AASHTO T236-92	<b>Particle Specific Gravity</b>	2.65
<b>Sample Type</b>	Core sample	<b>Single or Multi Stage</b>	Single Stage
<b>Lab. Temperature</b>	20.0 deg.C	<b>Location</b>	
<b>Sample Description</b>	Arena suelta con restos de conchas.		
<b>Variations from procedure</b>	None		

Specimen Details			
<b>Specimen Reference</b>	<b>C</b>	<b>Description</b>	200 KPa
<b>Depth within Sample</b>	0.00mm	<b>Orientation within Sample</b>	
<b>Initial Height</b>	21.420 mm	<b>Area</b>	3573.25 mm <sup>2</sup>
<b>Structure / Preparation</b>		<b>Initial Water Content*</b>	4.07 %
<b>Initial Wet Unit Weight</b>	14.04 kN/m <sup>3</sup>	<b>Degree of Saturation</b>	11.62 %
<b>Initial Dry Unit Weight</b>	13.49 kN/m <sup>3</sup>	<b>Initial Voids Ratio</b>	0.927
<b>Final Wet Unit Weight</b>	18.50 kN/m <sup>3</sup>	<b>Final Water Content</b>	26.90%
<b>Final Dry Unit Weight</b>	14.58 kN/m <sup>3</sup>	<b>Dry Mass</b>	105.26 g
<b>Tested Dry or Submerged</b>	Submerged		
<b>Comments</b>			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen

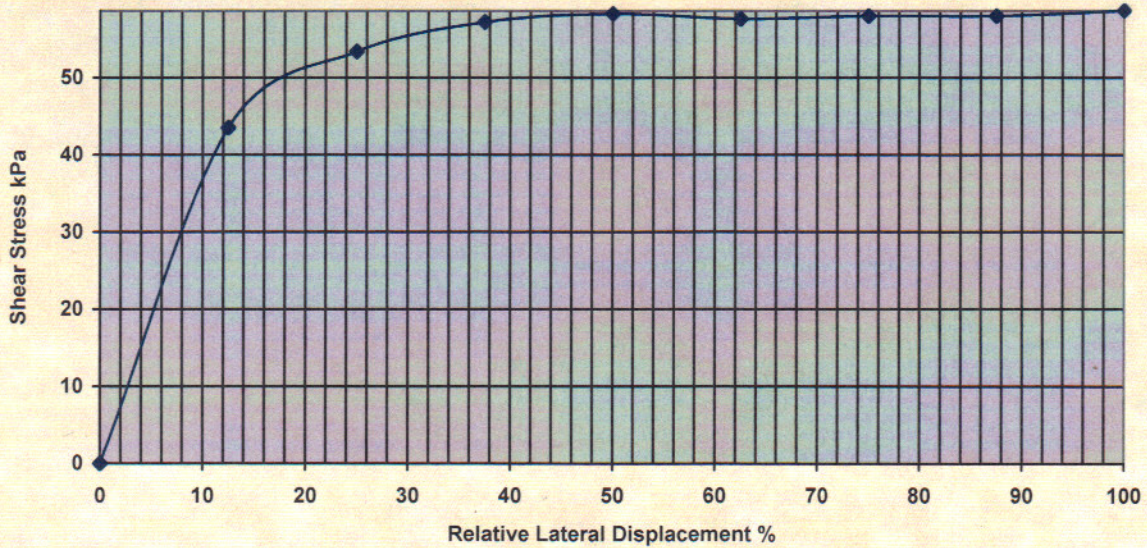


# Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)

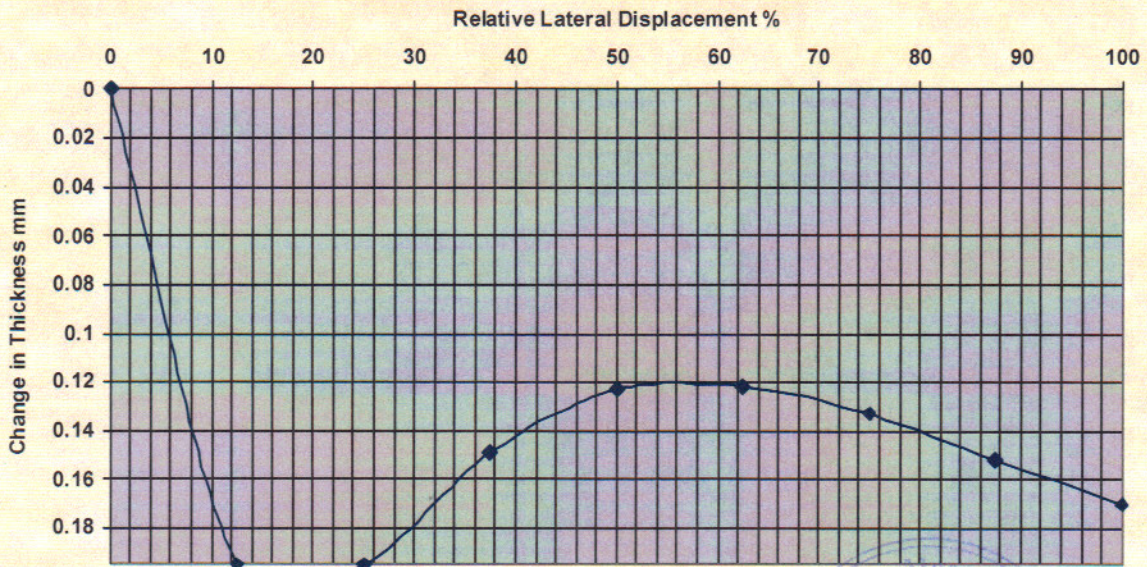


<b>Client</b>	Carlos Ortiz	<b>Lab Ref</b>	-----
<b>Project</b>	Montecristi Golf Club	<b>Job</b>	2742 S
<b>Borehole</b>	S / I	<b>Sample</b>	Mezcla M1 y M2

**Shear Stress Vs Displacement**



**Change in Specimen Thickness Vs Displacement**



**Rate of Horizontal Displacement**      Stage 1: 0.4281mm/min



## Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)



<b>Client</b>	Carlos Ortiz	<b>Lab Ref</b>	-----
<b>Project</b>	Montecristi Golf Club	<b>Job</b>	2742 S
<b>Borehole</b>	S / I	<b>Sample</b>	Mezcla M1 y M2

Conditions at Failure	
<b>Normal Stress</b>	200.0 kPa
<b>Peak Strength</b>	58.3 kPa
<b>Horizontal Deformation</b>	4.796 mm
<b>Residual Stress</b>	0.0 kPa
<b>Vertical Deformation</b>	1.562 mm

Tested By :	<u>Eduardo Granda C.</u> Eduardo Granda
Checked By:	x <u>Jorge Albuja</u> Eng. Jorge Albuja
Approved By :	<u>Guillermo Realpe</u> Eng. Guillermo Realpe M.Sc

## Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)

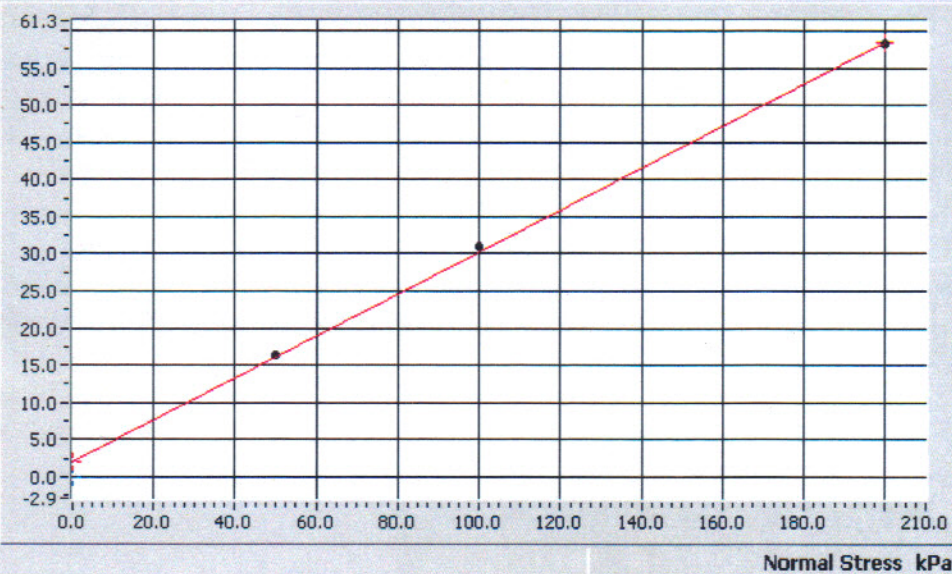


**Test Summary**

Reference	A	B	C
Normal Stress	50.0 kPa	100.0 kPa	200.0 kPa
Peak Strength	16.3 kPa	31.0 kPa	58.3 kPa
Corresponding Horizontal Displacement	4.796 mm	4.796 mm	4.796 mm
Residual Stress	N/A	N/A	N/A
Rate of Shear Displacement	Stage 1: 0.4124mm/min	Stage 1: 0.4108mm/min	Stage 1: 0.4281mm/min
Final Height	20.10 mm	19.88 mm	19.82 mm
Sample Area	3573.25 mm <sup>2</sup>	3573.25 mm <sup>2</sup>	3573.25 mm <sup>2</sup>
Initial Wet Unit Weight	14.13 kN/m <sup>3</sup>	13.99 kN/m <sup>3</sup>	14.04 kN/m <sup>3</sup>
Initial Dry Unit Weight	13.57 kN/m <sup>3</sup>	13.44 kN/m <sup>3</sup>	13.49 kN/m <sup>3</sup>
Final Wet Unit Weight	18.48 kN/m <sup>3</sup>	18.52 kN/m <sup>3</sup>	18.50 kN/m <sup>3</sup>
Final Dry Unit Weight	14.36 kN/m <sup>3</sup>	14.50 kN/m <sup>3</sup>	14.58 kN/m <sup>3</sup>
Final Moisture Content	28.65 %	27.72 %	26.90 %
Particle Specific Gravity	2.65	2.65	2.65
Final Void Ratio	0.8101	0.7925	0.7834
Final Saturation	93.72%	92.70%	91.01%

### Maximum Shear Stress vs Normal Stress

Peak Shear Stress kPa



**Peak** ●

Angle of Shear Resistance  
 Degrees

Cohesion  
 kPa



## Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)

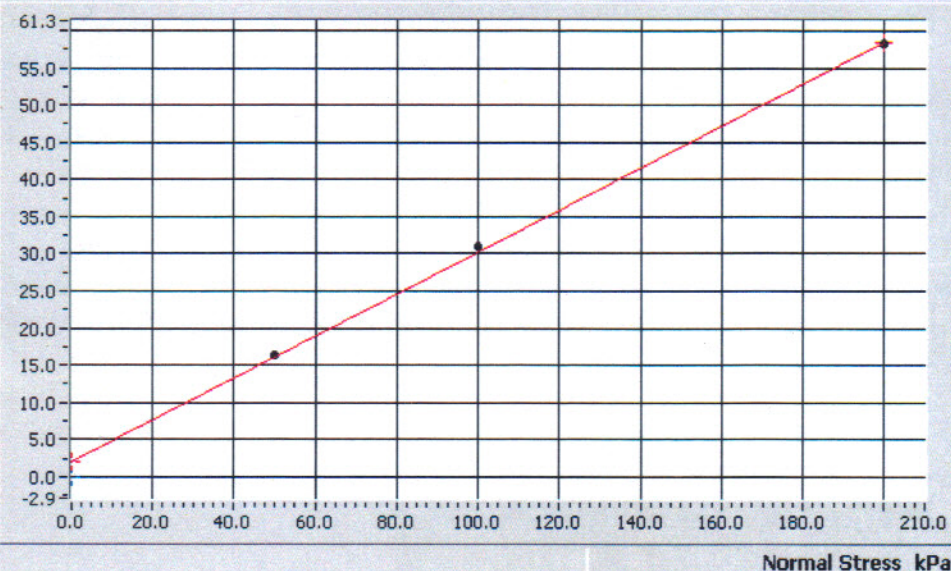


**Test Summary**

Reference	A	B	C
Normal Stress	50.0 kPa	100.0 kPa	200.0 kPa
Peak Strength	16.3 kPa	31.0 kPa	58.3 kPa
Corresponding Horizontal Displacement	4.796 mm	4.796 mm	4.796 mm
Residual Stress	N/A	N/A	N/A
Rate of Shear Displacement	Stage 1: 0.4124mm/min	Stage 1: 0.4108mm/min	Stage 1: 0.4281mm/min
Final Height	20.10 mm	19.88 mm	19.82 mm
Sample Area	3573.25 mm <sup>2</sup>	3573.25 mm <sup>2</sup>	3573.25 mm <sup>2</sup>
Initial Wet Unit Weight	14.13 kN/m <sup>3</sup>	13.99 kN/m <sup>3</sup>	14.04 kN/m <sup>3</sup>
Initial Dry Unit Weight	13.57 kN/m <sup>3</sup>	13.44 kN/m <sup>3</sup>	13.49 kN/m <sup>3</sup>
Final Wet Unit Weight	18.48 kN/m <sup>3</sup>	18.52 kN/m <sup>3</sup>	18.50 kN/m <sup>3</sup>
Final Dry Unit Weight	14.36 kN/m <sup>3</sup>	14.50 kN/m <sup>3</sup>	14.58 kN/m <sup>3</sup>
Final Moisture Content	28.65 %	27.72 %	26.90 %
Particle Specific Gravity	2.65	2.65	2.65
Final Void Ratio	0.8101	0.7925	0.7834
Final Saturation	93.72%	92.70%	91.01%

### Maximum Shear Stress vs Normal Stress

Peak Shear Stress kPa



**Peak** ●

Angle of Shear Resistance  
 Degrees

Cohesion  
 kPa





# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

PROYECTO: EDIFICIO MOURET  
 PROVINCIA: PICHINCHA  
 CIUDAD: QUITO  
 UBICACIÓN: RIO COCA Y AV. 6 DE DICIEMBRE  
 FECHA: diciembre-14

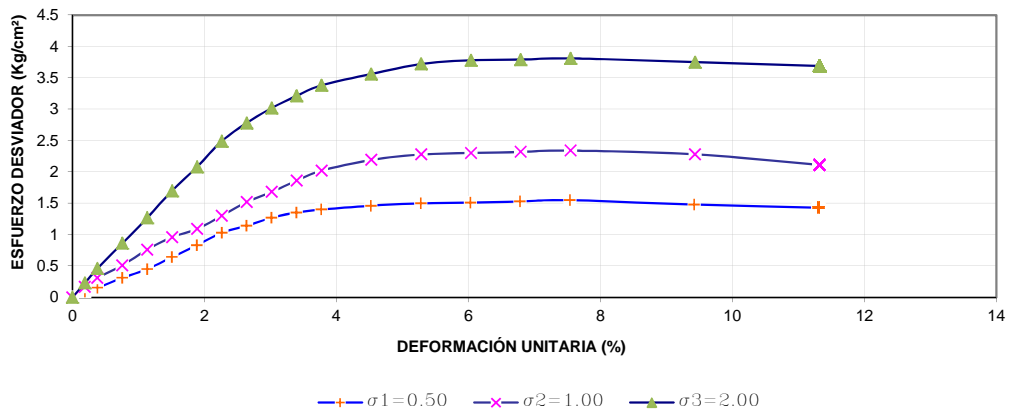
SONDEO

P-2

PROF.  
3.50 - 4.00 m

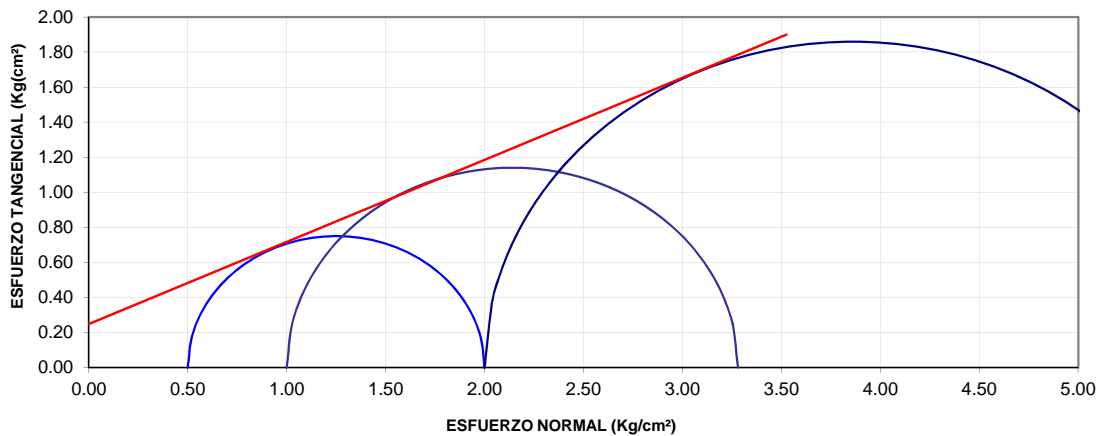
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	$\sigma$ DESVIADOR (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_3$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	1.50	0.50	2.00	0.750	1.250
2	2.28	1.00	3.28	1.140	2.140
3	3.72	2.00	5.72	1.860	3.860

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	21.93	%
PESO UNITARIO :	1.84	(g/cm <sup>3</sup> )
ANGULO DE FRICCIÓN $\phi$ :	25.1	°
COHESIÓN c :	2.50	(Ton/m <sup>2</sup> )

## ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO NO DRENADO

PROYECTO : PUERTO LAGARTO

MUESTRA No : P-1

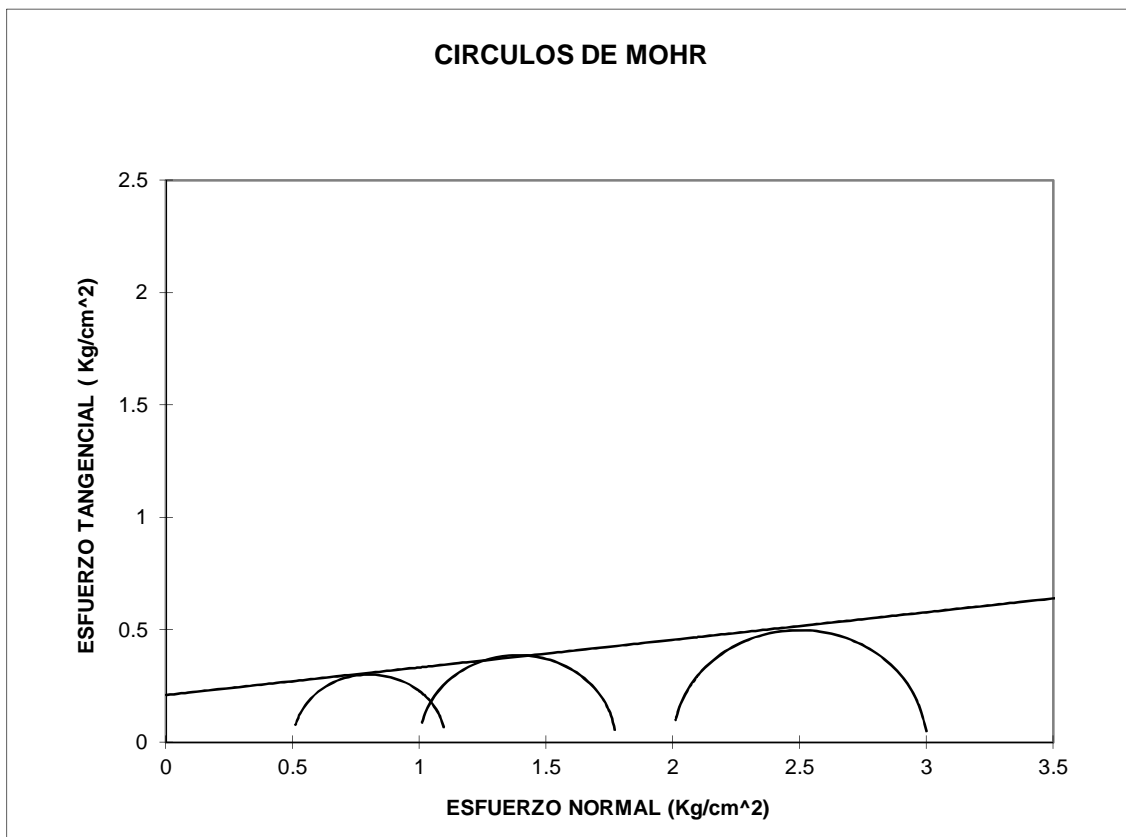
OBRA : CELDA

PROFUND. : 3,00-3,50

UBICACION : SHUSHUFINDI - PROV. SUCUMBIOS

FECHA : DIC-2014

No	$\sigma$ desv. Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>
1	0.60	0.50	1.10	0.30	0.80
2	0.77	1.00	1.77	0.39	1.39
3	1.00	2.00	3.00	0.50	2.50



COHESION (kg/cm <sup>2</sup> )	0.21
FRICCION (GRADOS)	7

DATOS DE ENSAYO		PROBETA No. 1	PROBETA No. 2	PROBETA No. 3
DIAMETRO MEDIO	( cm )	3.61	3.60	3.61
ALTURA MEDIA	( cm )	6.81	6.82	6.83
HUMEDAD FINAL	( % )	50.61	49.87	49.30
DENSIDAD HUMEDA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1.688	1.642	1.779
DENSIDAD SECA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1.121	1.095	1.192

## ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO NO DRENADO

PROYECTO : CAMPO TIGRE

MUESTRA No. : P-1

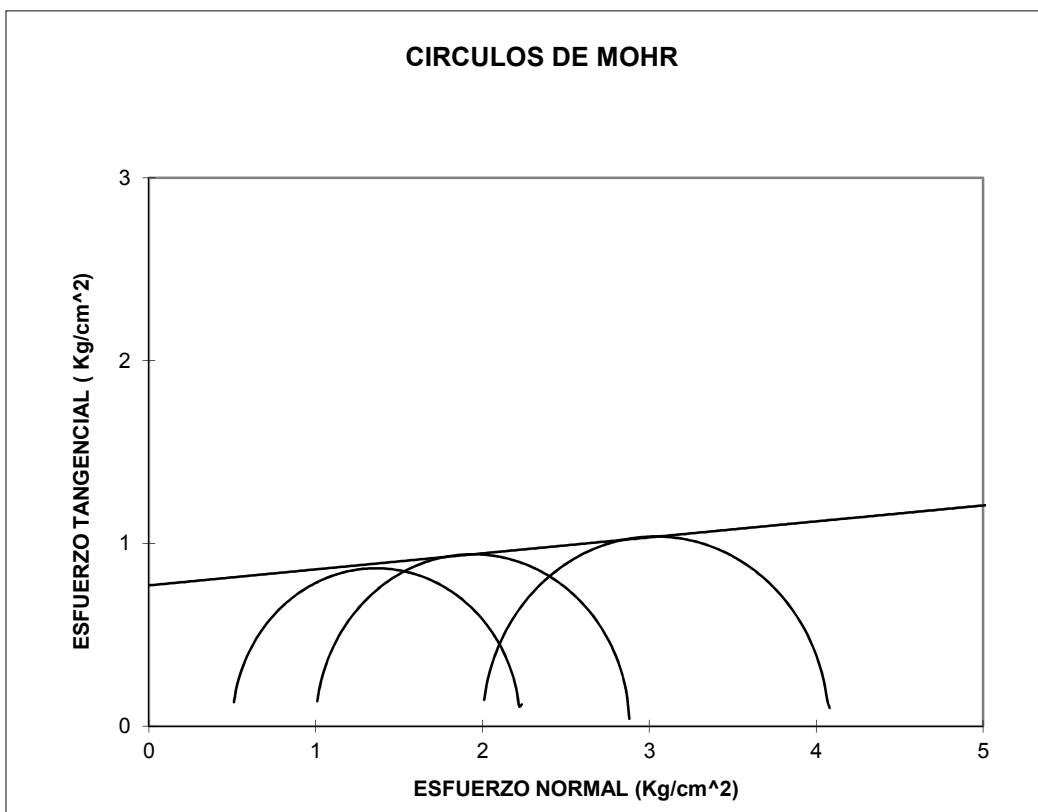
OBRA : CELDA

PROFUND. : 2,50-3,00m

UBICACION : SHUSHUFINDI - PROV. SUCUMBIOS

FECHA : DIC-2014

No	$\sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>
1	1,73	0,50	2,23	0,86	1,36
2	1,88	1,00	2,88	0,94	1,94
3	2,08	2,00	4,08	1,04	3,04



COHESION (kg/cm <sup>2</sup> )	0,77
FRICCION (GRADOS)	5

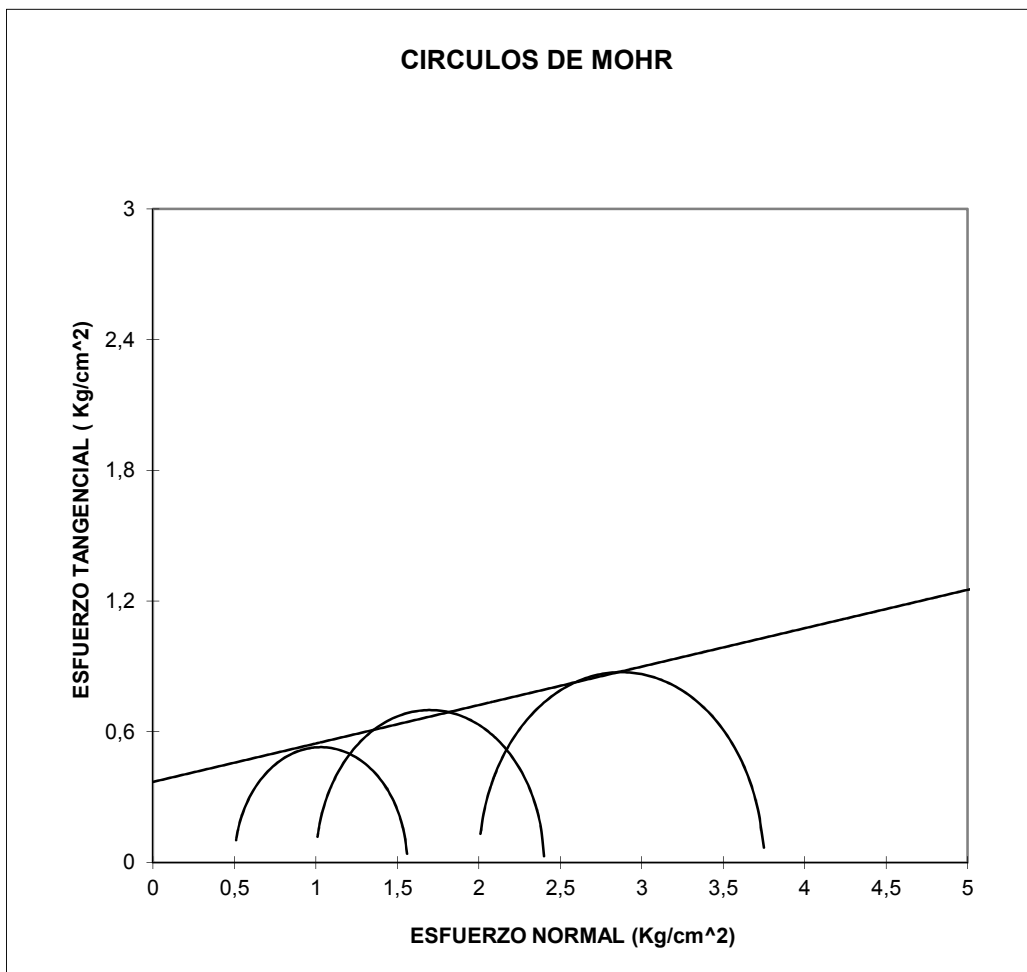
DATOS DE ENSAYO		PROBETA No. 1	PROBETA No. 2	PROBETA No. 3
DIAMETRO MEDIO	( cm )	3,63	3,63	3,64
ALTURA MEDIA	( cm )	6,82	6,88	6,98
HUMEDAD FINAL	( % )	74,31	76,75	75,18
DENSIDAD HUMEDA	( gr/cm <sup>3</sup> )	1,449	1,434	1,405
DENSIDAD SECA	( gr/cm <sup>3</sup> )	0,832	0,811	0,802



## ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO NO DRENADO

PROYECTO : PLANTA SANTA ELENA INCINEROX      MUESTRA No.: P1  
 OBRA : PLANTA      PROFUND. : 2,50m.  
 UBICACION : SANTA ELENA      FECHA : ENERO / 2015

No	$\sigma$ desv. Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ Kg/cm <sup>2</sup>
1	1,06	0,50	1,56	0,53	1,03
2	1,40	1,00	2,40	0,70	1,70
3	1,75	2,00	3,75	0,87	2,87



COHESION (kg/cm <sup>2</sup> )	0,37
FRICCION (GRADOS)	10

DATOS DE ENSAYO	PROBETA No. 1	PROBETA No. 2	PROBETA No. 3
DIAMETRO MEDIC ( cm )	3,56	3,62	3,67
ALTURA MEDIA ( cm )	6,78	6,75	6,79
HUMEDAD FINAL ( % )	111,40	111,50	111,72
DENSIDAD HUMEDI ( gr/cm <sup>3</sup> )	1,373	1,330	1,339
DENSIDAD SECA ( gr/cm <sup>3</sup> )	0,650	0,629	0,632



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

PROYECTO: EDIFICIO MAÑOSCA  
 PROVINCIA: PICHINCHA  
 CIUDAD: QUITO  
 UBICACIÓN: AV. OCCIDENTAL Y MAÑOSCA  
 FECHA: enero-15

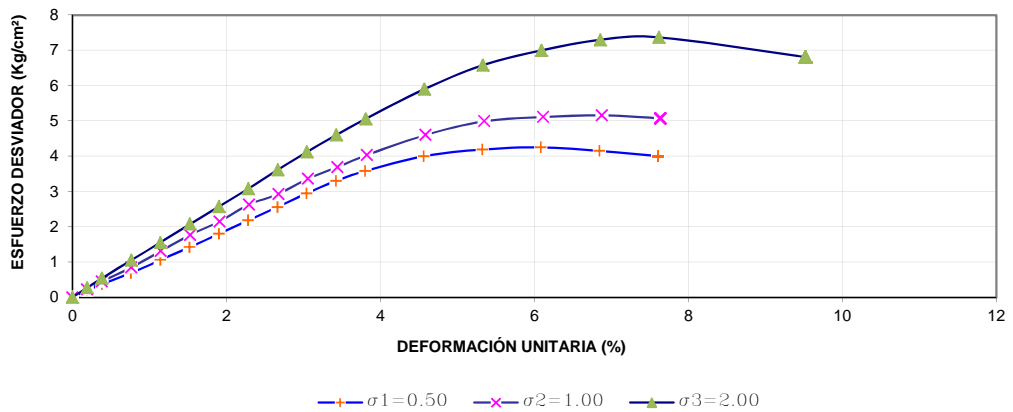
SONDEO

P-1

PROF.  
6.50 - 7.00 m

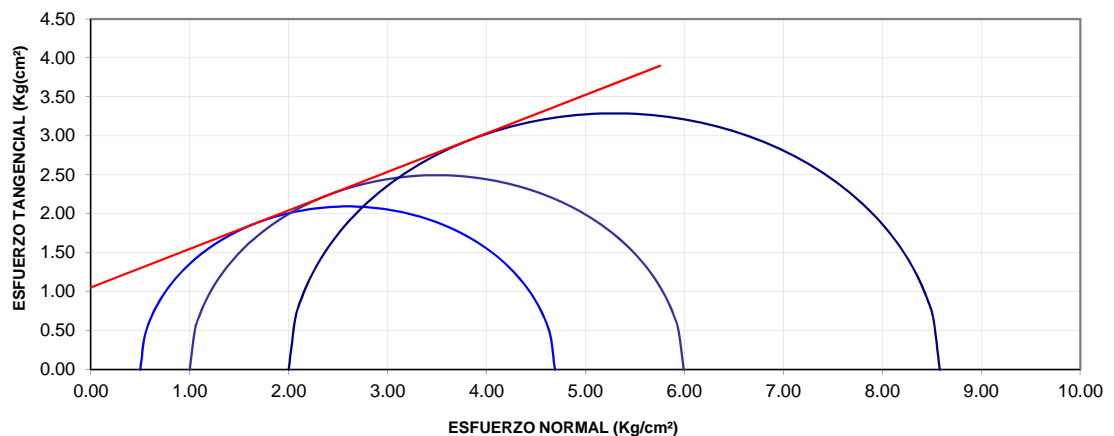
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	σ DESVIADOR (Kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>3</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>1</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	(σ <sub>1</sub> -σ <sub>3</sub> )/2 (Kg/cm <sup>2</sup> )	(σ <sub>1</sub> +σ <sub>3</sub> )/2 (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	4.19	0.50	4.69	2.095	2.595
2	4.99	1.00	5.99	2.495	3.495
3	6.58	2.00	8.58	3.290	5.290

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

HUMEDAD :	28.05	%
PESO UNITARIO :	1.85	(g/cm <sup>3</sup> )
ANGULO DE FRICCIÓN Ø :	26.3	°
COHESIÓN c :	10.50	(Ton/m <sup>2</sup> )

## Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

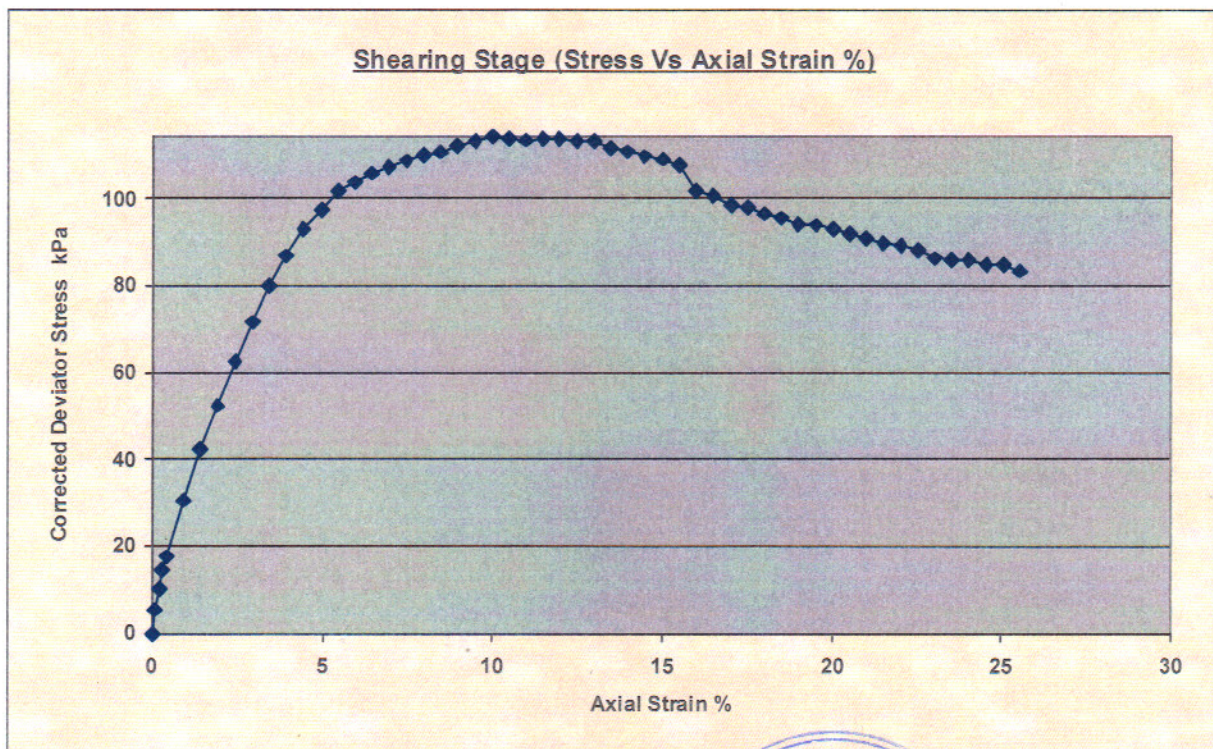


<b>Client</b>	Ing. Carlos Ortiz	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Edificio MontPelier	<b>Job</b>	2875
<b>Borehole</b>	P3	<b>Sample</b>	1

Test & Sample Details			
<b>Standard</b>	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	<b>Sample Depth</b>	2.00 m
<b>Sample Type</b>	Core sample	<b>Sp. Gravity of Solids</b>	2.66
<b>Sample Description</b>	Sondeo P3 - Shelby - Prof. 3.50 - 4.00 m	<b>Lab. Temperature</b>	20.0 deg.C
<b>Variations from Procedure</b>	None		

Specimen Details			
<b>Specimen Reference</b>	D	<b>Stage Reference</b>	1
<b>Initial Height</b>	100.01 mm	<b>Description</b>	
<b>Initial Diameter</b>	50.00 mm	<b>Depth within Sample</b>	0.00 mm
<b>Initial Dry Unit Weight</b>	14.03 kN/m <sup>3</sup>	<b>Orientation within Sample</b>	
<b>Initial Moisture Content*</b>	32.21 %	<b>Preparation</b>	
<b>Void Ratio</b>	0.86	<b>Degree of Saturation</b>	99.63%
<b>Comments</b>			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



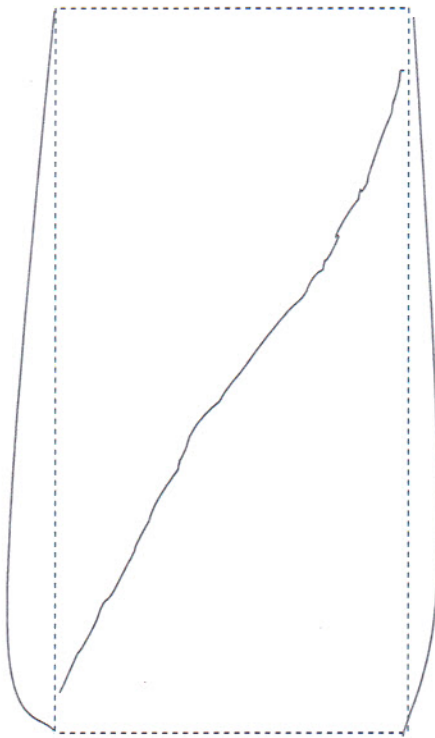
# Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)




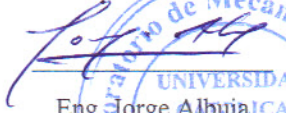
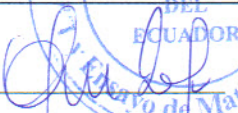
<b>Client</b>	Ing. Carlos Ortiz	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Edificio MontPelier	<b>Job</b>	2875
<b>Borehole</b>	P3	<b>Sample</b>	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	51.5kPa

Conditions at Failure			
<b>Failure Criterion</b>	Maximum Deviator Stress		
<b>Compressive Strength</b>	114.2 kPa	<b>Major Principal Stress</b>	165.7 kPa
<b>Axial Strain</b>	9.96%	<b>Minor Principal Stress</b>	51.5 kPa
<b>Deviator Stress Correction Applied</b>	3.35kPa	<b>Final Moisture Content</b>	32.21 %
<b>Final Unit Weight</b>	18.55 kN/m <sup>3</sup>		



Mode of Failure

Tested By :	 Andrés Muñoz
Checked By:	 Eng. Jorge Albuja
Approved By :	 Eng. Guillermo Realpe M.Sc



## Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

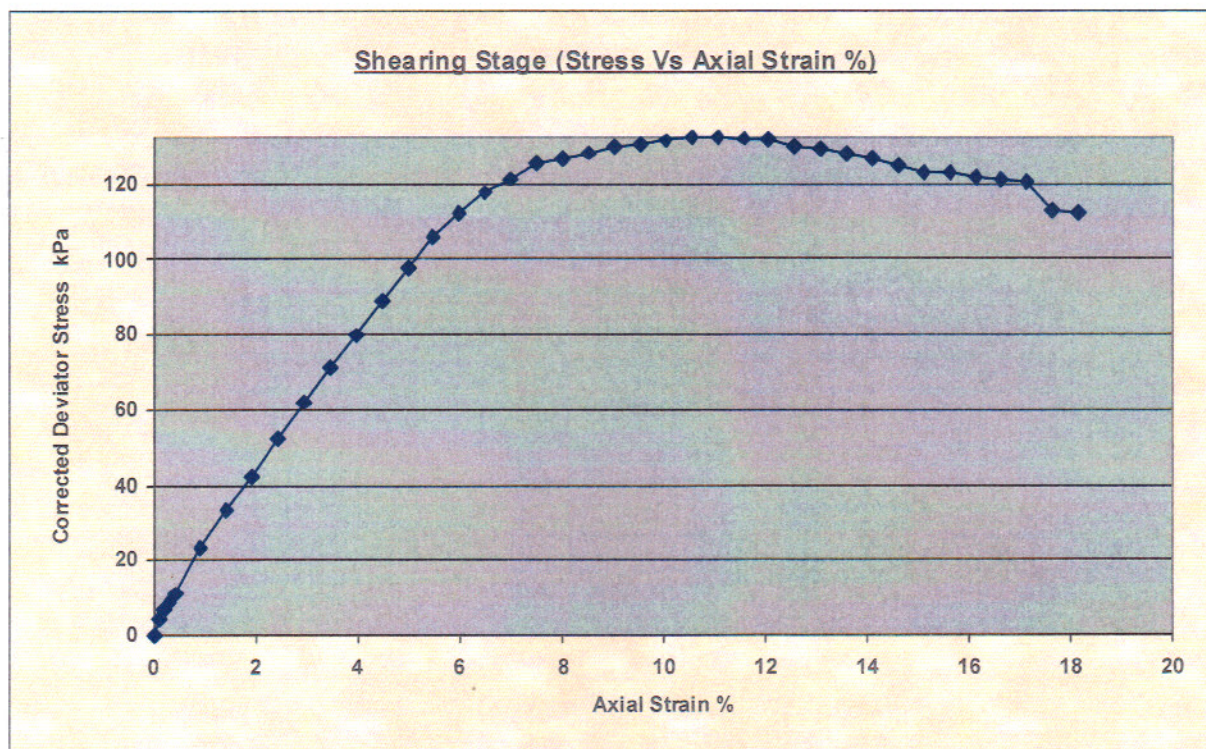


<b>Client</b>	Ing. Carlos Ortiz	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Edificio MontPelier	<b>Job</b>	2875
<b>Borehole</b>	P3	<b>Sample</b>	1

Test & Sample Details			
<b>Standard</b>	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	<b>Sample Depth</b>	2.00 m
<b>Sample Type</b>	Core sample	<b>Sp. Gravity of Solids</b>	2.66
<b>Sample Description</b>	Sondeo P3 - Shelby - Prof. 3.50 - 4.00 m	<b>Lab. Temperature</b>	20.0 deg.C
<b>Variations from Procedure</b>	None		

Specimen Details			
<b>Specimen Reference</b>	C	<b>Stage Reference</b>	1
<b>Initial Height</b>	102.07 mm	<b>Description</b>	
<b>Initial Diameter</b>	49.63 mm	<b>Depth within Sample</b>	0.00 mm
<b>Initial Dry Unit Weight</b>	14.94 kN/m <sup>3</sup>	<b>Orientation within Sample</b>	
<b>Initial Moisture Content*</b>	27.90 %	<b>Preparation</b>	
<b>Void Ratio</b>	0.75	<b>Degree of Saturation</b>	99.42%
<b>Comments</b>			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



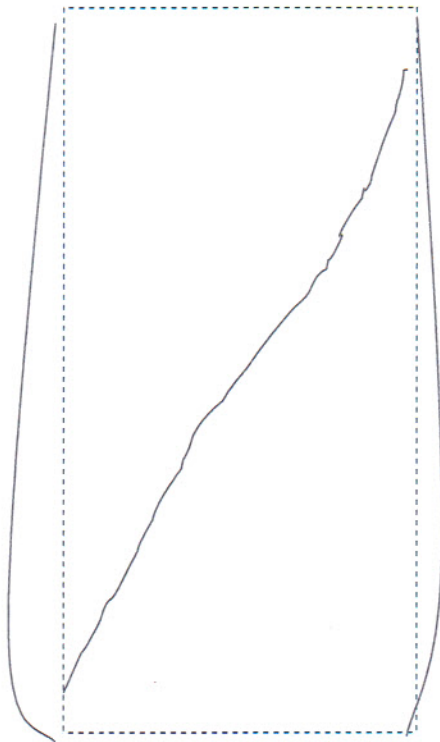
# Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)



<b>Client</b>	Ing. Carlos Ortiz	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Edificio MontPelier	<b>Job</b>	2875
<b>Borehole</b>	P3	<b>Sample</b>	1

Shear Conditions			
<b>Rate of Axial Strain</b>	1.00%/min	<b>Cell Pressure</b>	100.5kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
<b>Compressive Strength</b>	132.3 kPa	<b>Major Principal Stress</b>	232.8 kPa
<b>Axial Strain</b>	11.05%	<b>Minor Principal Stress</b>	100.5 kPa
<b>Deviator Stress Correction Applied</b>	3.74kPa	<b>Final Moisture Content</b>	27.90 %
<b>Final Unit Weight</b>	19.11 kN/m <sup>3</sup>		



Mode of Failure

<b>Tested By :</b>	 Andrés Muñoz
<b>Checked By:</b>	 Eng. Jorge Albuja
<b>Approved By :</b>	 Eng. Guillermo Realpe M.Sc



## Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

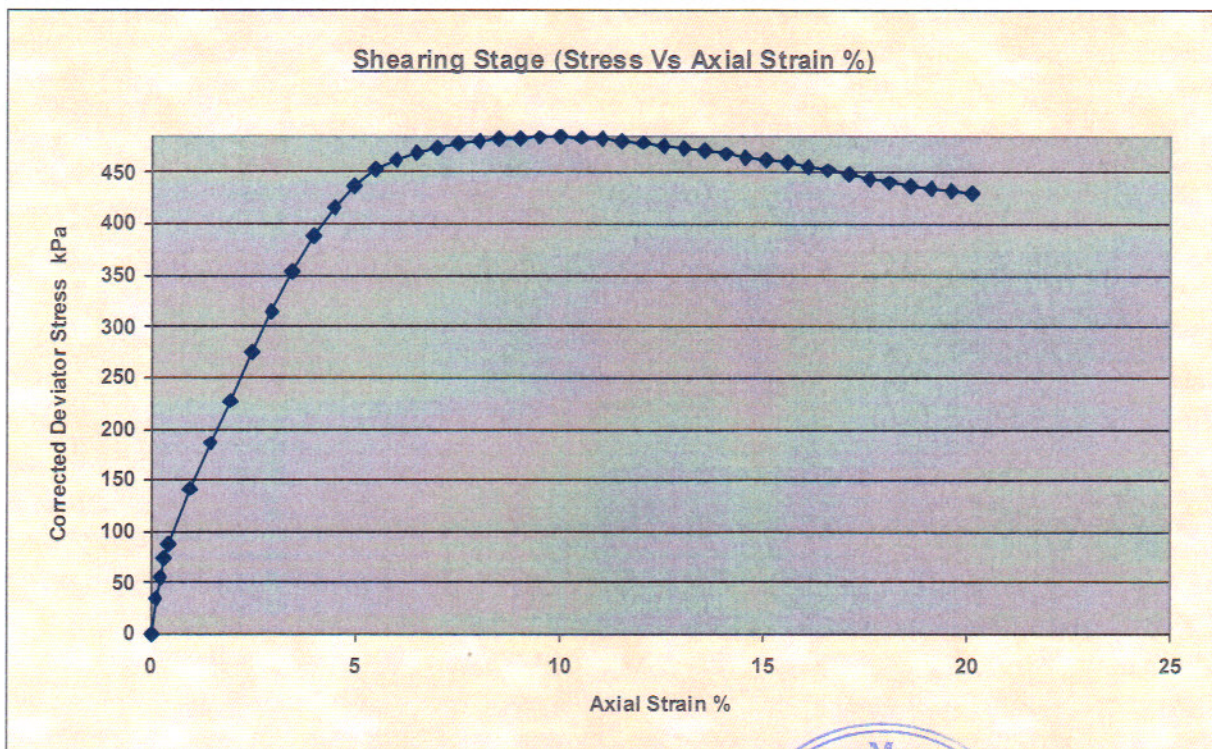


<b>Client</b>	Ing. Carlos Ortiz	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Edificio MontPelier	<b>Job</b>	2875
<b>Borehole</b>	P3	<b>Sample</b>	1

Test & Sample Details			
<b>Standard</b>	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	<b>Sample Depth</b>	2.00 m
<b>Sample Type</b>	Core sample	<b>Sp. Gravity of Solids</b>	2.66
<b>Sample Description</b>	Sondeo P3 - Shelby - Prof. 3.50 - 4.00 m	<b>Lab. Temperature</b>	20.0 deg.C
<b>Variations from Procedure</b>	None		

Specimen Details			
<b>Specimen Reference</b>	B	<b>Stage Reference</b>	1
<b>Initial Height</b>	99.45 mm	<b>Description</b>	
<b>Initial Diameter</b>	49.77 mm	<b>Depth within Sample</b>	0.00 mm
<b>Initial Dry Unit Weight</b>	14.94 kN/m <sup>3</sup>	<b>Orientation within Sample</b>	
<b>Initial Moisture Content*</b>	25.85 %	<b>Preparation</b>	
<b>Void Ratio</b>	0.75	<b>Degree of Saturation</b>	92.10%
<b>Comments</b>	Material de consistencia diferente a las Probetas 50,400 KPa, con gravas		

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



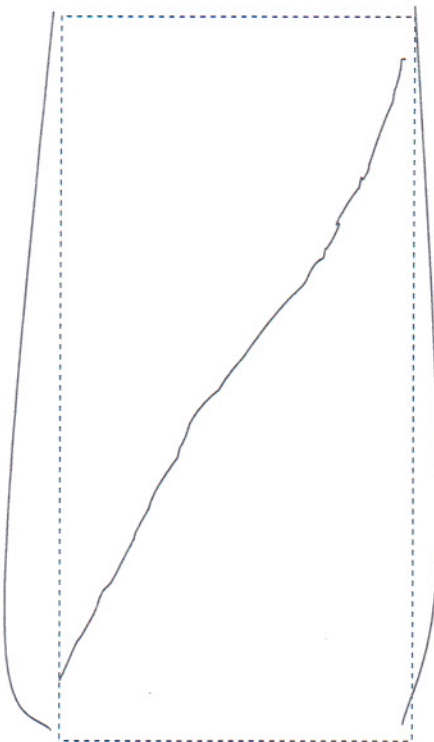
## Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)





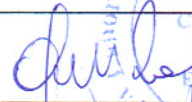
<b>Client</b>	Ing. Carlos Ortiz	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Edificio MontPelier	<b>Job</b>	2875
<b>Borehole</b>	P3	<b>Sample</b>	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	200.1kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	485.0 kPa	Major Principal Stress	685.2 kPa
Axial Strain	9.51%	Minor Principal Stress	200.1 kPa
Deviator Stress Correction Applied	3.21kPa	Final Moisture Content	25.85 %
Final Unit Weight	18.80 kN/m <sup>3</sup>		



Mode of Failure

Tested By :	 _____ Andrés Muñoz
Checked By:	 _____ Eng. Jorge Albuja
Approved By :	 _____ Eng. Guillermo Realpe M.Sc.



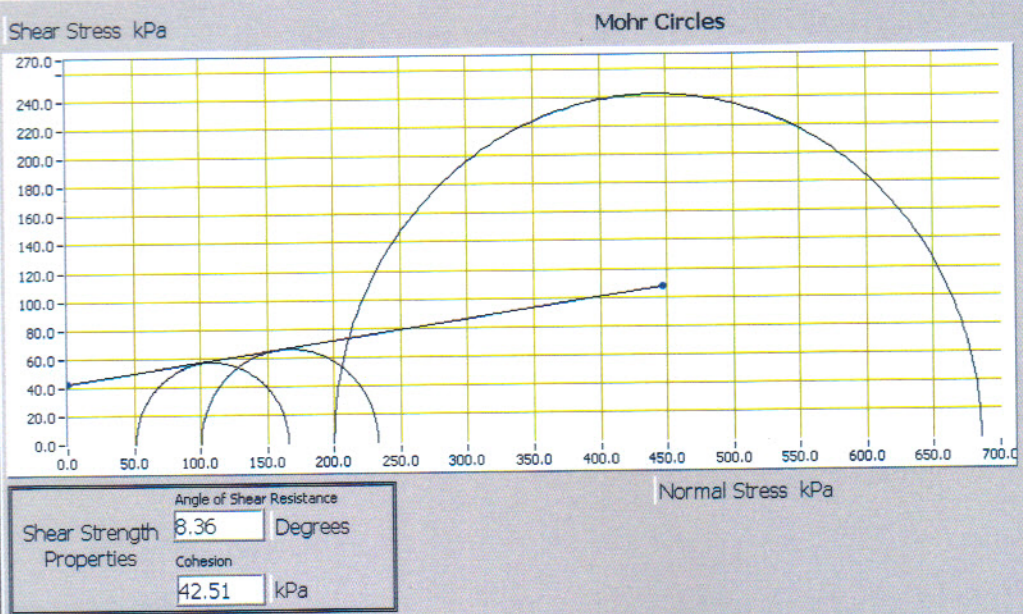


# Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)



## SUMMARY

All Stages Conditions at Failure					
Ref	Minor Principal Stress	Major Principal Stress	Compressive Strength (Corrected)	Cumulative Strain	Mode of Failure
Stage1	100.5kPa	232.8 kPa	132.3 kPa	11.05%	Maximum Deviator Stress
Stage2	200.1kPa	685.2 kPa	485.0 kPa	9.51%	Maximum Deviator Stress
Stage3	51.5kPa	165.7 kPa	114.2 kPa	9.96%	Maximum Deviator Stress



Abs Pth to data File (current if none)  
 C:\Archivos de programa\DS7.1 Application\Text Files\Raw Completed Tests\2875\Triaxial Quick Undrained Tests\1\2875 1 Group Report.dat



## Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)



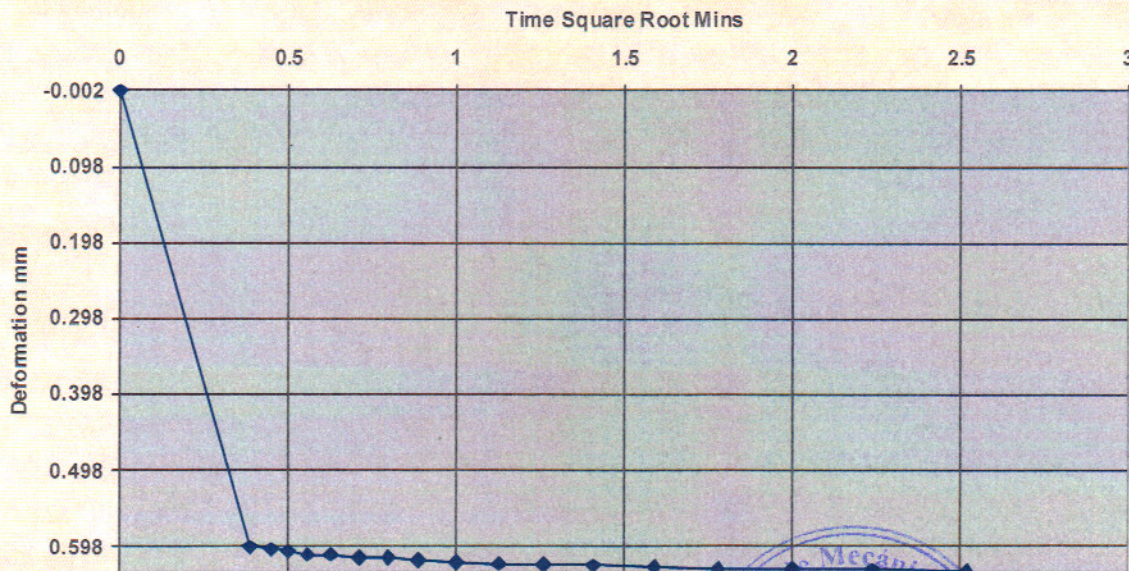
<b>Client</b>	Ing. Carlos Ortiz	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Edificio Mont Pelier	<b>Job</b>	2875
<b>Borehole</b>	P2	<b>Sample</b>	1

Test Details			
<b>Standard</b>	ASTM D3080-03 / AASHTO T236-92	<b>Particle Specific Gravity</b>	2.65
<b>Sample Type</b>	Core sample	<b>Single or Multi Stage</b>	Single Stage
<b>Lab. Temperature</b>	20.0 deg.C	<b>Location</b>	Quito
<b>Sample Description</b>	Sondeo P2 - Shelby - Prof. 2.00 - 2.50 m		
<b>Variations from procedure</b>	None		

Specimen Details			
<b>Specimen Reference</b>	<b>B</b>	<b>Description</b>	
<b>Depth within Sample</b>	0.00mm	<b>Orientation within Sample</b>	
<b>Initial Height</b>	20.000 mm	<b>Area</b>	3600.00 mm <sup>2</sup>
<b>Structure / Preparation</b>		<b>Initial Water Content*</b>	18.04 %
<b>Initial Wet Unit Weight</b>	19.95 kN/m <sup>3</sup>	<b>Degree of Saturation</b>	88.86 %
<b>Initial Dry Unit Weight</b>	16.90 kN/m <sup>3</sup>	<b>Initial Voids Ratio</b>	0.538
<b>Final Wet Unit Weight</b>	20.67 kN/m <sup>3</sup>	<b>Final Water Content</b>	18.47%
<b>Final Dry Unit Weight</b>	17.44 kN/m <sup>3</sup>	<b>Dry Mass</b>	124.06 g
<b>Tested Dry or Submerged</b>	Submerged		
<b>Comments</b>			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen

### Deformation vs Square Root Time

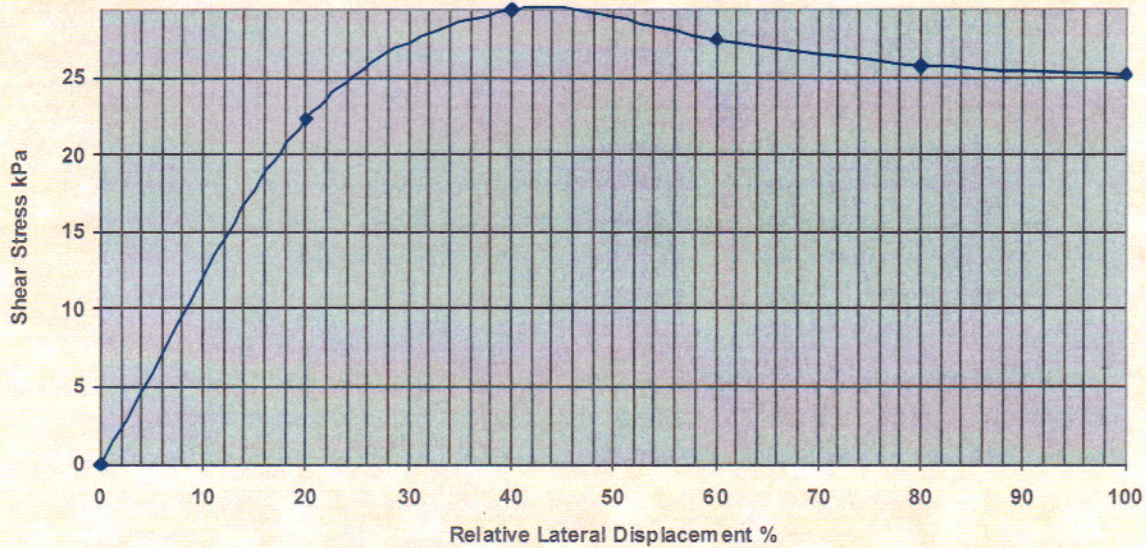


# Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)

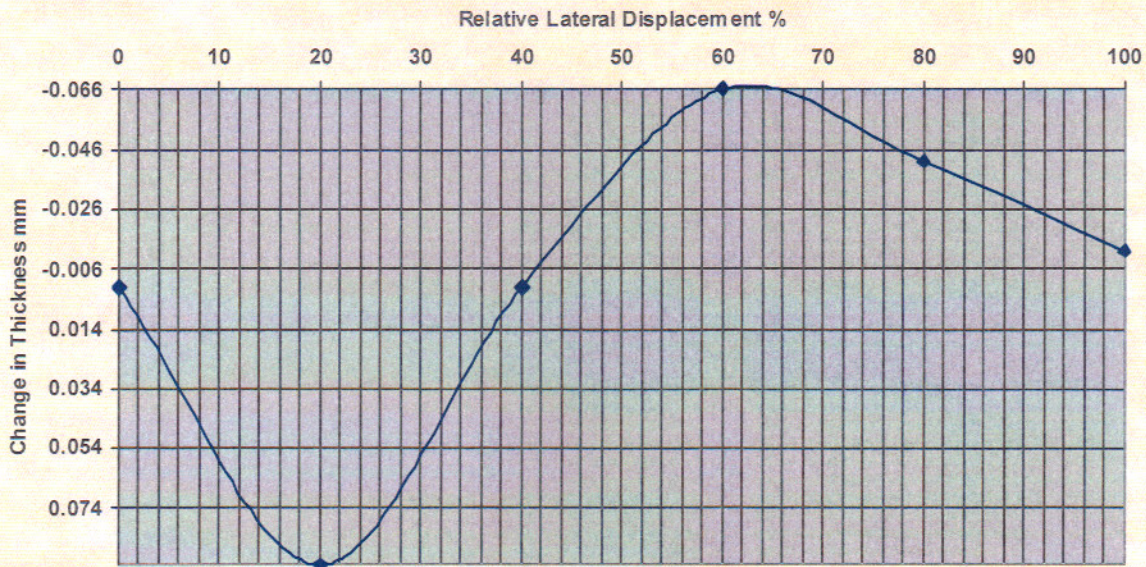


<b>Client</b>	Ing. Carlos Ortiz	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Edificio Mont Pelier	<b>Job</b>	2875
<b>Borehole</b>	P2	<b>Sample</b>	1

Shear Stress Vs Displacement



Change in Specimen Thickness Vs Displacement



Rate of Horizontal Displacement    Stage 1: 0.5215mm/min



## Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)



<b>Client</b>	Ing. Carlos Ortiz	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Edificio Mont Pelier	<b>Job</b>	2875
<b>Borehole</b>	P2	<b>Sample</b>	1

Conditions at Failure	
<b>Normal Stress</b>	100.0 kPa
<b>Peak Strength</b>	29.4 kPa
<b>Horizontal Deformation</b>	2.398 mm
<b>Residual Stress</b>	0.0 kPa
<b>Vertical Deformation</b>	0.645 mm

Tested By :	 _____ Andrés Muñoz
Checked By:	 _____ Eng. Jorge Albuja
Approved By :	 _____ Eng. Guillermo Realbe M.Sc



## Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)

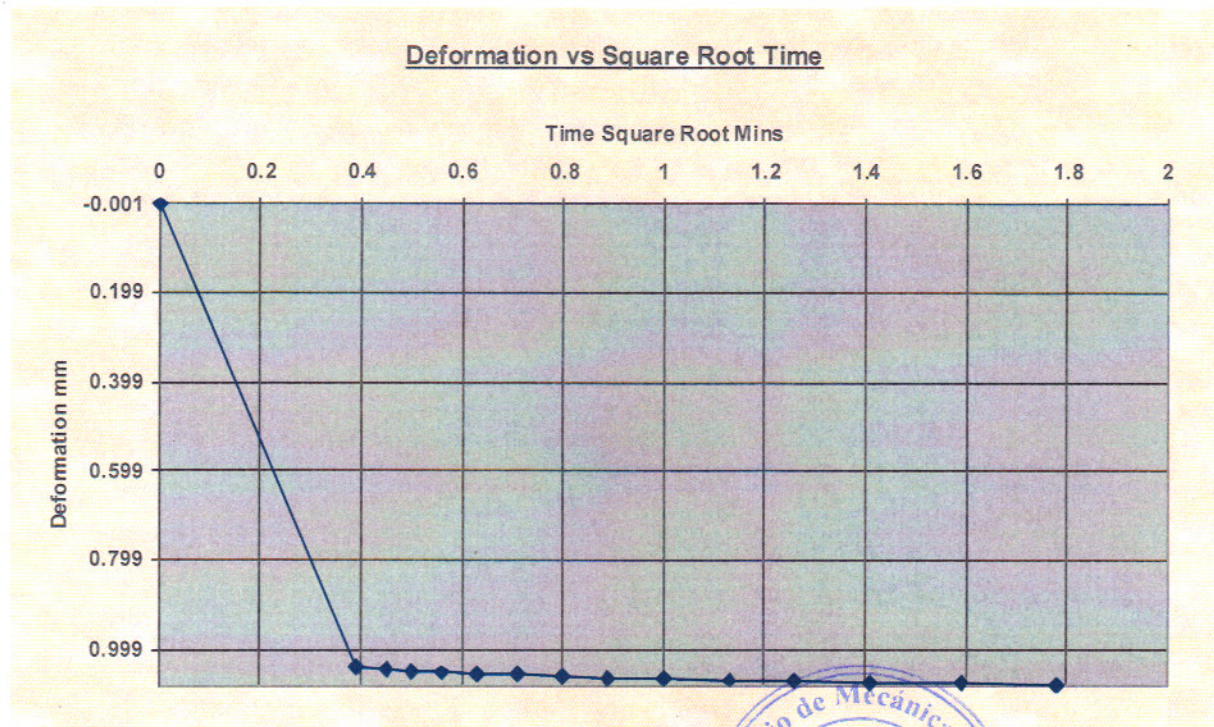


<b>Client</b>	Ing. Carlos Ortiz	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Edificio Mont Pelier	<b>Job</b>	2875
<b>Borehole</b>	P2	<b>Sample</b>	1

Test Details			
<b>Standard</b>	ASTM D3080-03 / AASHTO T236-92	<b>Particle Specific Gravity</b>	2.65
<b>Sample Type</b>	Core sample	<b>Single or Multi Stage</b>	Single Stage
<b>Lab. Temperature</b>	20.0 deg.C	<b>Location</b>	Quito
<b>Sample Description</b>	Sondeo P2 - Shelby - Prof. 2.00 - 2.50 m		
<b>Variations from procedure</b>	None		

Specimen Details			
<b>Specimen Reference</b>	<b>C</b>	<b>Description</b>	
<b>Depth within Sample</b>	0.00mm	<b>Orientation within Sample</b>	
<b>Initial Height</b>	20.000 mm	<b>Area</b>	3600.00 mm <sup>2</sup>
<b>Structure / Preparation</b>		<b>Initial Water Content*</b>	18.18 %
<b>Initial Wet Unit Weight</b>	20.02 kN/m <sup>3</sup>	<b>Degree of Saturation</b>	90.11 %
<b>Initial Dry Unit Weight</b>	16.94 kN/m <sup>3</sup>	<b>Initial Voids Ratio</b>	0.535
<b>Final Wet Unit Weight</b>	21.02 kN/m <sup>3</sup>	<b>Final Water Content</b>	16.67%
<b>Final Dry Unit Weight</b>	18.02 kN/m <sup>3</sup>	<b>Dry Mass</b>	124.34 g
<b>Tested Dry or Submerged</b>	Submerged		
<b>Comments</b>			

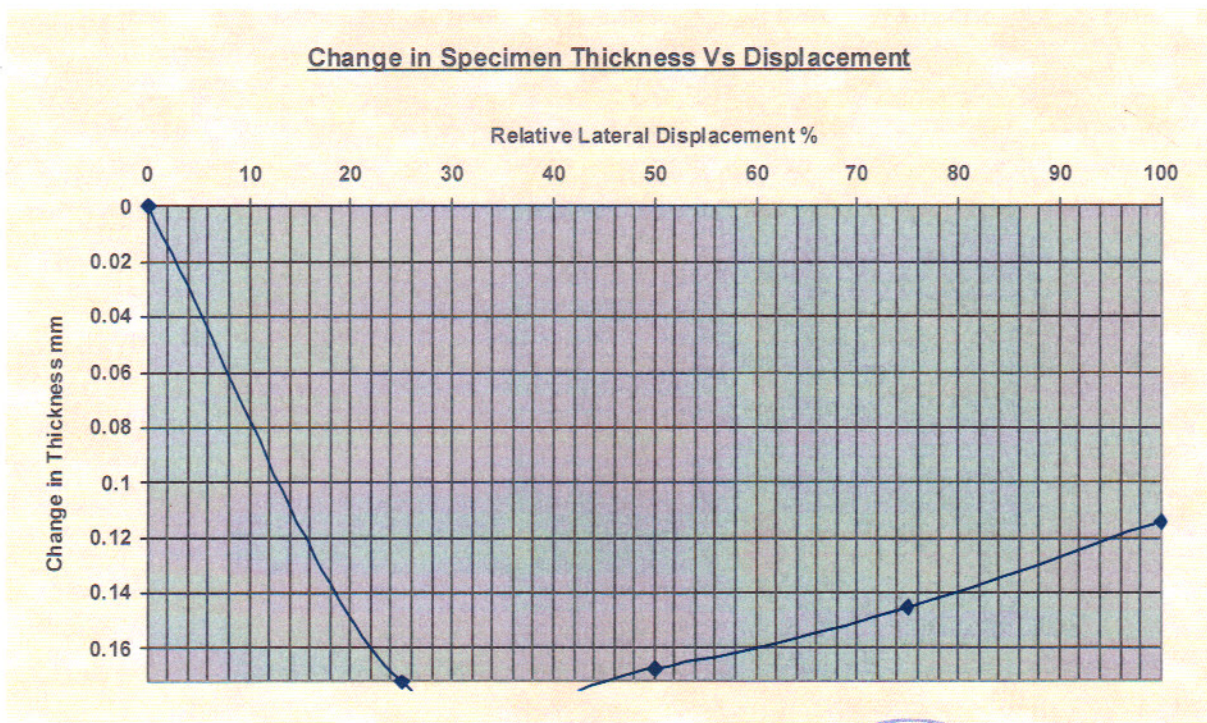
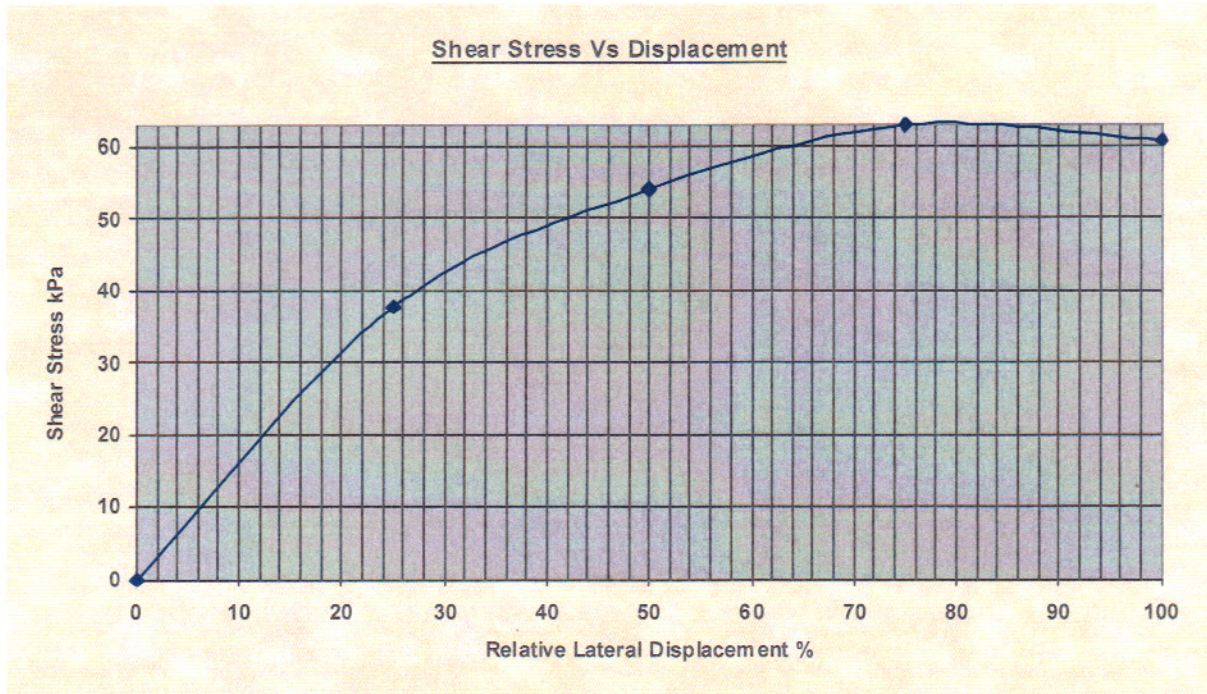
\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



# Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)



<b>Client</b>	Ing. Carlos Ortiz	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Edificio Mont Pelier	<b>Job</b>	2875
<b>Borehole</b>	P2	<b>Sample</b>	1



<b>Rate of Horizontal Displacement</b>	Stage 1: 0.5166mm/min
--	-----------------------

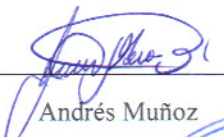
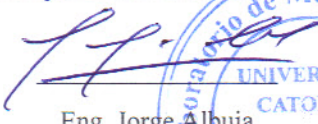
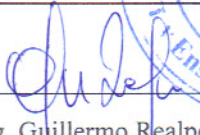


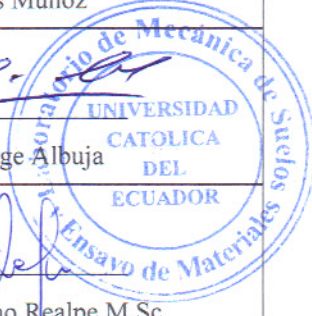
## Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)



<b>Client</b>	Ing. Carlos Ortiz	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Edificio Mont Pelier	<b>Job</b>	2875
<b>Borehole</b>	P2	<b>Sample</b>	1

Conditions at Failure	
<b>Normal Stress</b>	200.0 kPa
<b>Peak Strength</b>	62.9 kPa
<b>Horizontal Deformation</b>	3.597 mm
<b>Residual Stress</b>	0.0 kPa
<b>Vertical Deformation</b>	1.243 mm

Tested By :	 Andrés Muñoz
Checked By:	 Eng. Jorge Albuja
Approved By :	 Eng. Guillermo Realpe M.Sc



## Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)

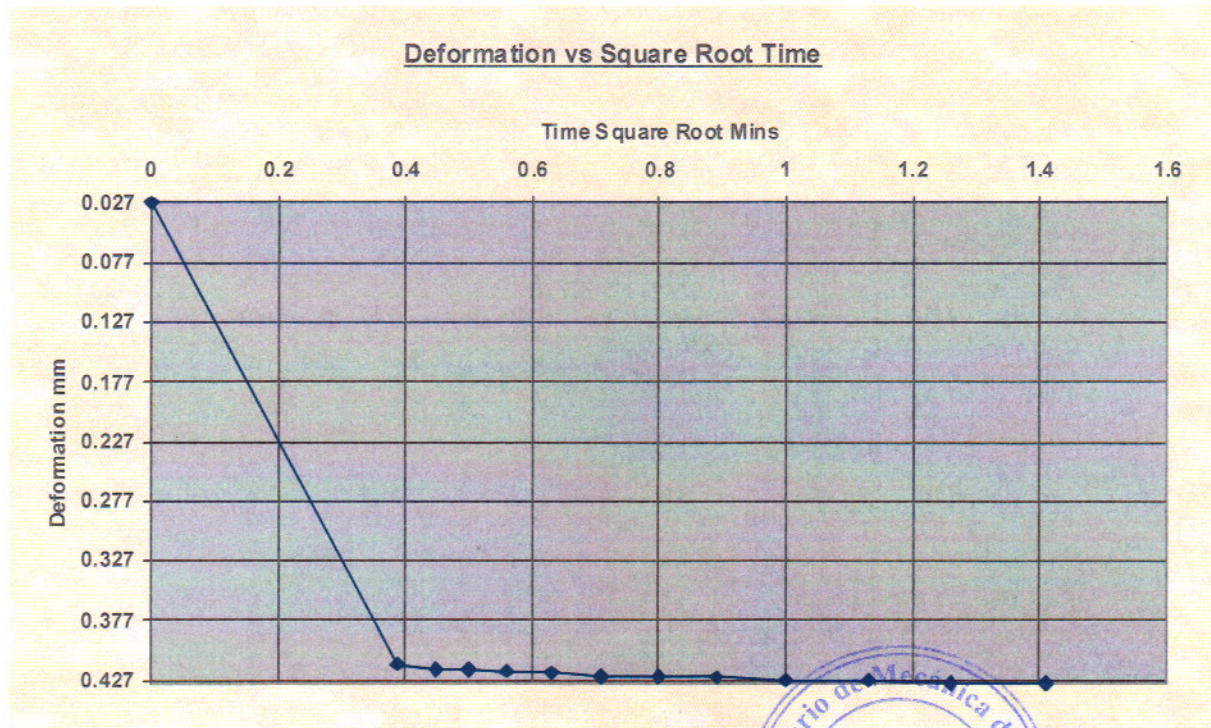


<b>Client</b>	Ing. Carlos Ortiz	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Edificio Mont Pelier	<b>Job</b>	2875
<b>Borehole</b>	P2	<b>Sample</b>	1

Test Details			
<b>Standard</b>	ASTM D3080-03 / AASHTO T236-92	<b>Particle Specific Gravity</b>	2.65
<b>Sample Type</b>	Core sample	<b>Single or Multi Stage</b>	Single Stage
<b>Lab. Temperature</b>	20.0 deg.C	<b>Location</b>	Quito
<b>Sample Description</b>	Sondeo P2 - Shelby - Prof. 2.00 - 2.50 m		
<b>Variations from procedure</b>	None		

Specimen Details			
<b>Specimen Reference</b>	A	<b>Description</b>	
<b>Depth within Sample</b>	0.00mm	<b>Orientation within Sample</b>	
<b>Initial Height</b>	20.000 mm	<b>Area</b>	3600.00 mm <sup>2</sup>
<b>Structure / Preparation</b>		<b>Initial Water Content*</b>	17.83 %
<b>Initial Wet Unit Weight</b>	20.09 kN/m <sup>3</sup>	<b>Degree of Saturation</b>	90.07 %
<b>Initial Dry Unit Weight</b>	17.05 kN/m <sup>3</sup>	<b>Initial Voids Ratio</b>	0.524
<b>Final Wet Unit Weight</b>	20.57 kN/m <sup>3</sup>	<b>Final Water Content</b>	18.90%
<b>Final Dry Unit Weight</b>	17.30 kN/m <sup>3</sup>	<b>Dry Mass</b>	125.16 g
<b>Tested Dry or Submerged</b>	Submerged		
<b>Comments</b>			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen

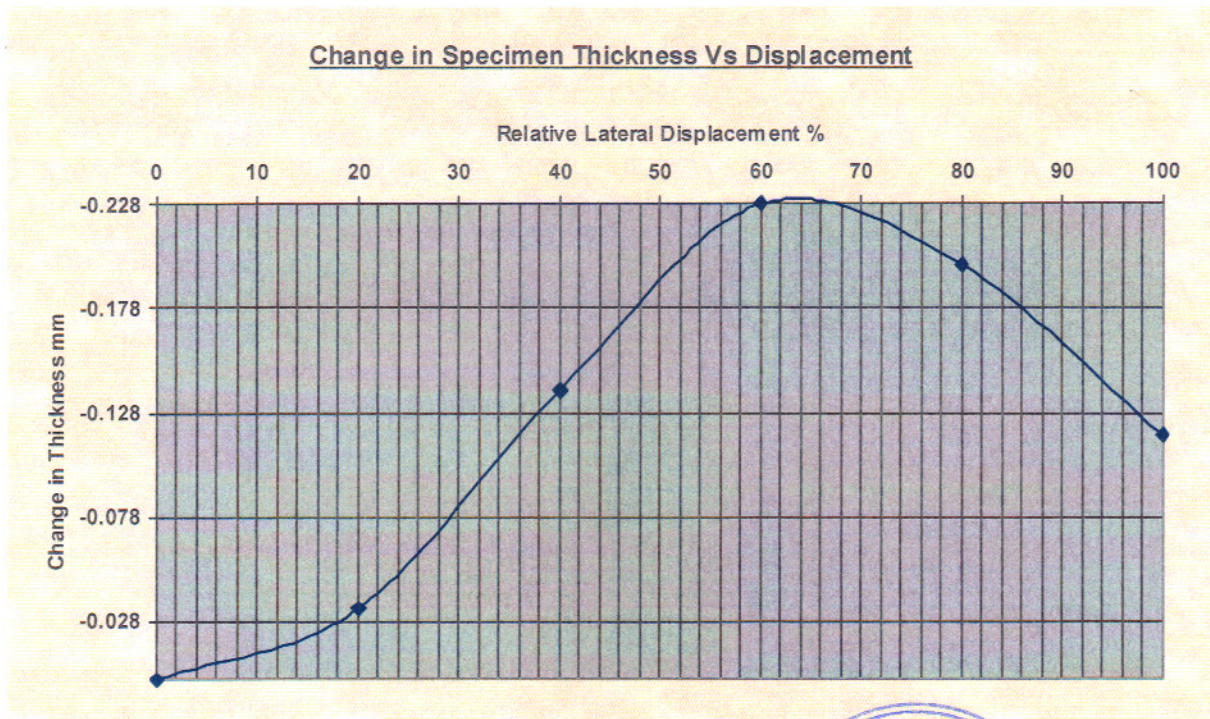
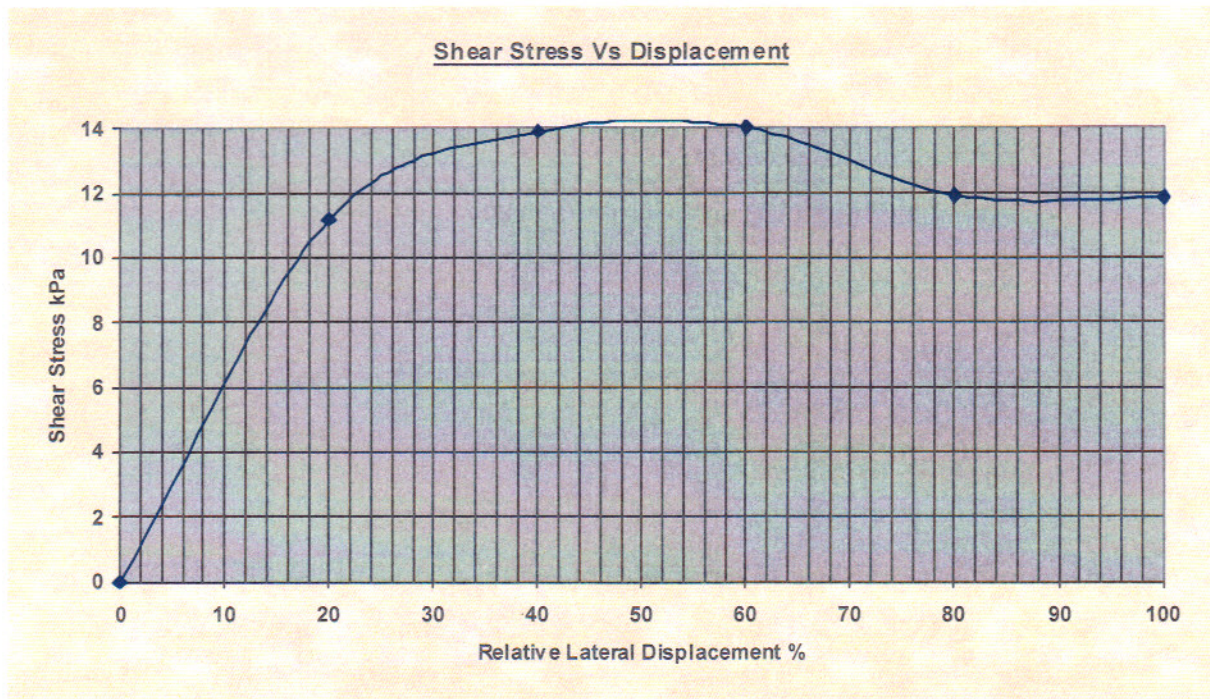




## Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)



<b>Client</b>	Ing. Carlos Ortiz	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Edificio Mont Pelier	<b>Job</b>	2875
<b>Borehole</b>	P2	<b>Sample</b>	1



**Rate of Horizontal Displacement**    Stage 1: 0.5062mm/min

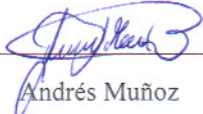
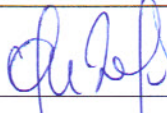


## Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)



<b>Client</b>	Ing. Carlos Ortiz	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Edificio Mont Pelier	<b>Job</b>	2875
<b>Borehole</b>	P2	<b>Sample</b>	1

Conditions at Failure	
<b>Normal Stress</b>	50.0 kPa
<b>Peak Strength</b>	14.0 kPa
<b>Horizontal Deformation</b>	3.597 mm
<b>Residual Stress</b>	0.0 kPa
<b>Vertical Deformation</b>	0.227 mm

Tested By :	 Andrés Muñoz
Checked By:	 Eng. Jorge Albuja
Approved By :	 Eng. Guillermo Realpe M.Sc



## Shear Strength by Direct Shear (Small Shear Box)

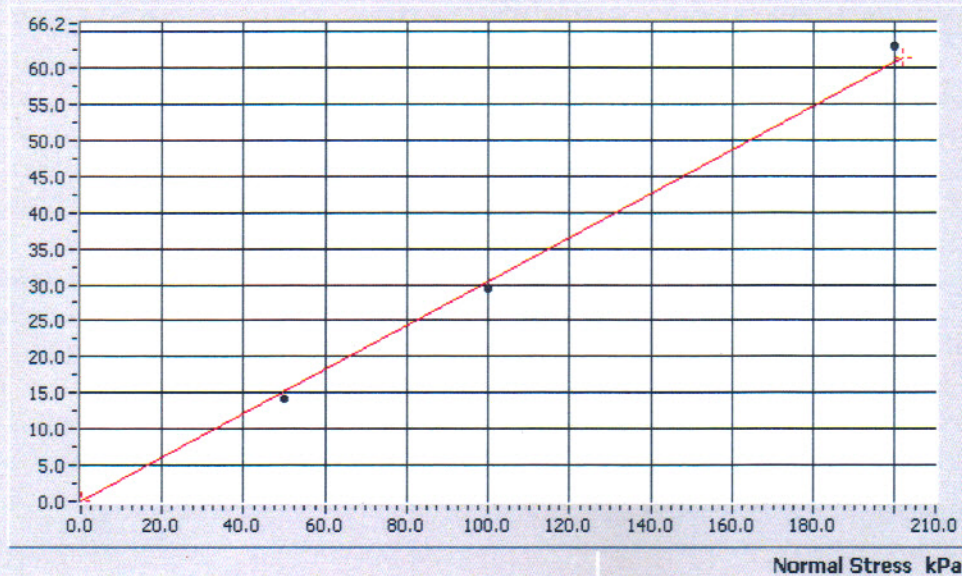


### Test Summary

Reference	B	C	A
Normal Stress	100.0 kPa	200.0 kPa	50.0 kPa
Peak Strength	29.4 kPa	62.9 kPa	14.0 kPa
Corresponding Horizontal Displacement	2.398 mm	3.597 mm	3.597 mm
Residual Stress	N/A	N/A	N/A
Rate of Shear Displacement	Stage 1: 0.5215mm/min	Stage 1: 0.5166mm/min	Stage 1: 0.5062mm/min
Final Height	19.38 mm	18.80 mm	19.71 mm
Sample Area	3600.00 mm <sup>2</sup>	3600.00 mm <sup>2</sup>	3600.00 mm <sup>2</sup>
Initial Wet Unit Weight	19.95 kN/m <sup>3</sup>	20.02 kN/m <sup>3</sup>	20.09 kN/m <sup>3</sup>
Initial Dry Unit Weight	16.90 kN/m <sup>3</sup>	16.94 kN/m <sup>3</sup>	17.05 kN/m <sup>3</sup>
Final Wet Unit Weight	20.67 kN/m <sup>3</sup>	21.02 kN/m <sup>3</sup>	20.57 kN/m <sup>3</sup>
Final Dry Unit Weight	17.44 kN/m <sup>3</sup>	18.02 kN/m <sup>3</sup>	17.30 kN/m <sup>3</sup>
Final Moisture Content	18.47 %	16.67 %	18.90 %
Particle Specific Gravity	2.65	2.65	2.65
Final Void Ratio	0.4902	0.4428	0.5026
Final Saturation	99.87%	99.78%	99.63%

### Maximum Shear Stress vs Normal Stress

Peak Shear Stress kPa



**Peak** ●

Angle of Shear Resistance  
 Degrees

Cohesion  
 kPa





# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

**PROYECTO:** EDIFICIO AMALFI  
**PROVINCIA:** PICHINCHA  
**CIUDAD:** QUITO  
**UBICACIÓN:** AV. ELOY ALFARO  
**FECHA:** agosto-15

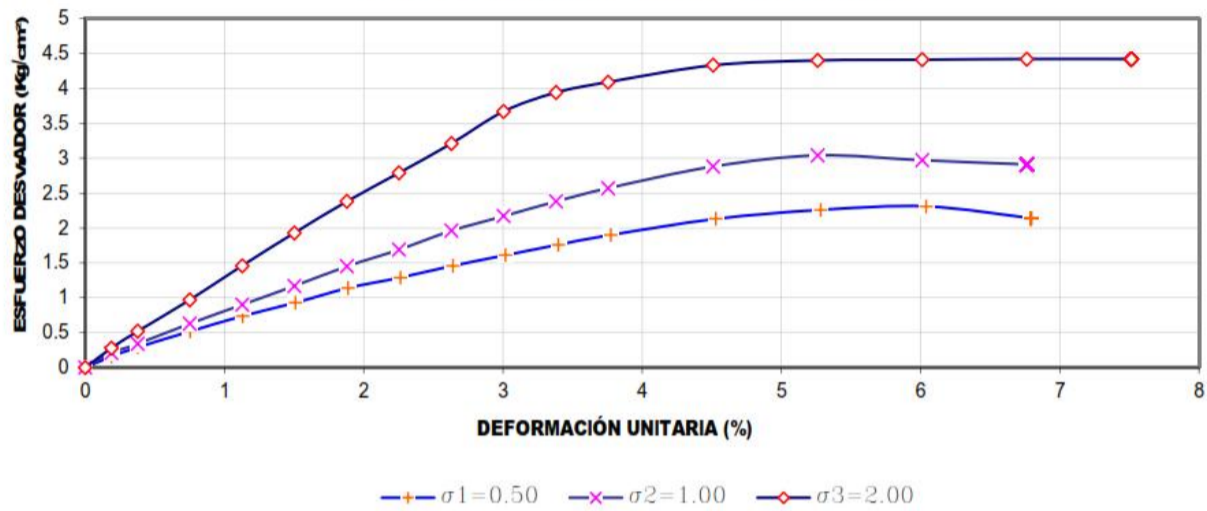
SONDEO

**P-1**

**PROF.**  
 2.50 m

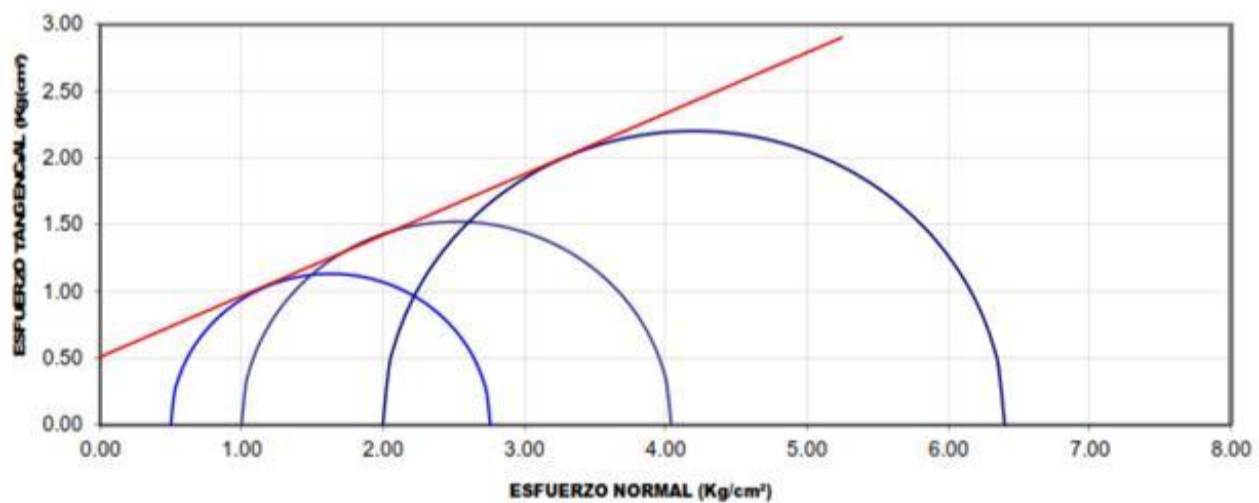
## RESULTADOS

### ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	σ DESVIADOR (Kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>3</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>1</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	(σ <sub>1</sub> -σ <sub>3</sub> )/2 (Kg/cm <sup>2</sup> )	(σ <sub>1</sub> +σ <sub>3</sub> )/2 (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	2.26	0.50	2.76	1.130	1.630
2	3.04	1.00	4.04	1.520	2.520
3	4.40	2.00	6.40	2.200	4.200

### CÍRCULOS DE MOHR



### RESULTADOS

CONTENIDO DE AGUA :	22.11	%
PESO UNITARIO :	1.96	(g/cm <sup>3</sup> )
ANGULO DE FRICCIÓN Ø :	24.5	°
COHESIÓN c :	5.10	(Ton/m <sup>2</sup> )



# ENSAYO TRIAXIAL UU

ASTM D 2850

**PROYECTO:** EDIFICIO AMALFI  
**PROVINCIA:** PICHINCHA  
**CIUDAD:** QUITO  
**UBICACIÓN:** AV. ELOY ALFARO  
**FECHA:** agosto-15

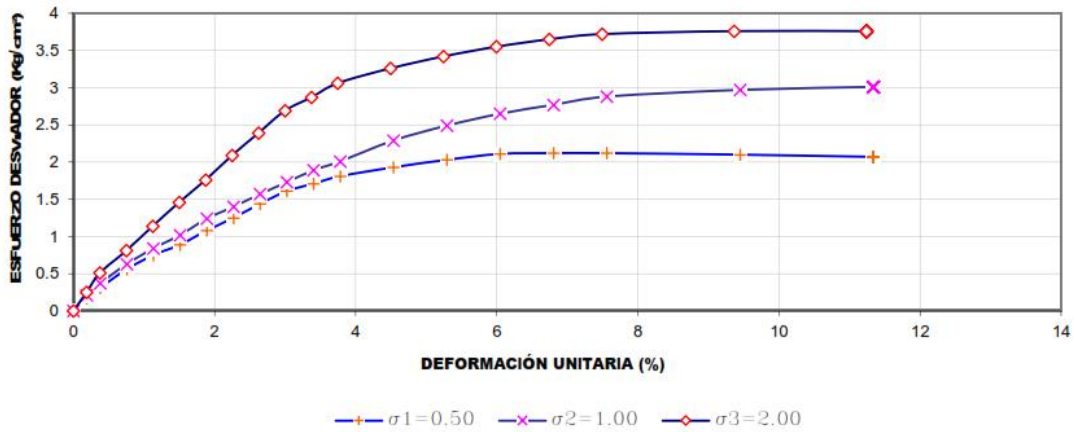
SONDEO

**P-3**

**PROF.**  
 3.50 m

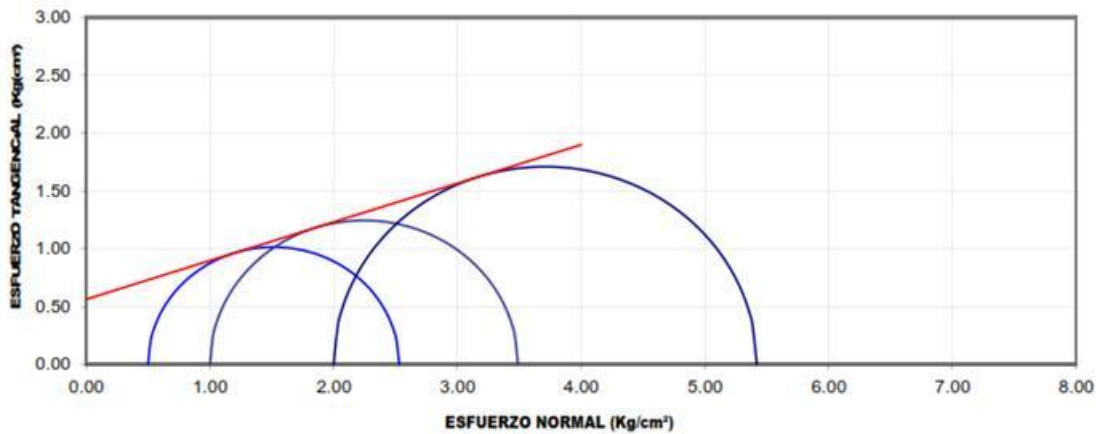
## RESULTADOS

ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA



PROBETA	σ DESVIADOR (Kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>3</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>1</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	(σ <sub>1</sub> -σ <sub>3</sub> )/2 (Kg/cm <sup>2</sup> )	(σ <sub>1</sub> +σ <sub>3</sub> )/2 (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	2.03	0.50	2.53	1.015	1.515
2	2.49	1.00	3.49	1.245	2.245
3	3.42	2.00	5.42	1.710	3.710

## CÍRCULOS DE MOHR



## RESULTADOS

CONTENIDO DE AGUA :	<b>24.09</b>	%
PESO UNITARIO :	<b>1.92</b>	(g/cm <sup>3</sup> )
ANGULO DE FRICCIÓN Ø :	<b>18.5</b>	°
COHESIÓN c :	<b>5.60</b>	(Ton/m <sup>2</sup> )