

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**“EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA
AL CORTE DE SUELOS LATERÍTICOS MEDIANTE LA
APLICACIÓN DE RETROCÁLCULO PARA EL ANÁLISIS
DE ESTABILIDAD”**

PROYECTO DE TITULACIÓN

Previo a la obtención del título de:

MAGÍSTER EN GEOTECNIA

Presentado por:

GALO RODRIGO LÓPEZ PEÑA

GUAYAQUIL - ECUADOR

Año - 2023

DEDICATORIA

A Miriam, Carlos y Stefy, por su presencia durante todo el proceso.

Galo López

AGRADECIMIENTOS

A Carlos O. por la oportunidad de colaborar en el proyecto caso de estudio y la apertura a compartir el conocimiento e información.

A quienes acompañaron y alentaron el desarrollo de este proyecto.

Galo López

DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, me corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; Galo Rodrigo López Peña y doy mi consentimiento

para que la ESPOl realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

Galo Rodrigo López Peña

EVALUADORES

Ing. Maurizio Mulas, PhD

VOCAL/EVALUADOR

Ing. Jaime Bojorque Iñiguez, PhD

PROFESOR TUTOR

RESUMEN

El presente estudio es un caso de aplicación del retrocálculo a fenómenos de inestabilidad producidos en taludes durante una construcción vial en zona tropical, con la finalidad de evaluar los parámetros físicos y mecánicos de los suelos lateríticos que componen el lugar, dado el alto número de fallas identificadas. Para este fin se realizaron (i) trabajos de campo, que incluye el levantamiento topográfico, reconocimiento del sitio, extracción de muestras inalteradas; (ii) ensayos de laboratorio: compresión triaxial, clasificación en el sistema SUCS; y (iii) elaboración de modelos para análisis de estabilidad empleando el equilibrio límite y elementos finitos. Se analizaron 10 sitios específicos para el retrocálculo, obteniendo parámetros de resistencia en condiciones drenadas y no drenadas, tomando como base para la modelación, la superficie de falla observada en campo y los resultados de ensayos de laboratorio. Los suelos lateríticos estudiados poseen características de consistencia media, y corresponden a limos de alta plasticidad (MH), los cuales presentan una relación consistente entre el índice de plasticidad y los parámetros físicos (humedad natural, peso unitario), así como con sus características de resistencia mecánica (cohesión no drenada, ángulo de fricción y cohesión efectivos).

Palabras clave: retrocálculo, estabilidad de taludes, equilibrio límite, elementos finitos.

ABSTRACT

The present study is a case of application of back-calculation to instability phenomena produced in slopes during a road construction in a tropical zone, aiming to evaluate the physical and mechanical parameters of the lateritic soils that compose the site, given the high number of identified failures. For this purpose, (i) field work was carried out, including topographic survey, site reconnaissance and extraction of undisturbed samples; (ii) laboratory tests were performed: triaxial compression, classification in the USCS system; and (iii) development of models for stability analysis using limit equilibrium and finite elements. Ten specific sites were analyzed for back-calculation, obtaining strength parameters for drained and undrained conditions, taking as a basis for the modeling, the failure surface observed in the field and the results of laboratory tests. The studied lateritic soils show medium consistency features, and they belong to high plasticity silts (MH), which present a consistent relation between the plasticity index and the physical parameters (natural moisture, unit weight), as well as their mechanical strength properties (undrained cohesion, effective friction angle and cohesion).

Keywords: back-calculation, slope stability, limit equilibrium, finite elements

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....	I
ABSTRACT	II
ÍNDICE GENERAL	III
ABREVIATURAS.....	VI
SIMBOLOGÍA.....	VII
CAPÍTULO 1.....	1
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Antecedentes	1
1.2. Descripción del problema.....	2
1.3. Justificación.....	4
1.4. Objetivos	4
1.4.1. Objetivo General	4
1.4.2. Objetivos Específicos	5
CAPÍTULO 2.....	6
2. FUNDAMENTO TEÓRICO.....	6
2.1. Resistencia al corte de los suelos	6
2.1.1. Condiciones de drenaje	7
2.1.2. Esfuerzos totales y efectivos.....	7
2.1.3. Comportamiento de materiales granulares	8
2.1.4. Comportamiento de limos plásticos y arcillas	9
2.1.5. Evaluación de la resistencia no drenada en limos plásticos y arcillas.....	11
2.2. Introducción a la estabilidad de taludes	15
2.2.1. Factor de seguridad	16
2.2.2. Factores que producen inestabilidad	17
2.2.3. Lineamientos para el análisis de estabilidad	19
2.2.4. Estimación del drenaje.....	20

2.2.5.	Estabilidad a corto plazo	22
2.2.6.	Estabilidad a largo plazo	22
2.2.7.	Estabilidad ante sismos	22
2.3.	Métodos de análisis de estabilidad.....	23
2.3.1.	Método del Equilibrio Limite, LEM.....	23
2.3.2.	Método de Elementos Finitos, FEM	28
2.3.3.	Estabilidad en la falla, Retrocálculo	40
CAPÍTULO 3.....		43
3.	METODOLOGÍA.....	43
3.1.	Secciones representativas	43
3.2.	Condiciones del subsuelo	50
3.3.	Superficie de falla.....	51
3.4.	Retrocálculo: modelos no drenados	52
3.4.1.	Parámetros iniciales.....	52
3.4.2.	Modelo considerado para equilibrio límite.....	52
3.4.3.	Parámetros de resistencia no drenada retro calculados	54
3.4.4.	Verificación de los modelos.....	56
3.5.	Retrocálculo: modelos drenados	58
3.5.1.	Parámetros iniciales.....	58
3.5.2.	Modelo	60
3.5.3.	Calibración de modelos.....	62
3.5.4.	Parámetros de resistencia drenada retro calculados	62
3.5.5.	Evaluación de los parámetros en método de elementos finitos	64
CAPÍTULO 4.....		71
4.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	71
4.1.	Parámetros físicos de suelos laterizados	71
4.1.1.	Granulometría	71
4.1.2.	Límite líquido.....	72
4.1.3.	Humedad natural.....	73
4.1.4.	Peso unitario	74

4.2.	Parámetros de resistencia al corte de suelos laterizados	74
4.2.1.	No drenados.....	74
4.2.2.	Parámetros Drenados	76
4.3.	Estimación de máxima altura de excavación	78
CAPÍTULO 5.....		82
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	82
5.1.	Conclusiones.....	82
5.2.	Recomendaciones.....	83
BIBLIOGRAFÍA.....		85
APÉNDICES.....		88
APÉNDICE A LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO		89
APÉNDICE B FICHAS DE LEVANTAMIENTO DE CAMPO.....		90
APÉNDICE C RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO		91
APÉNDICE D RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO DE ESTUDIOS PREVIOS.....		92

ABREVIATURAS

SPT	Standard Penetration Test
CPT	Cone Penetration Test
FS	Factor de Seguridad
UU	Siglas en inglés de <i>Unconsolidated Undrained</i>
LEM	Siglas en inglés de <i>Limit Equilibrium Method</i>
FEM	Siglas en inglés de <i>Finite Element Method</i>
GLE	Siglas en inglés de <i>General Limit Equilibrium</i>
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
SRM	Siglas en inglés de <i>Strength Reduction Method</i>
RTK	Siglas en inglés de <i>Real Time Kinematic</i>

SIMBOLOGÍA

s	Resistencia al corte
c	Cohesión
σ	Esfuerzo normal
ϕ	Ángulo de fricción
σ'	Esfuerzo normal efectivo
μ	Presión de poros
ϕ'	Ángulo de fricción efectivo
c'	Cohesión efectiva
s_u	Resistencia al corte no drenado
ϕ_u	Angulo de fricción no drenado
c_u	Cohesión no drenada
q_c	Resistencia de punta
N_k	Factor empírico de resistencia no drenada
IP	Índice de plasticidad
c_f	Cohesión en la falla
ϕ_f	Ángulo de fricción en la falla
t_{99}	Tiempo requerido para alcanzar un 99 % de disipación del exceso de presión de poros
D	Longitud de la trayectoria de drenaje
c_v	Coeficiente de consolidación
W	Peso de la dovela.
P	Fuerza normal a la base de la dovela.
S_m	Resistencia al corte movilizada en la base de la dovela
E	Fuerza horizontal normal entre dovelas
X	Cortante vertical entre dovelas
R	Radio de la superficie de falla
A	Resultante de las fuerzas hidrostáticas externas
x	Distancia horizontal entre el centro de rotación y el eje vertical de cada dovela

a	Distancia vertical entre el centro de rotación y la ubicación de la resultante A
α	Ángulo de inclinación entre la horizontal y la tangente en el centro base de la dovela
l	Longitud de la base de la dovela
h	Altura de la dovela
b	Ancho de la dovela
u, v	Desplazamientos locales
x, y	Desplazamiento nodales
a_i, b_i	Constantes de forma polinómica
$[N]$	Matriz de transferencia
$\{\Delta R_E\}$	Vector de fuerzas nodales incrementales
$[K_E]$	Matriz de rigidez del elemento
$\{\Delta d_E\}$	Desplazamientos nodales incrementales
$\{\Delta d\}$	Desplazamientos locales
$\{\Delta d\}_N$	Desplazamientos en los nodos
$[B]$	Derivada de las funciones de forma
$\{\sigma\}$	Vector de esfuerzos internos
$[D]$	Matriz de comportamiento del material
E	Energía potencial total
W	Energía de deformación
L	Trabajo realizado por las fuerzas aplicadas
$\Delta \varepsilon$	Incremento de deformación
Δd	Desplazamiento incremental
S_{rf}	Superficie cargada
$[K_G]$	Matriz rigidez global del sistema
$\{\Delta d\}_{nG}$	Vector de desplazamientos en los nodos
$\{\Delta R_G\}$	Vector de cargas
$\lambda_{c\phi}$	Parámetro adimensional
H	Altura del talud
c'_d	Cohesión efectiva desarrollada
ϕ'_d	Ángulo de fricción efectivo desarrollado

F	Factor de seguridad
w_n	Humedad natural
γ	Peso unitario
μ	Factor de corrección a la cohesión no drenada
$c_u \vee$	Resistencia al corte no drenado obtenido con la Veleta de bolsillo
k_h	Coeficiente de aceleración horizontal
Z	Aceleración máxima esperada en roca
Fa	Factor de amplificación en la zona de periodo corto

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Regiones naturales del Ecuador (Izquierda). Precipitación anual y temperatura media (Derecha). (Ron, S. R. 2020. Regiones naturales del Ecuador. BOWEB. https://bioweb.bio/faunaweb/amphibiaweb/RegionesNaturales)	3
Figura 1.2 Deslizamientos en suelos laterizados.....	4
Figura 2.1 Envoltente de Mohr-Coulomb bajo esfuerzos efectivos para materiales granulares. (Duncan y otros, 2014)	8
Figura 2.2 Escala de permeabilidad para suelos. (Holtz y otros, 2013).....	9
Figura 2.3 Envoltentes de Mohr para esfuerzos totales y efectivos en arcillas saturadas. (Duncan y otros, 2014)	9
Figura 2.4 Ejemplo de ensayos triaxiales UU en un perfil de suelo (Duncan y otros, 2014)	12
Figura 2.5 Veleta de bolsillo para ensayo de corte (https://www.certifiedmtp.com/gilson-hm-504a-torvane-pocket-shear-vane-set-metal/)	13
Figura 2.6 Índice de plasticidad vs. resistencia no drenada normalizada.....	14
Figura 2.7 Factor de corrección de la resistencia no drenada según el índice plástico. (Duncan y otros, 2014)	15
Figura 2.8 Tipos de deslizamiento más comunes. (USGS Fact Sheet 2004-3072: Landslide Types and Processes).....	16
Figura 2.9 Tiempo requerido para el drenaje de depósitos de suelos (Duncan y otros, 2014)	21
Figura 2.10 Variación en el tiempo de presión de poros y factor de seguridad de un talud en arcilla. (Duncan y otros, 2014)	22
Figura 2.11 Fuerzas y distancias actuantes en el método de las dovelas. (Fredlund y otros, 1981)	25
Figura 2.12 a) Función medio seno de fuerzas entre dovelas. b) Factor de seguridad vs. parámetro lambda. (Krahn, 2003).....	27
Figura 2.13 a) Elementos finitos 2D. b) Modelo de relleno sobre arcilla discretizado....	31
Figura 2.14 Superficie de fluencia del modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb en el espacio de esfuerzos principales.....	39
Figura 3.1 Ubicación de secciones analizadas y muestras inalteradas extraídas.	44

Figura 3.2 Vista panorámica de sitios analizados.....	45
Figura 3.3 Lectura de datos topográficos en la falla.....	46
Figura 3.4 Perfiles antes (línea café interpuntada), durante (línea roja continua) y después de la construcción (línea negra cortada).....	47
Figura 3.5 Ficha de levantamiento de campo.....	48
Figura 3.6 Ejecución de ensayo de veleta de bolsillo para el sitio 4.....	49
Figura 3.7 Tiempo requerido para drenaje aplicado al caso de estudio.....	51
Figura 3.8 Aproximación de falla observada a falla circular idealizada.....	51
Figura 3.9 Modelos para análisis inverso no drenado.....	54
Figura 3.10 Cálculo de factor de seguridad con cohesión no drenada inicial para el sitio 1.....	54
Figura 3.11 a) Factor de seguridad en la falla observada para cohesión retro calculada; b) Factor de seguridad en falla crítica.....	55
Figura 3.12 Evaluación de la resistencia no drenada retro calculada en la superficie crítica para el sitio 1.....	58
Figura 3.13 Determinación de λ_{ϕ} para falla en el sitio 1.....	59
Figura 3.14 Tomografía eléctrica en el sitio 2 e interpretación para modelo de sitio 2.....	60
Figura 3.15 Modelos para análisis inverso en condiciones drenadas.....	61
Figura 3.16 Cálculo de factor de seguridad con parámetros iniciales de modelo drenado de sitio 1.....	62
Figura 3.17 a) Cálculo de factor de seguridad con superficie crítica establecida; b) con búsqueda de superficie crítica mediante malla.....	63
Figura 3.18 Malla empleada para el sitio 1: área de los elementos.....	66
Figura 3.19 Deformación desviadora total para el paso final de cada modelo.....	68
Figura 3.20 Multiplicador de reducción de resistencia vs. deformación desviadora total para un punto en el mecanismo de falla.....	69
Figura 4.1 Porcentaje de finos en función del índice de plasticidad.....	72
Figura 4.2 Índice de plasticidad en función del límite líquido.....	73
Figura 4.3 Humedad natural en función del índice de plasticidad.....	73
Figura 4.4 Peso unitario en función del índice de plasticidad.....	74
Figura 4.5 Resistencia no drenada medida con veleta de bolsillo, triaxial compresión y retrocálculo.....	75

Figura 4.6 Falla observada, falla crítica con equilibrio límite y mecanismo de falla obtenido en análisis de elementos finitos para los sitios analizados.	76
Figura 4.7 Ángulo de fricción efectivo para suelos lateríticos obtenido a partir de retrocálculo con superficie de falla observada.....	77
Figura 4.8 Variación del parámetro $\lambda_{c\phi}$ con el índice de plasticidad.	78
Figura 4.9 Mecanismo de falla en modelo de elementos finitos: a) Sitio 6 con $\lambda_{c\phi} = 4.75$; b) Sitio 3 con $\lambda_{c\phi} = 26$	78
Figura 4.10 Factor de seguridad para diferentes alturas de excavación en material con $\phi'=25.30^\circ$; $c_u=18.96$ kPa ($\lambda_{c\phi} = 4.75$).	79
Figura 4.11 Factor de seguridad para diferentes alturas de excavación en material con $\phi'=47.8^\circ$; $c_u=7.64$ kPa ($\lambda_{c\phi} = 26$).	80
Figura 4.12 Factor de seguridad en función de la altura excavada para materiales con $\lambda_{c\phi} = 4.75$ ($\phi'=25.30^\circ$; $c_u=18.96$ kPa) y $\lambda_{c\phi} = 26$ ($\phi'=47.8^\circ$; $c_u=7.64$ kPa), inclinación 1H:2V.	81

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Relación de fuerzas entre dovelas y equilibrio para varios métodos de LEM. (Duncan y otros, 2014; Fredlund y otros, 1981)	28
Tabla 3.1 Resultados de ensayo de veleta de bolsillo	49
Tabla 3.2 Descripción de sitios de falla analizados.	50
Tabla 3.3 Parámetros iniciales de los modelos no drenados de LEM.	52
Tabla 3.4 Parámetros de resistencia retro calculados con modelos no drenados para falla observada.	56
Tabla 3.5 Valores finales retro calculados de resistencia no drenada para superficie crítica.....	57
Tabla 3.6 Parámetros iniciales de los modelos drenados de LEM.	59
Tabla 3.7 Parámetros retro calculados de los modelos drenados de equilibrio límite. ..	64
Tabla 3.8 Parámetros que definen el modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb de los sitios analizados.	65
Tabla 3.9 Elementos, nodos y puntos Gaussianos empleados en los modelos de cada sitio.	66
Tabla 3.10 Factores de seguridad obtenidos con el método de elementos finitos.	70

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

Los deslizamientos, definidos como movimientos de una masa rocosa, escombros o tierra, son uno de los mayores peligros que causan pérdidas económicas y humanas considerables en zonas de topografía accidentada (Dai y otros, 2002). Las causas de fallas en laderas o taludes están relacionados a múltiples variables, externas e internas, entre las cuales se encuentran principalmente: las precipitaciones continuas, los movimientos sísmicos, la presencia de niveles freáticos elevados, la erosión eólica, la naturaleza de los materiales y la morfología del sitio. Los deslizamientos han producido invaluable pérdidas económicas y humanas a nivel mundial y su mitigación incluye la planeación social y técnica. En este último aspecto se incluye el análisis de estabilidad, tomando en cuenta características físicas y mecánicas de los materiales.

De manera sintetizada, para que las pendientes se encuentren estables debe cumplirse que, las cargas desestabilizadoras no excedan la resistencia al corte en una superficie hipotética de deslizamiento (Bojorque Iñiguez, 2016). La resistencia al corte viene dada por la naturaleza de los geomateriales (arenas, arcillas, gravas) y la condición de aplicación de las cargas. Los parámetros que definen la resistencia al corte, comúnmente se caracteriza por el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb que considera la cohesión y ángulo de fricción (Holtz y otros, 2013). Estas propiedades, generalmente, son evaluadas mediante ensayos de laboratorio en muestras “inalteradas”, ensayos de penetración SPT (ensayo de penetración estándar), CPT (ensayo de cono de penetración)) o con correlaciones empíricas basadas en propiedades índice y de penetración, y son la base para la evaluación de la estabilidad.

El análisis de estabilidad de las pendientes en un plano bidimensional ha estado en constante evolución, desde una primera aproximación dada por el ingeniero francés Alexander Collin (1846), hasta métodos numéricos más avanzados como el método del elemento rígido desarrollado por Zhang (1999) para calcular el factor de seguridad (Cheng y Lau, 2008). Los diseños y análisis de taludes son realizados para garantizar

un factor de seguridad que está en función del riesgo y es matemáticamente definido como la relación entre la resistencia última y la resistencia movilizada en la falla, considerando la estabilidad cuando el FS (factor de seguridad) es mayor a 1. Sin embargo, cuando un talud o una ladera ha colapsado, por los motivos que fueren, es posible evaluar los parámetros mecánicos, conociendo que el FS en esa condición es igual a la unidad, proceso denominado como retro análisis, análisis inverso o retrocálculo (Duncan y otros, 2014).

El retrocálculo es una metodología más eficiente que las pruebas de laboratorio, para estimar las propiedades de resistencia al corte, siempre y cuando se lleve a cabo un modelo adecuado con la menor incertidumbre (Bull, 2003). Hussain y otros (2010) plantean que la modelación y procedimiento del retro análisis para taludes incluye; (i) la determinación de las condiciones del subsuelo (material, nivel freático, geometría, etc.); (ii) la definición de una sección representativa del deslizamiento; (iii) el levantamiento de la superficie de falla; (iv) selección de un método de análisis y software apropiados; (v) variación de los parámetros de resistencia hasta determinar $FS=1$; (vi) comparación de valores obtenidos con resultados de laboratorio; (vii) comparación con valores obtenidos por correlaciones empíricas; (viii) ajuste de parámetros obtenidos en el retrocálculo; y (iv) modelación con los parámetros hasta que sean verificados con ensayos de laboratorio y correlaciones empíricas.

1.2. Descripción del problema

El crecimiento poblacional genera la necesidad de crear diversas infraestructuras como edificios, muelles, canales y carreteras para el desarrollo económico y social. En el ámbito de la construcción vial, los cortes de pendientes son llevados a cabo para lograr la conformación de la vía, y su ejecución se da en diferentes ambientes y, por tanto, en variedad de materiales (suelos, roca, rellenos).

Dentro del territorio ecuatoriano existen varias regiones donde constantemente se presentan problemas de tipo geotécnico durante la ejecución de proyectos viales. Las zonas de transición entre la cordillera y la zona llana conjugan variables morfológicas y climatológicas que generan problemas en la apertura de vías. Como se ilustra en la

Figura 1.1, en las zonas ubicadas al pie de la montaña se registran elevadas temperaturas y altas precipitaciones, solamente por debajo de las zonas húmedas tropicales de la costa y amazonia.

Las altas temperaturas y la humedad característica de las regiones tropicales, da lugar al proceso de laterización, definido como la pérdida de sílice y concentración de óxidos de hierro y aluminio en los suelos superiores (suelos laterizados), mismos que presentan un color rojizo, de diferente potencia según el grado de meteorización, además de características plásticas y blandas (Moreno y Ibanez, 2002).

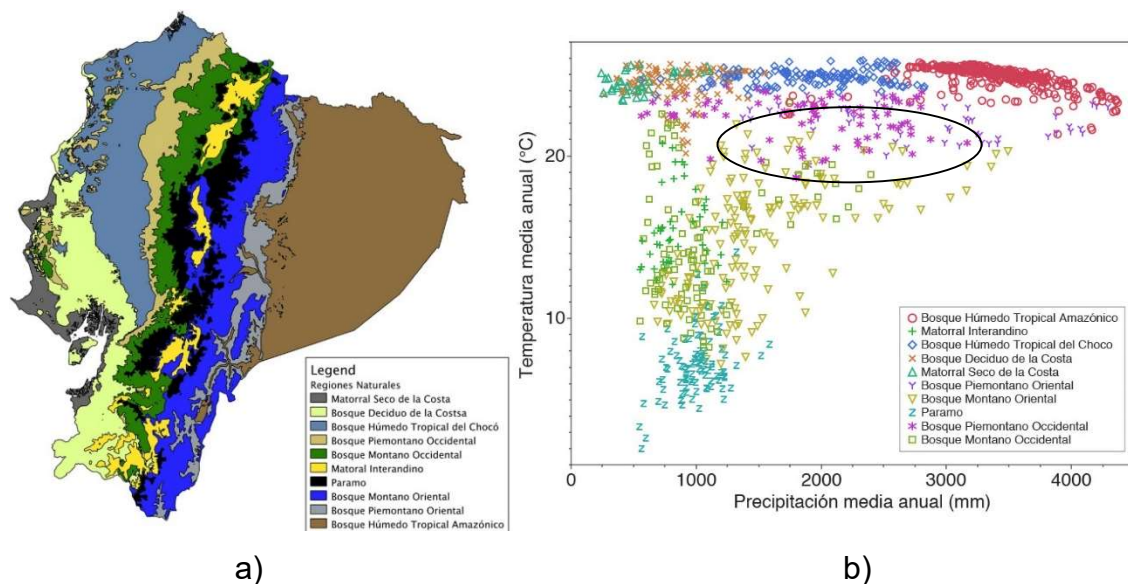


Figura 1.1 a) Regiones naturales del Ecuador. b) Precipitación anual y temperatura media .
(Ron, S. R. 2020. Regiones naturales del Ecuador. BLOWEB.
<https://bioweb.bio/faunaweb/amphibiaweb/RegionesNaturales>)

La implantación de proyectos en zonas tropicales conlleva inconvenientes de diseño y de construcción. En los cortes de laderas se han evidenciado deslizamientos en materiales lateríticos, clasificados como limos de alta compresibilidad (MH). En la Figura 1.2 se puede observar algunos ejemplos del colapso en los suelos mencionados, los cuales han retrasado trabajos en la ejecución de proyecto, además de causar el incremento y pérdida presupuestaria.



Figura 1.2 Deslizamientos en suelos laterizados.

1.3. Justificación

Duncan y otros (2014) describen a una falla como una oportunidad y fuente de información para validar los métodos de análisis de estabilidad, y se puede emplear los parámetros obtenidos para plantear soluciones. Asimismo, Bojorque (2010) recalca la importancia de un deslizamiento visto como un ensayo de campo a gran escala. En el caso planteado, el retrocálculo de las pendientes está direccionado a la caracterización de los parámetros de resistencia de los suelos colapsados, la verificación mediante ensayos y su aplicación en el cálculo de técnicas de remediación y/o proyectos con características similares a nivel de prefactibilidad, con la finalidad de aplicar mecanismos de estabilización en el diseño y evitar posibles colapsos durante la construcción o funcionamiento de obras civiles que incluyan cortes en laderas.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

Evaluar los parámetros de resistencia al corte de suelos lateríticos mediante la aplicación de retrocálculo para el análisis de estabilidad de pendientes.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Aplicar la técnica del retro análisis basado en la superficie de deslizamiento de colapsos ocurridos en taludes conformados por un perfil de suelos lateríticos.
- Comparar los parámetros obtenidos con valores determinados mediante ensayos, correlaciones y cálculos de estabilidad.
- Definir un rango de valores de resistencia al corte para su aplicación en problemas de ingeniería implantados en suelos lateríticos.

CAPÍTULO 2

Dentro del presente capítulo se exponen brevemente conceptos básicos sobre el comportamiento mecánico de los suelos según su granulometría con el criterio de Mohr-Coulomb, y los métodos más comunes para la obtención de la cohesión y ángulo de fricción. Asimismo se describen los lineamientos y bases para el análisis de estabilidad de pendientes o taludes, incluyendo la formulación general del equilibrio límite (GLE) planteado por Fredlund y otros (1981) y la descripción del método de elementos finitos. Finalmente se describe el procedimiento de retrocálculo para la obtención de los parámetros de resistencia al corte aplicado en el presente estudio.

2. FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1. Resistencia al corte de los suelos

Los suelos desarrollan un mecanismo de falla por corte ante cargas o solicitaciones que lo producen. La determinación y evaluación de los parámetros de resistencia han sido extensamente evaluados desde mediados del siglo pasado, obteniendo resultados en función de ensayos de campo como los propuestos por Dunham (1954) para hallar el ángulo de fricción en suelos granulares mediante el ensayo SPT, o correlaciones con el ensayo CPT según las investigaciones de Robertson y Cabal(2014) Por definición, el esfuerzo de corte es una fuerza tangente a un plano de falla dividido entre el área correspondiente a dicho plano. En el caso de los suelos, de manera general, la resistencia al corte representa el máximo valor de esfuerzo de corte que un suelo es capaz de resistir y puede ser expresada con una envolvente de resistencia de Mohr-Coulomb:

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (2.1)$$

En la expresión, “s” representa la resistencia al corte, “c” la cohesión, “ σ ” el esfuerzo normal en la superficie de falla y “ ϕ ” el ángulo de fricción interna del suelo. El parámetro de cohesión viene dado por la adhesión inherente de las partículas, mientras que el ángulo de fricción es una representación de las fuerzas friccionantes producidas por partículas que se deslizan entre sí (Mitchell y Soga, 2005).

2.1.1. Condiciones de drenaje

Las condiciones de drenaje, en mecánica de suelos, están relacionadas a la velocidad en que el agua presente en masa de suelo puede fluir al aplicar determinado incremento de carga (Holtz y otros, 2013). Para ello, es importante definir el concepto de presión de poros, referida a la presión del agua en los vacíos de la estructura del suelo.

Cuando existe un nivel de agua determinado, la presión de poros es igual a la presión hidrostática, mientras que, al aplicar un incremento de esfuerzo, si el agua no fluye rápidamente, se genera un exceso de presión de poros, caso contrario, si la conductividad hidráulica del suelo es tan alta que permite el drenaje inmediato, la presión de poros se mantiene constante. Por lo tanto, puede ocurrir que, al aplicar determinado incremento de esfuerzos en el suelo, se produzca el flujo del agua rápidamente, a esto se le conoce como una condición drenada. Por el contrario, cuando la permeabilidad del suelo es baja, casi nula, el agua no fluye y se generan excesos de presión de poros, a esta condición se la denomina no drenada (Duncan y otros, 2014).

2.1.2. Esfuerzos totales y efectivos

Los esfuerzos totales incluyen todas aquellas fuerzas transmitidas por el contacto entre las partículas que conforman el suelo y las fuerzas por presión de poros, recibidas por el área total tanto de vacíos como de sólidos (Mitchell y Soga, 2005). Los esfuerzos efectivos (σ') solamente incluyen las fuerzas que son transmitidas a través de las partículas de suelo, por tanto:

$$\sigma' = \sigma - \mu \quad (2.2)$$

En la expresión anterior, “ σ ” representa los esfuerzos totales, “ μ ” es la presión de poros.

2.1.3. Comportamiento de materiales granulares

Los suelos granulares como arenas o gravas limpias tienen dos características importantes que se reflejan en su comportamiento mecánico: permeabilidad alta, por tanto, su comportamiento es drenado en su mayoría; no poseen cohesión, por tanto, la envolvente de Mohr-Coulomb atraviesa el origen, como lo ilustra la Figura 2.1.

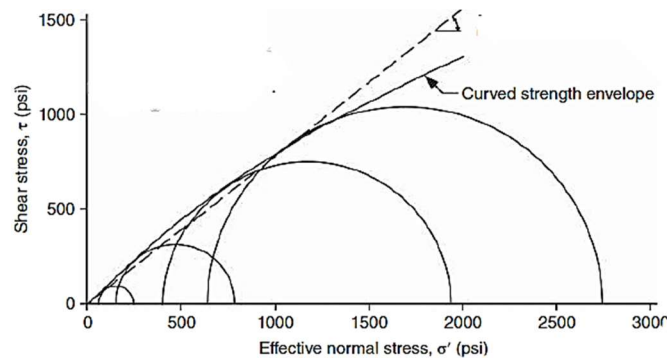


Figura 2.1 Envolvente de Mohr-Coulomb bajo esfuerzos efectivos para materiales granulares. (Duncan y otros, 2014)

Este comportamiento puede representarse matemáticamente como:

$$s = \sigma' \tan \phi' \quad (2.3)$$

Donde “s” representa la resistencia al corte en condiciones drenadas y esfuerzos efectivos, “ σ' ” es el esfuerzo efectivo de confinamiento, “ ϕ' ” es ángulo de fricción efectivo. Se observa que, para determinado estrato y naturaleza de un suelo, los condicionantes se relacionan con la presión a la que está sometido y su capacidad de rozamiento interno.

En consecuencia, es importante la evaluación del ángulo de fricción interna bajo esfuerzos efectivos, para lo cual se debe entender los factores condicionantes del comportamiento de este parámetro, entre los más relevantes están los siguientes:

- i. Densidad: a mayor compacidad del suelo, mayor es el ángulo de fricción.
- ii. Confinamiento: al aumentar los esfuerzos de confinamiento se produce una rotura entre las superficies de las partículas durante el corte, reduciendo la resistencia.

- iii. Forma de las partículas: mayor angulosidad incrementa el ángulo de fricción.
- iv. Gradación del suelo: relacionada a la densidad, una mayor variedad de tamaño de partículas significa mayor superficie friccionante, incrementado la resistencia.

2.1.4. Comportamiento de limos plásticos y arcillas

La permeabilidad de limos plásticos y arcillas es muy baja a nula, como lo ilustra la Figura 2.2. Sin embargo, estos materiales pueden tener comportamientos drenados o no drenados, dependiendo de la velocidad que se incrementen los esfuerzos.

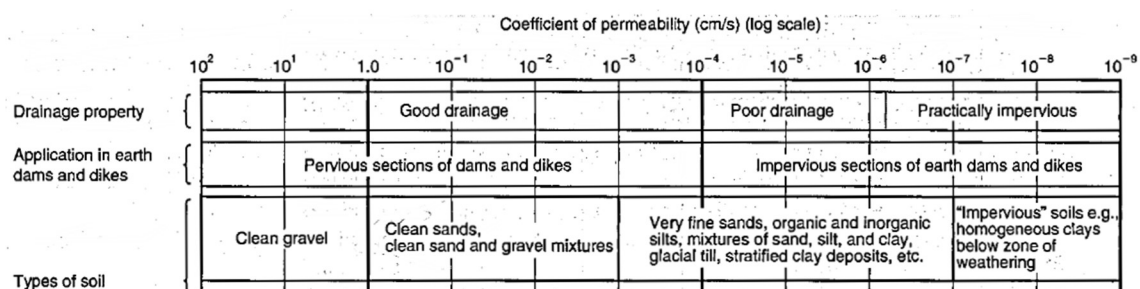


Figura 2.2 Escala de permeabilidad para suelos.
(Holtz y otros, 2013)

Para condiciones de saturación total, la resistencia al corte puede ser expresado en términos de esfuerzos efectivos o totales, dependiendo de la resistencia que se requiera, drenada o no drenada, respectivamente.

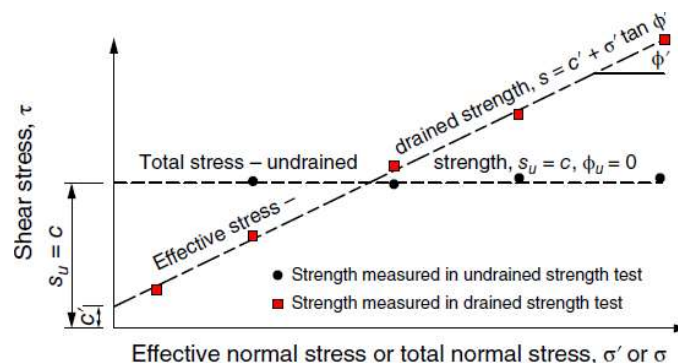


Figura 2.3 Envolventes de Mohr para esfuerzos totales y efectivos en arcillas saturadas.
(Duncan y otros, 2014)

2.1.4.1. Resistencia drenada, esfuerzos efectivos

La resistencia se expresa en términos de esfuerzos y parámetros efectivos (Duncan y otros, 2014):

$$s = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.4)$$

En este caso, los parámetros de resistencia efectivos, c' y ϕ' , son dependientes del estado de consolidación del material. Para materiales normalmente consolidados, $c' \approx 0$ y ϕ' es constante. Mientras que para suelos sobreconsolidados $c' > 0$ y ϕ' es menor que el correspondiente a los suelos normalmente consolidados. Dado que el incremento de carga no genera incremento de presión de poros, y es una condición drenada, el incremento de presión reduce la relación de vacíos y genera mayor resistencia. En la Figura 2.3 se observa el desarrollo de la resistencia drenada.

2.1.4.2. Resistencia no drenada, esfuerzos totales

La resistencia no drenada para arcillas y limos plásticos saturados tiende a ser constante, y se representa bajo esfuerzos y parámetros totales (Duncan y otros, 2014):

$$s = s_u = c_u \quad (2.5)$$

$$\phi = \phi_u \approx 0 \quad (2.6)$$

La razón por la cual la resistencia tiende a ser constante es por la saturación y no drenaje: dado que no se permite el flujo del agua, los incrementos de presión resultan en incrementos de presión de poros, esto no genera cambios de volumen, pues el agua es incompresible, ni tampoco se producen cambios en el esfuerzo efectivo. En consecuencia, a densidad y esfuerzo efectivo constante, resistencia constante. Esto se reproduce para determinada muestra a determinada profundidad, sin embargo, para depósitos de arcillas, la resistencia no drenada varía en profundidad, dependiendo del esfuerzo efectivo y el estado de consolidación. A continuación, se describen los métodos más empleados en el medio para la determinación de la resistencia al corte no drenado en limos plásticos y arcillas.

2.1.5. Evaluación de la resistencia no drenada en limos plásticos y arcillas

Mediante pruebas en campo, laboratorio o correlaciones empíricas es posible determinar la resistencia al corte no drenado de muestras inalteradas o alteradas de suelo (Holtz y otros, 2013). Entre los métodos más comunes de laboratorio se encuentran los ensayos triaxiales, mientras que, en campo, la técnica de la veleta de corte se ha empleado como una herramienta eficaz de medición directa de la resistencia no drenada. Los ensayos de penetración, como el SPT (Standard Penetration Test) y CPT (Cone Penetration Test), estiman la resistencia al corte en base a métodos empíricos (Robertson y Cabal, 2014). Existen correlaciones que toman en cuenta la plasticidad (IP) y el confinamiento (σ'_o) de los materiales para determinar su resistencia no drenada como la planteada por Skempton (1957) dada por la ecuación (2.7) en el caso de arcillas normalmente consolidadas, mientras que Jamiolkowski (1985) propuso la ecuación (2.8) función de la relación de sobreconsolidación OCR. Así mismo, un deslizamiento ocurrido también puede ser catalogado como un ensayo de campo a gran escala para determinar la resistencia al corte mediante retrocálculo.

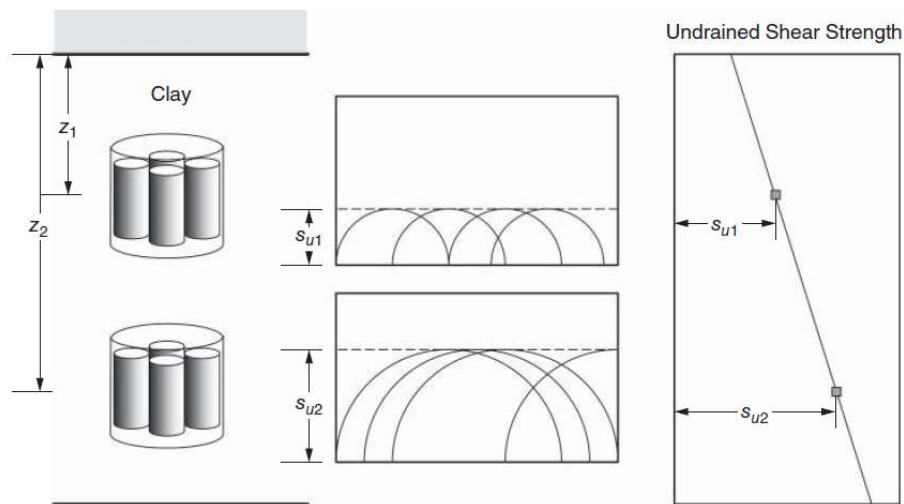
$$\frac{c_u}{\sigma'_o} = 0.11 + 0.0037 IP \quad (2.7)$$

$$\frac{c_u}{\sigma'_o} = (0.23 \pm 0.04)(OCR)^{0.8} \quad (2.8)$$

2.1.5.1. Ensayo Triaxial No Consolidado – No Drenado (ASTM D2850)

Este ensayo consiste en la aplicación de una presión confinamiento triaxial y un esfuerzo desviador axial en el eje de un cilindro hasta llegar a la falla, sin permitir el drenaje en ninguna etapa en la muestra con una saturación del 100% (Holtz y otros, 2013). La falla en este ensayo ocurre en un tiempo estimado entre 10 a 20 minutos, y generalmente no se mide la presión de poros, sino que los resultados se obtienen en términos de esfuerzos totales. Se ensayan tres muestras talladas cilíndricamente, las cuales en teoría tienen la misma humedad y relación de vacíos, por tanto, tendrán la misma resistencia, ya que no existirá un proceso de consolidación durante el ensayo

dada la condición de no drenaje. En consecuencia, los círculos de Mohr tendrán el mismo diámetro y su envolvente tiende a ser horizontal. Los resultados esquemáticos de la aplicación de dos ensayos triaxiales en un perfil de suelo a diferente profundidad se ilustran en la Figura 2.4.



*Figura 2.4 Ejemplo de ensayos triaxiales UU en un perfil de suelo
(Duncan y otros, 2014)*

El ensayo triaxial no consolidado - no drenado es aplicable para reproducir situaciones donde no existe drenaje y por tanto, no existe proceso de consolidación durante la aplicación de la carga (Holtz y otros, 2013), es decir, procesos de construcción muy rápidos.

2.1.5.2. Ensayo de Corte con Velea de Bolsillo (ASTM D8121)

Este ensayo es un método tradicional, rápido y aproximado para medir la resistencia de corte en campo. Los resultados de ese ensayo se fundamentan, pero no reemplazan, a ensayos de laboratorio. La prueba consiste en la aplicación de esfuerzos cortantes a través de las aspas de la veleta, instrumento mostrado en la Figura 2.5, rotando hasta que se produzca la falla, entonces se determina la resistencia del suelo al corte no drenado debido a que la velocidad de aplicación de la fuerza es muy rápida (5 a 10 segundos). La escala de la veleta está dada en función del torque aplicado y la superficie de contacto determinada por las dimensiones de la veleta, entregando

directamente la resistencia al corte no drenado al aplicar un factor de corrección de acuerdo con el diámetro de la veleta usada y la escala de medición.



Figura 2.5 Veleta de bolsillo para ensayo de corte
(<https://www.certifiedmtp.com/gilson-hm-504a-torvane-pocket-shear-vane-set-metal/>)

El ensayo de la veleta de corte es aplicable a suelos finos, con baja permeabilidad, sin presencia de granos gruesos, y su rango de aplicación en cuanto a resistencia al corte no drenado es de 0 a 250 kPa (Paredes, 2020).

2.1.5.3. Ensayo del Cono de Penetración CPT (ASTM D5778)

Mediante la teoría de capacidad de carga de un pilote, como una analogía para el cono de penetración, se establecen métodos para estimar la resistencia no drenada. Durante la ejecución del ensayo se mide la resistencia de punta “ q_c ”, y la resistencia al corte no drenado está en función de un factor empírico de capacidad de carga (factor de cono):

$$s_u = \frac{q_c - \sigma_v}{N_k} \quad (2.9)$$

Donde “ N_k ” es el factor empírico, generalmente tomado como 14.5. Para ensayos con medición de poros CPTu la resistencia de punta debe ser corregida y el factor empírico toma un valor ligeramente superior.

2.1.5.4. Ensayo de Penetración Estándar SPT (ASTM D1586)

Este método es uno de los menos aproximados según Duncan y otros(2014), pero más usados en el medio para la determinación de la resistencia no drenada. De manera similar al ensayo CPT, la resistencia no drenada está en función de un factor empírico.

Terzaghi y otros, (1996) presentan los resultados de Stroud (1964) en una correlación entre el índice de plasticidad y la resistencia no drenada obtenida con ensayos triaxiales UU normalizada para la resistencia a la penetración estándar. En la Figura 2.6 se muestra la nube de puntos entre índice de plasticidad y resistencia no drenada normalizada para estimar, de manera rápida, la resistencia en determinado sitio donde se haya ejecutado un ensayo de penetración estándar. La aplicación del ensayo SPT para la determinación de la resistencia no drenada tiene sus limitaciones en los factores empíricos en los que se basa, por lo que su empleo debería ser una referencia y es imprescindible complementar con ensayos de laboratorio.

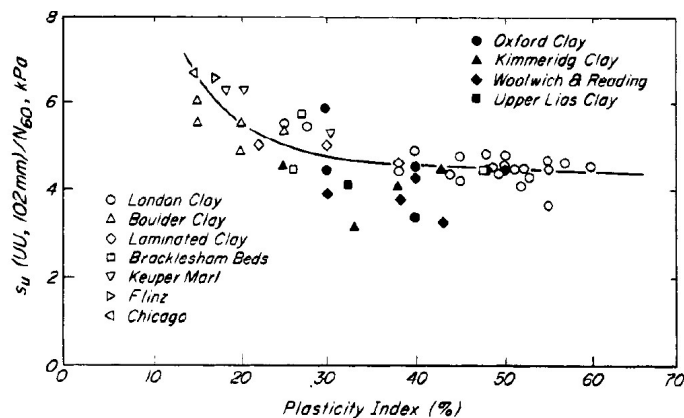


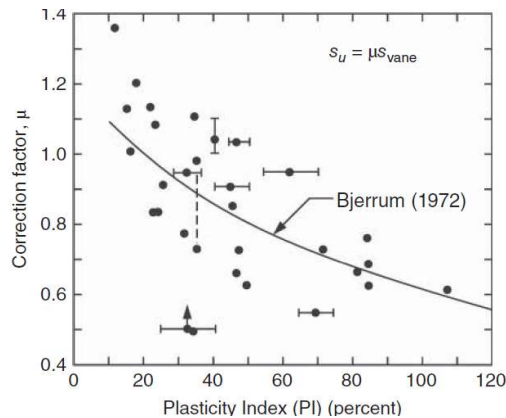
Figura 2.6 Índice de plasticidad vs. resistencia no drenada normalizada.
(Terzaghi y otros, 1996)

2.1.5.5. Relación Resistencia-Plasticidad

Skempton (1957) presenta una correlación entre el índice de plasticidad y la resistencia no drenada normalizada para el esfuerzo de consolidación, para arcillas normalmente consolidadas y saturadas. La correlación se sustenta en ensayos de veleta de corte y de compresión sin confinamiento:

$$\frac{s_u}{\sigma'_v} = 0,11 + 0,037IP \quad (2.10)$$

Para valores altos de índice de plasticidad (IP), esta correlación tiene la probabilidad de sobreestimar la resistencia, sin embargo, puede aplicarse un factor de corrección sugerido por Bjerrum (1972), cuyos valores se ilustran en la Figura 2.7.



*Figura 2.7 Factor de corrección de la resistencia no drenada según el índice plástico.
(Duncan y otros, 2014)*

2.1.5.6. Retro análisis o retrocálculo

Al presentarse un deslizamiento, un retrocálculo puede ser una herramienta para determinar los parámetros de resistencia correspondientes a un factor de seguridad igual a la unidad, puesto que tal es la condición límite del equilibrio antes del colapso. Dai y otros (2002), (Calvello y Finno(2004) y Bojorque (2009) describen a un talud o ladera colapsada como una oportunidad de modelación del fenómeno producido, representando ensayo de campo de gran magnitud. En una sección posterior se presentan las bases y lineamientos de este método para determinar los parámetros de resistencia de los suelos.

2.2.Introducción a la estabilidad de taludes

Dentro de los problemas geotécnicos en ingeniería, la estabilidad de taludes constituye uno de los más complejos debido a la cantidad de variables que intervienen, a la magnitud física del problema y al comportamiento de los materiales. Las pendientes pueden encontrarse en dos formas: naturales o antrópicas. Las pendientes naturales son aquellas encontradas en formaciones geológicas o las constituidas a partir de procesos geológicos en la superficie terrestre: meteorización, erosión, transporte y sedimentación. Las pendientes antrópicas son las conformadas con equipos o de manera manual, dependiendo de la magnitud, y responden a la necesidad de los humanos por crear estructuras para su desarrollo como vías, canales y demás construcciones.

Terzaghi y otros (1996) definen un deslizamiento como la falla de una masa de suelo ubicada en una pendiente. Esta es la definición más básica, y de ella se derivan los tipos de deslizamientos mostrados en la Figura 2.8, entre los cuales, los rotacionales, traslacionales, flujos, avalanchas, reptación (creep), y desplazamientos horizontales, son los más comunes en suelos. En taludes de tierra, generalmente, se producen deslizamientos rotacionales, donde la superficie de falla tiene una forma circular convexa y el movimiento es rotacional alrededor de un eje paralelo a la superficie del talud.

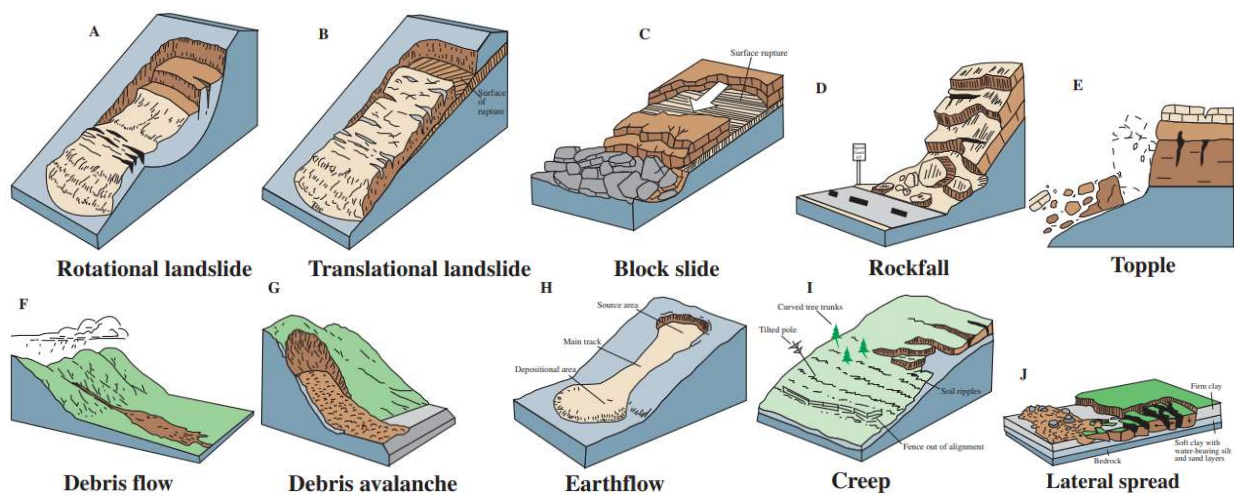


Figura 2.8 Tipos de deslizamiento más comunes.
(USGS Fact Sheet 2004-3072: Landslide Types and Processes)

Cuando un talud no ha sufrido ningún cambio en su configuración geométrica, significa que está estable, caso contrario, si existen deformaciones, asentamientos, grietas o deslizamientos, la pendiente está inestable.

2.2.1. Factor de seguridad

El criterio empleado en los análisis de estabilidad para evaluar el equilibrio de los taludes es el factor de seguridad, definido por Cheng y Lau (2008) como la relación entre la resistencia al corte del suelo en la superficie de falla y la resistencia a la corte mínima requerida para el equilibrio :

$$F = \frac{\tau_r}{\tau_f} \quad (2.11)$$

Cuando el factor de seguridad es menor a 1 significa que la resistencia disponible del suelo es menor a la necesaria para asegurar el equilibrio, por tanto, existe una potencial falla del talud, mientras que un factor de seguridad mayor a 1 indica estabilidad.

Bojorque (2009) señala que el factor de seguridad puede definirse como aquel que divide a los parámetros “originales” de corte para llevar al talud a la falla:

$$c_f = \frac{c}{F} \quad (2.12)$$

$$\phi_f = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{F} \right) \quad (2.13)$$

Donde “c” y “ ϕ ” son los parámetros de resistencia del suelo, y el sufijo “f” indica los parámetros que llevarían al talud a la falla, o, parámetros movilizados.

2.2.2. Factores que producen inestabilidad

Para la inestabilidad, la resistencia al corte del suelo es menor a los esfuerzos de equilibrio, por tanto, existen dos tipos de agentes que producen ese fenómeno: (i) los que generan una reducción en la resistencia al corte del suelo; y (ii) los que generan un incremento en los esfuerzos de corte requeridos para el equilibrio. A continuación se presentan las principales causas, expuestas por Duncan y otros (2014), de los agentes que generan inestabilidad mediante la reducción de resistencia al corte.

Incremento de presión de poros: la presencia de agua, generada por lluvias extraordinarias y filtraciones, características de permeabilidad baja, y una velocidad de aplicación de cargas alta, son las causas para que se produzca un incremento de presión de poros, reduciendo los esfuerzos efectivos y, por tanto, la resistencia.

Agrietamiento: generalmente se producen superficialmente en la corona de los taludes como resultado de esfuerzos de tensión que superan la resistencia del suelo. Al producirse el agrietamiento se pierde la resistencia al corte en esas superficies.

Expansión: es un incremento en la relación de vacíos, y se da en suelos con alta plasticidad cuando entran en contacto con el agua a bajas presiones de confinamiento. Estudios realizados por Skempton (1964) mostraron que el hinchamiento en arcillas sobreconsolidadas resultó en una dilatación localizada y pérdida de resistencia.

Superficies resbaladizas: al producirse deformaciones por corte, las partículas de arcillas que tienen forma de placa son reorganizadas y tienden a ser paralelas en el plano de corte, generando una superficie lisa y resbaladiza. En esta superficie que sufrió deformaciones por corte, la resistencia es residual, la cual es un 15% a 20% del valor inicial de resistencia. La reorganización de las partículas para la formación de estas superficies puede darse por movimientos tectónicos y, en la estabilidad de taludes, tiene menor significancia debido a que solamente se producen de manera localizada.

Reptación (Creep): bajo cargas permanentes las arcillas tienen deformaciones continuas y no recuperables, por lo cual, a largo plazo, puede resultar en un mecanismo de falla.

Cargas cíclicas: bajo la aplicación de cargas cíclicas los enlaces entre partículas pueden romperse, disminuyendo su fricción. Los suelos susceptibles a este fenómeno son aquellos de compacidad suelta y los que tienen enlaces débiles. La licuefacción en arenas sueltas es un ejemplo donde se pierde toda la resistencia por la acción de cargas cíclicas y aumento de la presión de poros.

Como complemento a los factores que reducen la resistencia al corte y generan inestabilidad en determinado sistema, están las variables que aumentan los niveles de esfuerzos, es decir, las sollicitaciones, entre los cuales se encuentran principalmente:

Sobrecargas en la corona: rellenos, construcciones, bancos de materiales, cimentaciones, entre otras cargas en la corona, incrementan los esfuerzos de corte.

Presión de agua en grietas: la carga hidrostática por la presencia de agua en las grietas aumenta el nivel de esfuerzos desestabilizadores.

Incremento de peso unitario: un aumento en la humedad de suelos, dado por filtraciones, incrementa su peso.

Excavación en el pie de taludes: significa la extracción de suelo y aumento de altura del talud, aumentando los esfuerzos cortantes. La erosión también puede causar la reducción de masa en el talud y producir el mismo efecto.

Descensos de niveles de agua en el pie de taludes: en el caso de canales, o presas, el agua ejerce una presión sobre las caras de los taludes, siendo una fuerza estabilizadora. Al descender el nivel, se elimina la fuerza estabilizadora y la presión de poros en el suelo no se reduce en la misma relación, por lo que aumenta la inestabilidad.

Sismos: las aceleraciones producidas por movimientos sísmicos aumentan los esfuerzos por sobre aquellos correspondientes a la condición estática. Estos incrementos se pueden representar como una fracción de la masa de suelo.

2.2.3. Lineamientos para el análisis de estabilidad

Los análisis de estabilidad pueden ser planteados en términos de esfuerzos totales o efectivos. Los primeros aplican a materiales de baja permeabilidad (arcillosos) o suelos arenosos saturados bajo cargas rápidas, donde no se puede disipar el incremento de presión de poros. En términos de esfuerzos efectivos se llevan a cabo en condiciones a largo plazo, donde se produzca drenaje. Bajo cualquier planteamiento, el requisito básico es el cumplimiento del equilibrio en términos de esfuerzos totales (Duncan y otros, 2014).

Para los análisis con esfuerzos efectivos, es necesaria la evaluación de la presión de poros para obtener los esfuerzos efectivos normales, necesarios para determinar la resistencia. La estimación de la presión de poros a lo largo de la superficie de falla puede ser determinada mediante los valores de carga hidrostática, en el caso de condiciones drenadas, mientras que para condiciones no drenadas se debe conocer la respuesta del suelo ante la aplicación de cargas externas, lo cual tiene un nivel de complejidad mayor.

En contraste, en análisis de esfuerzos totales la resistencia está relacionada a los dichos esfuerzos y no es necesaria la evaluación de la presión de poros. Este planteamiento es válido en condiciones no drenadas, bajo una premisa: las presiones de poros están dadas por el comportamiento del suelo y determinan una sola relación entre esfuerzos totales y efectivos, siendo posible relacionar la resistencia al corte a los esfuerzos totales.

En los análisis de condiciones drenadas, los incrementos en los esfuerzos son aplicados de manera lenta y no hay incrementos de presión de poros, sino que estos están controlados por las condiciones hidráulicas que pueden ser estáticas o de constante flujo. Para esta condición puede ejecutarse análisis con las siguientes características: (a) pesos unitarios totales, (b) parámetros de resistencia al corte efectivos y (c) presión de poros por carga hidrostática o análisis de flujo constante.

Los requisitos para ejecutar análisis en condiciones no drenadas incluyen una aplicación de carga con mayor velocidad respecto al flujo de agua en el suelo. Al generarse excesos en las presiones de poros, estas son determinadas por la naturaleza del suelo. Un análisis no drenado requiere de: (a) pesos unitarios totales, (b) parámetros de resistencia al corte bajo esfuerzos totales.

2.2.4. Estimación del drenaje

Para determinar si determinado caso es drenado o no drenado, se debe tomar en cuenta el tiempo, tanto de aplicación de la carga, como de flujo de agua en la masa de

suelo (Duncan, 1996). El tamaño de las partículas de un suelo puede determinar si una condición es drenada o no, aplicando la teoría de consolidación de Terzaghi:

$$t_{99} = 4 \frac{D^2}{c_v} \quad (2.14)$$

Donde “ t_{99} ” es el tiempo requerido para alcanzar un 99% de disipación del exceso de presión de poros, “ D ” es la magnitud de la trayectoria de drenaje y “ c_v ” es el coeficiente de consolidación, relacionado a la conductividad hidráulica del suelo. La Figura 2.9 ilustra la aplicación de esta teoría para varios tipos de suelo y trayectorias. Por ejemplo, para la conformación de un talud de 3 metros (10 ft) en arcilla, el drenaje se produciría en 100 días, sin embargo, el tiempo de construcción de esta obra, puede tomar días o máximo semana, por lo que el drenaje no se produce, en tal caso, debe analizarse bajo condiciones no drenadas al finalizar la construcción. Por el contrario, para el mismo talud, en arenas, el drenaje puede tomar menos de 4 días, y un análisis drenado es válido.

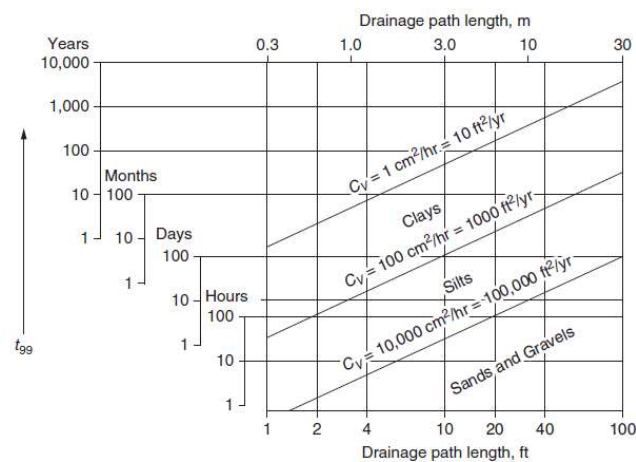


Figura 2.9 Tiempo requerido para el drenaje de depósitos de suelos (Duncan y otros, 2014)

Como se observa, las condiciones de drenaje dependen de la rapidez con la que se ejecute la obra y la capacidad del suelo para dejar fluir el agua. De esta manera se describen dos tipos de estabilidad: a corto y a largo plazo.

2.2.5. Estabilidad a corto plazo

Se presenta durante la construcción o inmediatamente después de finalizada. La estabilidad a corto plazo puede ser drenada, si los suelos son granulares, mientras que no drenada, cuando la velocidad de aplicación de la carga supera ampliamente a la velocidad de disipación de excesos de presión de poros que dicha carga produce (Duncan, 1996), como el caso de una rápida construcción en arcillas ilustrada en la Figura 2.10. En el caso de suelos granulares los parámetros de resistencia corresponderían a los determinados bajo esfuerzos efectivos (c' , ϕ'). La resistencia de suelos arcillosos saturados debe ser caracterizada con la resistencia no drenada bajo esfuerzos totales ($c=s_u$; $\phi_u=0$).

2.2.6. Estabilidad a largo plazo

Generalmente, se presentan condiciones drenadas, sea para arcillas o arenas, pues se establece un largo periodo luego de la construcción, donde se han disipado los excesos de presión de poros. En este caso, los parámetros de resistencia de los suelos se expresan en términos de esfuerzos efectivos, como lo ilustra la Figura 2.10, donde se observa que el factor de seguridad varía con los parámetros empleados para el análisis.

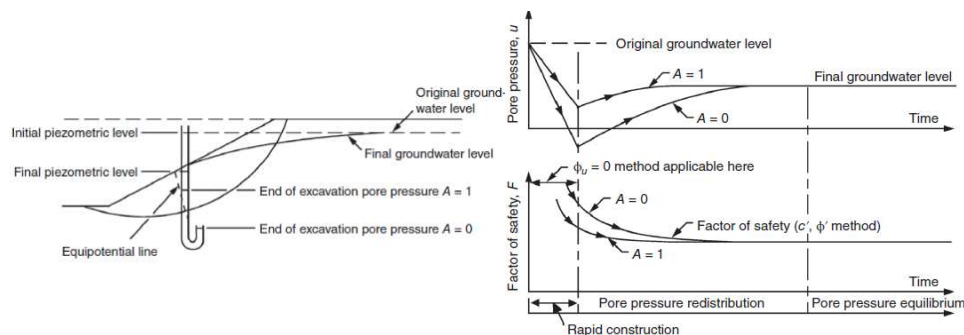


Figura 2.10 Variación en el tiempo de presión de poros y factor de seguridad de un talud en arcilla.
(Duncan y otros, 2014)

2.2.7. Estabilidad ante sismos

Las aceleraciones producidas en la superficie por la propagación de ondas sísmicas generan un movimiento del terreno sometiendo al suelo a fuerzas cíclicas, mismas que

producen deformaciones disminuyendo la resistencia del suelo (Duncan et al., 2014). Usualmente, el incremento de esfuerzos en el suelo, producido por sismos, se representa aplicando una fuerza horizontal en la masa deslizada, mediante una fracción de esta, análisis conocido como pseudoestático.

2.3. Métodos de análisis de estabilidad

Los problemas geotécnicos en general, pueden ser representados con modelos matemáticos más simplificados y sencillos, hasta sistemas complejos, dependiendo de las condiciones y requerimientos del proyecto.

El método de equilibrio límite (LEM, por sus siglas en inglés) considera el estado límite último del talud o sistema planteado, sin proveer información sobre las deformaciones que se generan debido al estado de esfuerzos (Cheng y Lau, 2008) . En contraste, el método de elementos finitos (FEM) permite estimar el fenómeno de una falla progresiva con resultados de esfuerzos y desplazamientos mediante modelos constitutivos esfuerzo-deformación que representan de manera más aproximada el comportamiento de un talud.

2.3.1. Método del Equilibrio Limite, LEM

El método del equilibrio límite es ampliamente usado para determinar la estabilidad de taludes referido a un factor de seguridad (Morgenstern & Sangrey, 1978). Este método considera la determinación del equilibrio de una masa que se desplaza hipotéticamente sobre una superficie de falla, la cual generalmente se asume circular. Las metodologías comunes de equilibrio límite dividen a la masa en rebanadas o dovelas, la diferencia radica en las ecuaciones de equilibrio (fuerzas horizontales, fuerzas verticales, y momentos) que se satisfacen y el comportamiento asumido para las fuerzas entre dovelas (Krahn, 2003).

Dentro de la resolución de la formulación matemática en el equilibrio límite, independientemente del método, se presentan más parámetros cuyos valores son desconocidos (incógnitas), que número de ecuaciones de equilibrio, por lo que, el problema del cálculo de factor de seguridad es estáticamente indeterminado, en

consecuencia, es necesario la aplicación de simplificaciones o asunciones, relacionados principalmente al comportamiento de las fuerzas normales y de corte entre dovelas. Sin embargo, Bojorque (2009), Morgenstern y Sangrey, (1978) y Cheng y Lau (2008) describen premisas que son comunes para las metodologías de equilibrio límite, las cuales se resumen en los siguientes numerales:

- i. La masa de suelo se comporta como un cuerpo rígido, que se desplaza sobre una superficie de falla.
- ii. El factor de seguridad es constante en toda la superficie de falla, es decir, la resistencia es movilizada en el mismo grado para llevar a la masa de suelo a un estado límite.
- iii. La ubicación y dirección de las fuerzas entre dovelas, es asumida.
- iv. La resistencia requerida para el equilibrio es calculada con principios de la estática.
- v. La resistencia de equilibrio calculada es relacionada con la resistencia disponible mediante el factor de seguridad.
- vi. El factor de seguridad mínimo es obtenido mediante iteración, para varias superficies de falla.

Entre los métodos más empleados para realizar un análisis de equilibrio límite bidimensional están: (i) método ordinario; (ii) método de Bishop simplificado; (iii) método de Spencer; (iv) métodos de Janbu y (v) método de Morgenstern-Price. Sin embargo, Fredlund y otros (1981) desarrollaron una formulación general del método del equilibrio límite (GLE) cuyo objetivo era unificar los diferentes métodos realizados cada uno de manera independiente y que carecían de uniformidad en su formulación, demostrando que cada metodología es un caso especial de la formulación general propuesta.

2.3.1.1. Formulación General del Equilibrio Limite, GLE

La metodología general del equilibrio límite, GLE, permite una unificación en cuanto a los términos y formulación del equilibrio límite en sí. En la Figura 2.11 se ilustran las fuerzas y su ubicación para la formulación del factor de seguridad, correspondiente a una superficie circular, mediante el equilibrio para satisfacer momentos y/o fuerzas de

las dovelas en la extensión de la falla. Los sufijos “L” y “R” indican el lado izquierdo y derecho, respectivamente, donde actúan las fuerzas o distancias respecto al eje central de la dovela.

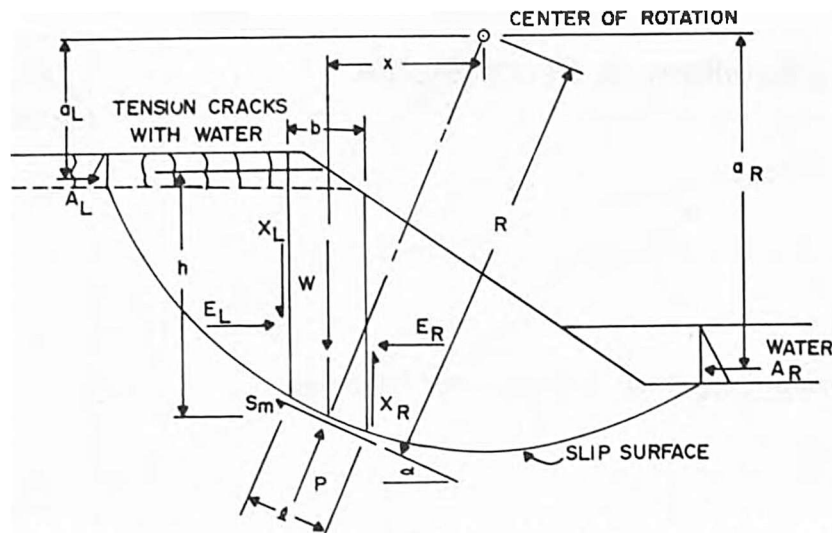


Figura 2.11 Fuerzas y distancias actuantes en el método de las dovelas.
(Fredlund y otros, 1981)

Los términos correspondientes a la Figura 2.11 se definen a continuación:

- W: Peso de la dovela.
- P: Fuerza normal a la base de la dovela.
- S_m : Resistencia al corte movilizada en la base de la dovela.
- E: Fuerza horizontal normal entre dovelas.
- X: Cortante vertical entre dovelas.
- R: Radio de la superficie de falla, igual al brazo de momento de la resistencia de corte movilizada, S_m .
- A: Resultante de las fuerzas hidrostáticas externas.
- x: Distancia horizontal entre el centro de rotación y el eje vertical de cada dovela.
- a: Distancia vertical entre el centro de rotación y la ubicación de la resultante de las fuerzas A.
- α : Ángulo de inclinación medido entre la horizontal y la tangente en el centro base de cada dovela.
- l: Longitud de la base de la dovela.
- h: Altura de la dovela.
- b: Ancho de la dovela.

Mediante la ecuación (2.15), que describe la resistencia al corte, particularizada para el presente caso y dividida para el factor de seguridad, permite obtener la resistencia a la corte movilizada con el criterio de falla de Mohr-Coulomb:

$$S_m = \frac{l}{F} [(c' + (\sigma_n - u)\tan\varphi')] \quad (2.15)$$

Siendo c' y φ' , los parámetros de resistencia al corte; σ_n representa al esfuerzo normal en la base de cada dovela, siendo equivalente a P/l para un análisis bidimensional de franja unitaria y F es el factor de seguridad.

Dentro del método general GLE, se evalúa la ecuación (2.16), correspondiente al equilibrio de momento respecto al centro de rotación de la masa que se desliza en la hipotética superficie de falla, sin considerar las fuerzas entre dovelas, pues son fuerzas internas que se cancelan al analizar el equilibrio de toda la masa. Asimismo, la ecuación (2.17) es planteada con la sumatoria de fuerzas en la dirección horizontal, y representa la ecuación de equilibrio de fuerzas para el GLE.

$$\Sigma Wx - \Sigma S_m R \pm Aa = 0 \quad (2.16)$$

$$\Sigma P \sin \alpha - \Sigma S_m \cos \alpha \pm A = 0 \quad (2.17)$$

Al sustituir la ecuación (2.15) en las ecuaciones (2.16) y (2.17), se obtiene la formulación del factor de seguridad de las ecuaciones (2.18) y (2.19), con el subíndice “m” indicando su derivación respecto a la ecuación de equilibrio de momentos, mientras que el subíndice “f” indica la resolución para el equilibrio de fuerzas.

$$F_m = \frac{\Sigma [c'l + (P - ul)\tan\varphi'] R}{\Sigma Wx \pm Aa} \quad (2.18)$$

$$F_f = \frac{\Sigma [c'l + (P - ul)\tan\varphi'] \cos \alpha}{\Sigma P \sin \alpha \pm A} \quad (2.19)$$

La fuerza normal P , común a las ecuaciones de factor de seguridad, es obtenida evaluando el equilibrio de fuerzas en la dirección vertical, según la ecuación (2.20), siendo $F=F_m$ al emplear la ecuación (2.18) y $F=F_f$ al sustituir en la ecuación (2.19).

$$P = \frac{W - (X_R - X_L) - \frac{c'l \sin \alpha}{F} + \frac{ul \tan \varphi' \sin \alpha}{F}}{m_\alpha = \cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \varphi'}{F}} \quad (2.20)$$

Como se observa en la ecuación (2.20), ésta incluye las fuerzas horizontales, entre dovelas, X_R y X_L , en cada lado de la dovela. El GLE representa el comportamiento de las fuerzas entre dovelas mediante la ecuación (2.21), donde $f(x)$ es una función y λ es una fracción empleada de dicha función.

$$\frac{X}{E} = \lambda f(x) \quad (2.21)$$

Krahn (2003) plantea un ejemplo práctico que permite entender el planteamiento de la formulación general del GLE. La curva superior de la Figura 2.12 a) representa una función medio seno, mientras que la inferior es la función arbitraria usada. Las dos curvas están relacionadas por un parámetro lambda igual a $\lambda=0,43$. Suponiendo una fuerza horizontal $E=100$ kN, para la dovela 10, cuyo valor $\lambda f(x)=0,36$, entonces la fuerza cortante es $X=36$ kN. Obteniendo la función arco tangente de $36/100$, resulta un valor aproximado de 19,6 grados, correspondiente a la inclinación de la fuerza resultante entre dovelas en la rebanada 10.

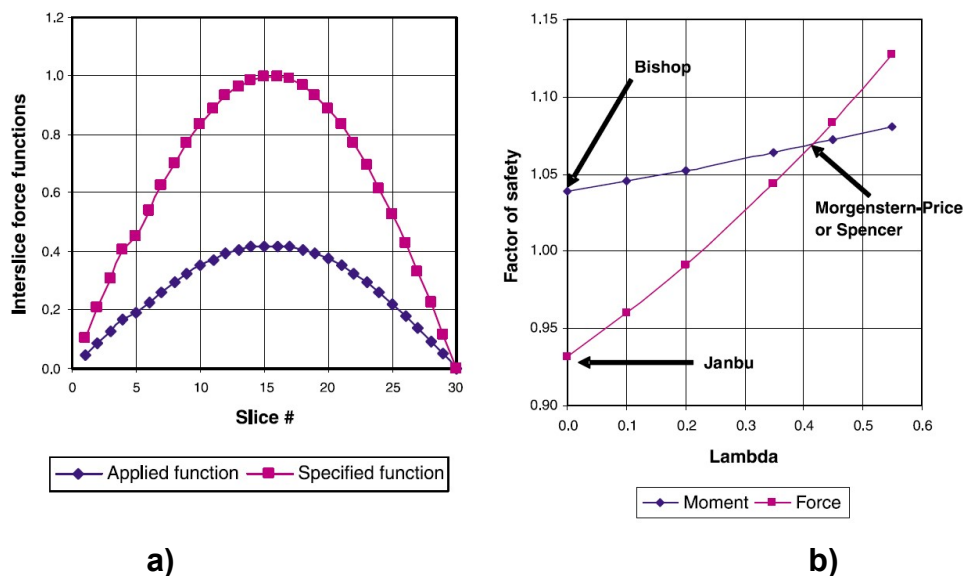


Figura 2.12 a) Función medio seno de fuerzas entre dovelas. b) Factor de seguridad vs. parámetro lambda.
(Krahn, 2003)

En consecuencia, la fuerza normal P varía de acuerdo con el comportamiento de las fuerzas entre dovelas, es decir, con el método empleado. En la Figura 2.12 b) se presenta los resultados de un factor de seguridad y el parámetro λ que representa la fracción de una función empleada para relacionar las fuerzas entre dovelas. Los métodos de Bishop y Janbu asumen una resultante horizontal, es decir, $\lambda=0$, cayendo en los puntos ilustrados. Los métodos de Spencer y Morgenstern-Price, satisfacen equilibrio de momentos y fuerzas, por lo que son representados en la intersección de las curvas de momento y fuerzas de la Figura 2.12 b), con determinado factor λ . Un resumen de los parámetros que satisfacen y caracterizan los métodos más comunes empleados en el equilibrio límite se muestra en la Tabla 2.1.

*Tabla 2.1 Relación de fuerzas entre dovelas y equilibrio para varios métodos de LEM.
(Duncan y otros, 2014; Fredlund y otros, 1981)*

Método	Equilibrio de momento	Equilibrio de fuerzas horizontales	Fuerza normal E	Fuerza de corte X	Inclinación de la resultante de X/E
Ordinario	✓	x	No	No	No resultante
Bishop	✓	x	Sí	No	Horizontal
Janbu	x	✓	Sí	No	Horizontal
Spencer	✓	✓	Sí	Sí	Constante
Morgenstern-Price	✓	✓	Sí	Sí	Variable

El factor de seguridad puede ser obtenido respecto al equilibrio de fuerzas o momentos según las ecuaciones (2.18), (2.19), (2.20) y (2.21), resueltas mediante procesos matemáticos. La superficie de falla a la cual le corresponde el mínimo factor de seguridad es denominada superficie de falla crítica.

2.3.2. Método de Elementos Finitos, FEM

El método de elementos finitos forma parte de las metodologías de medio continuo, que a su vez, pertenece a la rama de los métodos numéricos, donde el problema es discretizado en un conjunto de elementos y resuelto empleando aproximaciones numéricas (Bojorque, 2009). El FEM, en espacio bidimensional (2D), es el procedimiento numérico más usado en el campo práctico de la geotecnia, y sus

aplicaciones se remontan a los análisis realizados por Clough y Woodward (1967), para evaluar deformaciones y esfuerzos en rellenos.

El principio del FEM es asociar el comportamiento de un medio continuo complejo al comportamiento colectivo de las partes que lo componen. Estas fracciones se comportan de manera similar en puntos o nodos adyacentes. Para los elementos existe una relación esfuerzo-deformación aplicada, por ejemplo, una curva elástica, a esto se denomina modelo constitutivo del material. La forma básica de los elementos puede ser triangular con nodos en los extremos. Los desplazamientos en los nodos están restringidos a ser iguales entre nodos adyacentes, sin embargo, no necesariamente esfuerzos y deformaciones deben ser compatibles entre los nodos de un elemento. El nivel de aproximación de los resultados incrementa si se introduce más nodos en los elementos, siempre y cuando los modelos constitutivos logren representar el comportamiento del material (Morgenstern y Sangrey, 1978).

Griffiths y Lane (1999) definen al método de elementos finitos como una herramienta poderosa como alternativa o complemento al LEM. A diferencia de los análisis de equilibrio límite, el FEM está direccionado a la determinación de esfuerzos, deformaciones y presiones de poro, identificando ciertas ventajas principales sobre el LEM, como son: (i) no es necesaria la división de la masa en dovelas; (ii) no se necesitan asunciones sobre fuerzas internas entre dovelas; (iii) el equilibrio se satisface en todo el campo de esfuerzos y; (iv) el mecanismo de falla es encontrado automáticamente con la resolución numérica bajo determinado criterio. (Duncan y otros, 2014) recalcan que la información necesaria para llevar a cabo un análisis de estabilidad mediante FEM es mayor respecto al LEM que, de manera sintetizada, es la siguiente:

- a) Condiciones iniciales del problema
- b) Condiciones de borde
- c) Modelo constitutivo del suelo
- d) Propiedades mecánicas
- e) Condiciones de carga

Dentro de la evaluación de estabilidad de taludes, por elementos finitos, una técnica empleada es el método de reducción de resistencia, SRM por sus siglas en inglés. El método propone la reducción progresiva de la resistencia al corte del medio hasta alcanzar el colapso, definido por determinado criterio, presentado más adelante. Cabe recalcar las limitaciones del método, el cual se aplica con mayor aproximación a taludes de estratigrafía homogénea y geometría regular.

2.3.2.1. Formulación del método FEM (Potts y Zdravkovic, 1999)

Dentro de esta sección se describe el método de elementos finitos aplicado a un modelo bidimensional, con deformación plana y un comportamiento elástico lineal para un mejor entendimiento. Posteriormente, se describe como se introduce la no-linealidad de los materiales una vez formulado el problema numérico para lo cual, Potts y Zdravkovic (1999) plantean un procedimiento que incluye las etapas de (i) discretización, (ii) aproximación de la variable principal, (iii) ecuaciones de elementos, (iv) ecuaciones globales, (v) condiciones de borde, y (vi) solución del sistema de ecuaciones globales.

i. Discretización del problema

El dominio general del problema debe ser el necesario que las variables que se desea analizar estén dentro del mismo. En este proceso se modela la geometría y se divide (discretiza) en subcomponentes llamados elementos finitos, los cuales comúnmente son triángulos o cuadriláteros. Los elementos están definidos por nodos situados en las esquinas y/o en los puntos medios de los lados, ejemplificados la Figura 2.13 a), para los elementos más usados en la modelación 2D.

El resultado de la discretización es una malla de elementos finitos conectados por los nodos los elementos. Esta malla debe ser dividida de tal manera que los puntos de interés tengan la suficiente discretización para evaluar las respuestas. En la Figura 2.13 b) se representa un relleno sobre un terreno arcilloso, donde la falla esperada es de base, por tal motivo en esa zona, la discretización es mayor.

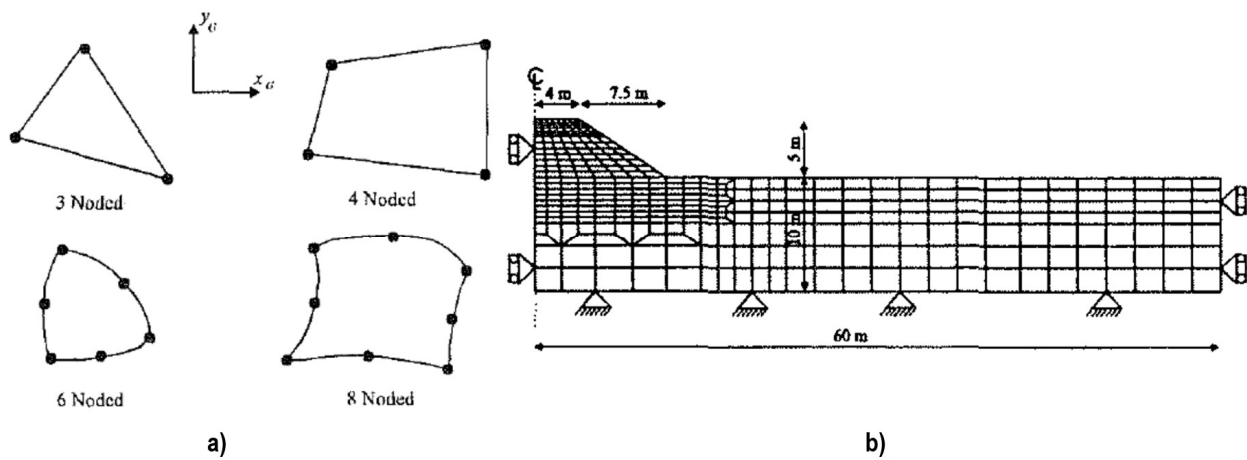


Figura 2.13 a) Elementos finitos 2D. b) Modelo de relleno sobre arcilla discretizado

(Potts y Zdravkovic, 2001)

ii. Aproximación de la variable principal

Dentro de modelación de estabilidad de taludes, y geotecnia en general, se asume como principal variable a los desplazamientos. Los esfuerzos (stress) y deformaciones (strain) se consideran como variables secundarias y son determinadas cuando los desplazamientos han sido obtenidos. Dentro del método de elementos finitos, se asume una forma de variación de los desplazamientos dentro del dominio, que debe cumplir las condiciones de compatibilidad, es decir, no se pueden producir traslapes o vacíos para mantener la continuidad (Potts & Zdravkovic, 1999).

Los desplazamientos de cada elemento definidos localmente (u,v) y estos son obtenidos en función de los desplazamientos nodales, mediante funciones polinómicas cuyo orden depende del número de nodos del elemento. Para el elemento de 3 nodos, de la Figura 2.13 a), los desplazamientos locales (u, v) en función de los nodales (x, y) están dados por las ecuaciones (2.22) y (2.23), siendo las variables a_i y b_i , constantes de la forma polinómica.

$$u_i = a_1 + a_2 x_i + a_3 y_i \quad (2.22)$$

$$u_j = a_1 + a_2 x_j + a_3 y_j$$

$$\begin{aligned}
u_m &= a_1 + a_2 x_m + a_3 y_m \\
v_i &= b_1 + b_2 x_i + b_3 y_i \\
v_j &= b_1 + b_2 x_j + b_3 y_j \\
v_m &= b_1 + b_2 x_m + b_3 y_m
\end{aligned}
\tag{ 2.23 }$$

Matricialmente, se expresa los desplazamientos en los nodos en función de una matriz $[N]$, denominada matriz de funciones de forma o de transferencia según la ecuación (2.24).

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = [N] \{ u_i \ u_j \ u_m \ v_i \ v_j \ v_m \}^T = [N] \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix}_{nodos}
\tag{ 2.24 }$$

iii. Ecuaciones de los elementos

Los elementos están gobernados por un conjunto ecuaciones que gobiernan su comportamiento deformacional y está relacionado a la compatibilidad, equilibrio y relación esfuerzo-deformación. Para un elemento el vector de fuerzas nodales incrementales $\{\Delta R_E\}$, es el producto matricial de la matriz de rigidez del elemento (K_E) y los desplazamientos nodales incrementales $\{\Delta d_E\}$ (ecuación (2.25))

$$[K_E] \{\Delta d_E\} = \{\Delta R_E\}
\tag{ 2.25 }$$

Los desplazamientos locales, están definidos como $\{\Delta d\}$, función de la función de forma y los desplazamientos en los nodos $\{\Delta d\}_N$ (ecuación (2.26)):

$$\{\Delta d\} = \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \end{Bmatrix} = [N] \cdot \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \end{Bmatrix}_N = [N] \cdot \{\Delta d\}_N
\tag{ 2.26 }$$

Al ser un análisis de deformación plana, solamente se incluye la dirección x e y. Determinado el desplazamiento, la deformación es la primera derivada del desplazamiento respecto al dominio, y estas son definidas aplicando ecuaciones cinemáticas (2.27) con una convención de signo positivo para compresión:

$$\Delta \varepsilon_x = -\frac{\partial(\Delta u)}{\partial x}; \Delta \varepsilon_y = -\frac{\partial(\Delta v)}{\partial y}; \Delta \gamma_{xy} = -\frac{\partial(\Delta u)}{\partial y} - \frac{\partial(\Delta v)}{\partial x} \quad (2.27)$$

$$\Delta \varepsilon_z = \Delta \gamma_{xz} = \Delta \gamma_{zy} = 0; \{\Delta \varepsilon\}^T = \{\Delta \varepsilon_x \Delta \varepsilon_y \Delta \gamma_{xy} \Delta \varepsilon_z\}^T$$

Las deformaciones, son expresadas en función de la derivada de matriz de funciones de forma y el vector de desplazamientos, según las ecuaciones (2.26) y (2.27):

$$\begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_x \\ \Delta \varepsilon_y \\ \Delta \gamma_{xy} \\ \Delta \varepsilon_z \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial x} & 0 & \dots & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \dots & \dots & 0 & \frac{\partial N_n}{\partial y} \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_1}{\partial x} & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \frac{\partial N_2}{\partial x} & \dots & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial y} & \frac{\partial N_n}{\partial x} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \dots & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_1 \\ \Delta v_1 \\ \Delta u_2 \\ \Delta v_2 \\ \dots \\ \dots \\ \Delta u_n \\ \Delta v_n \end{Bmatrix} \quad (2.28)$$

De manera matricial, y siendo [B] la derivada de las funciones de forma [N], se expresan las deformaciones en el sistema global para un elemento con la ecuación matricial (2.29).

$$\{\Delta \varepsilon\} = [B]\{\Delta d\}_n \quad (2.29)$$

Por otra parte, la relación entre esfuerzo y deformación se denomina modelo constitutivo del material, el cual determina su respuesta. De manera general, esta relación es expresada según la ecuación (2.30).

$$\{\Delta \sigma\} = [D]\{\Delta \varepsilon\} \quad (2.30)$$

Siendo $\{\sigma\}$ un vector de esfuerzos internos ($\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}, \sigma_z$) y (D) la matriz de comportamiento del material, la cual es definida según el tipo de problema a analizar, sus condiciones, criterio geotécnico y tipo de material; pudiendo ser un material lineal (elástico) o no lineal (elastoplástico).

Por otra parte, el equilibrio del elemento finito está dado por el principio de energía potencial mínima, el cual establece que la posición de equilibrio estático de un

elemento elástico lineal cargado es aquella que minimiza la energía potencial total. Se define como energía potencial total de un elemento (E) como la diferencia entre la energía de deformación (W) y el trabajo realizado por las fuerzas aplicadas (L) (Potts & Zdravkovic, 1999). Aplicando el principio de energía potencial mínima se tiene la ecuación (2.31).

$$\delta \Delta E = \delta \Delta W - \delta \Delta L = 0 \quad (2.31)$$

La energía de deformación (ΔW) depende de las deformaciones como tal ($\Delta \varepsilon$) y del nivel de esfuerzos alcanzado ($\Delta \sigma$), integrada al volumen del elemento, y está definida como:

$$\Delta W = \frac{1}{2} \int_{Vol} \{\Delta \varepsilon\}^T \{\Delta \sigma\} dVol = \frac{1}{2} \int_{Vol} \{\Delta \varepsilon\}^T [D] \{\Delta \varepsilon\} dVol \quad (2.32)$$

El trabajo realizado por las fuerzas aplicadas es función de los desplazamientos producidos (Δd) y las reacciones de los elementos (ΔF) integrados al volumen del sólido, además de los desplazamientos del elemento y las sollicitaciones externas (ΔT) integradas a la superficie cargada (Srf):

$$\Delta L = \int_{Vol} \{\Delta d\}^T \{\Delta F\} dVol + \int_{Srf} \{\Delta d\}^T \{\Delta T\} dSrf \quad (2.33)$$

Reemplazando las ecuaciones (2.32) y (2.33) en la ecuación (2.31):

$$\Delta E = \frac{1}{2} \int_{Vol} \{\Delta \varepsilon\}^T [D] \{\Delta \varepsilon\} dVol - \int_{Vol} \{\Delta d\}^T \{\Delta F\} dVol + \int_{Srf} \{\Delta d\}^T \{\Delta T\} dSrf \quad (2.34)$$

La ecuación anterior, al ser evaluada en términos de valores nodales, según las ecuaciones (2.26) y (2.29), resultando la ecuación (2.35).

$$\Delta E = \sum_{i=1}^N \left[\frac{1}{2} \int_{Vol} (\{\Delta d\}_n^T [B]^T [D] [B] \{\Delta d\}_n - 2 \{\Delta d\}_n^T [N]^T \{\Delta F\}) dVol - \int_{Srf} \{\Delta d\}_n^T [N] \{\Delta T\} dSrf \right]_i \quad (2.35)$$

La variable incógnita principal son los desplazamientos nodales en el medio discretizado $\{\Delta d\}_n$. Al minimizar la energía potencial respecto a los desplazamientos nodales incrementales se obtiene la ecuación (2.36).

$$\delta \Delta E = \sum_{i=1}^N (\{\delta \Delta d\}_n^T)_i \left[\int_{Vol} [B]^T [D] [B] dVol - \int_{Vol} [N]^T \{\Delta F\} dVol - \int_{Srf} [N]^T \{\Delta T\} dSrf \right]_i = 0 \quad (2.36)$$

Definiendo en la ecuación (2.37) a:

$$[K_E] = \int_{Vol} [B]^T [D] [B] dVol \quad (2.37)$$

$$\{\Delta R_E\} = \int_{Vol} [N]^T \{\Delta F\} dVol - \int_{Srf} [N]^T \{\Delta T\} dSrf$$

Se tiene la forma de la ecuación (2.25), pero en este caso para el dominio general (ecuación (2.38)).

$$\sum_{i=1}^N [K_E]_i (\{\Delta d\}_n)_i = \sum_{i=1}^N \{\Delta R_E\} \quad (2.38)$$

En consecuencia, el problema se traduce a la determinación y sumatoria de las ecuaciones de equilibrio de los elementos finitos.

iv. Ecuaciones globales

Así como el dominio es el conjunto de elementos finitos, las ecuaciones son el ensamblaje de las ecuaciones de equilibrio de cada elemento, dado por la ecuación (2.39)

$$[K_G]\{\Delta d\}_{nG} = \{\Delta R_G\} \quad (2.39)$$

Donde $[K_G]$ es la matriz rigidez global del sistema, $\{\Delta d\}_{nG}$ es un vector que contiene los desplazamientos en los nodos que conforman la malla y $\{\Delta R_G\}$ es el vector de cargas. El ensamblaje de la matriz de rigidez se obtiene sumando las contribuciones de cada elemento comunes a determinado nodo, al igual que el vector de cargas. Un mayor detalle del método de ensamblaje directo, es descrito por Potts y Zdravkovic (1999).

v. Condiciones de borde

Se refieren a las cargas y desplazamientos externos en el contorno del modelo, dadas por las características del problema. Solicitaciones como cargas y presiones afectan al vector de cargas $\{\Delta R_G\}$ en los grados de libertad aplicados, mientras que desplazamientos predeterminados afectan al vector $\{\Delta d\}_{nG}$.

vi. Solución de las ecuaciones globales

Una vez planteado el sistema de ecuaciones que gobiernan los elementos y consecuentemente el modelo, la resolución implica obtener los desplazamientos nodales. Existen varias técnicas numéricas para la solución del problema entre las cuales Fiore (2022) menciona la técnica gráfica, por sustitución, y por determinantes (mediante regla de Cramer, Sarrus o expansión por cofactores), sin embargo, la más común es la eliminación Gaussiana. El detalle matemático de los métodos existentes es un tema amplio, el cual puede ser revisado por el lector, sin embargo, a continuación, se mencionan algunos métodos:

- Métodos exactos: Gauss, Cholesky, directo.
- Métodos de iteración: Gauss-Seidl, relajación, Newton-Raphson, gradiente conjugado.

Empleando el método apropiado según la tecnología disponible, los desplazamientos nodales del sistema son determinados, siendo resueltas las ecuaciones globales y se

pueden hallar deformaciones y esfuerzos a partir de las ecuaciones cinemáticas (2.29) y (2.30) presentadas con anterioridad para cada nodo.

2.3.2.2. Aplicación para materiales de comportamiento no lineal

El comportamiento no lineal de los materiales se toma en cuenta en el modelo constitutivo del material, específicamente en la matriz constitutiva $[D]$, la cual varía en cada paso del cálculo numérico según el nivel de esfuerzos y deformaciones generados en el transcurso de carga/descarga y deformación. La solución debe satisfacer el equilibrio, compatibilidad, modelo constitutivo y condiciones de borde. Esencialmente, lo que genera una matriz constitutiva variable, es que las ecuaciones que gobiernan el problema de elementos finitos se reduzcan a una forma incremental (i), tanto para la rigidez global, $[K_G]$, como para el vector de desplazamientos, $\{\Delta d\}_{nG}$, y el vector de fuerzas nodales, $\{\Delta R_G\}$, según la ecuación (2.40).

$$[K_G]^i \{\Delta d\}_{nG}^i = \{\Delta R_G\}^i \quad (2.40)$$

La solución consiste en aplicar los cambios de condiciones de borde en una serie de incrementos, y para cada incremento, resolver el sistema, resultando como solución final la sumatoria de los valores de cada incremento. Sin embargo, dado que la matriz de rigidez no es constante, sino que varía con los esfuerzos y deformaciones, la solución del sistema no es directa y requiere de técnicas para satisfacer las condiciones de equilibrio, compatibilidad, esfuerzo-deformación y de contorno. Dentro de los algoritmos para el cambio incremental y solución de las ecuaciones se encuentran, entre otros, los métodos de rigidez tangente, viscoplástico y Newton-Raphson modificado, de los cuales, el último es el más empleado. Los procedimientos empleados son netamente lógico-matemáticos y son descritos en detalle por Potts y Zdravkovic (1999), y, Potts y Zdravkovic (2001).

2.3.2.3. Modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb

El modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb es uno de los más sencillos y usados para analizar comportamientos drenados en términos de esfuerzos efectivos. El criterio de

falla de Mohr-Coulomb dado por la ecuación (2.4), puede ser expresada en términos de los esfuerzos efectivos principales (σ'_1 ; σ'_3) y los parámetros de resistencia efectivos como lo indica la ecuación (2.41).

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = 2c' \cos \phi' + (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi' \quad (2.41)$$

Una función de fluencia representa un límite entre un comportamiento puramente elástico y un comportamiento elastoplástico. En el caso del modelo de Mohr-Coulomb la función de fluencia es adoptada por el criterio de la ecuación (2.41):

$$F(\{\sigma'\}, \{k\}) = \sigma'_1 - \sigma'_3 - 2c' \cos \phi' - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi' \quad (2.42)$$

En geotecnia se representan a los esfuerzos principales en términos de esfuerzos invariantes: principal medio p' , desviador J y ángulo Lode θ , dados por las ecuaciones (2.43), (2.44), (2.45):

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) \quad (2.43)$$

$$J = \frac{1}{\sqrt{6}} \sqrt{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2} \quad (2.44)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{1}{\sqrt{3}} \left(2 \frac{(\sigma'_2 - \sigma'_3)}{(\sigma'_1 - \sigma'_3)} - 1 \right) \right] \quad (2.45)$$

Expresando la función de fluencia en términos de los invariantes se obtienen las ecuaciones (2.46) y (2.47)

$$F(\{\sigma'\}, \{k\}) = J - \left(\frac{1}{\tan \phi'} + p' \right) g(\theta) \quad (2.46)$$

$$g(\theta) = \frac{\sin \phi'}{\cos \theta + \frac{\sin \theta \sin \phi'}{\sqrt{3}}} \quad (2.47)$$

La Figura 2.14 muestra un cono hexagonal dado por la permutación de los esfuerzos principales. El modelo también incluye una función de potencial plástico, definida por la ecuación (2.48), siendo a_{pp} la distancia del ápice de la superficie de fluencia al origen

del espacio de esfuerzos principales y ν el ángulo de dilatancia del suelo (para suelos de comportamiento dilatante).

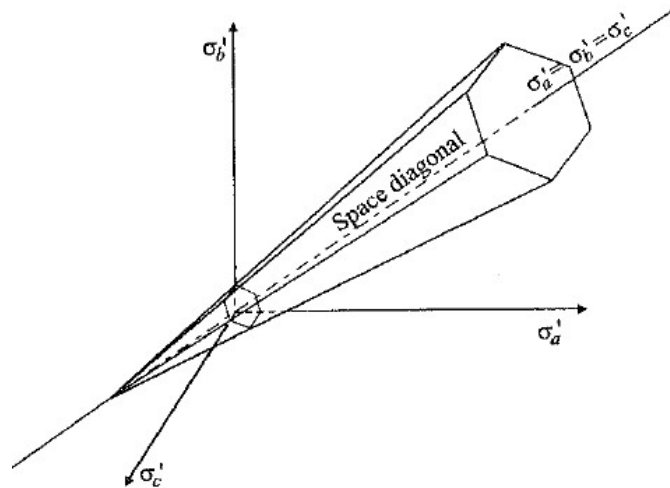


Figura 2.14 Superficie de fluencia del modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb en el espacio de esfuerzos principales.

$$P(\{\sigma'\}, \{m\}) = J - (a_{pp} + p')g_{pp}(\theta) = 0 \quad (2.48)$$

$$g_{pp}(\theta) = \frac{\sin \nu}{\cos \theta + \frac{\sin \theta \sin \nu}{\sqrt{3}}} \quad (2.49)$$

Cuando el ángulo de dilatancia es igual al ángulo de fricción se denomina un modelo asociado. Esto es válido hasta cierto punto para suelos compactos. Cuando el ángulo de dilatancia es menor al ángulo de fricción se dice que es un modelo no asociado. Si $\nu=0$, no existe dilatación plástica, es decir, la deformación plástica volumétrica es 0.

El modelo requiere de tres parámetros que controlan el comportamiento plástico (c' , ϕ' , ν) y dos parámetros que controlan el rango elástico (E , μ).

2.3.2.4. Método de reducción la de resistencia de corte, SRM

El método de reducción de resistencia, comúnmente utilizado para obtener el factor de seguridad en análisis de estabilidad de taludes en elementos finitos, reduce los

parámetros de resistencia de acuerdo con la ecuación (2.50) hasta alcanzar determinado criterio de finalización (Cheng y Lau, 2008).

$$c_f = \frac{c'}{F}; \phi_f = \tan^{-1} \left\{ \tan \left(\frac{\phi'}{F} \right) \right\} \quad (2.50)$$

El criterio está basado en una solución numérica y un significado físico del problema, pudiendo ser:

- a) No se alcanza una convergencia después de determinado número de iteraciones
- b) Existe un incremento repentino de la tasa de desplazamiento del modelo
- c) Un mecanismo de falla ha sido desarrollado

El último criterio se basa en la máxima deformación por corte o su máximo incremento.

2.3.3. Estabilidad en la falla, Retrocálculo

El proceso para determinar las condiciones y establecer un modelo adecuado a partir de un fenómeno de falla es denominado retrocálculo (Duncan y otros, 2014). El concepto descrito, aplicado a la estabilidad de taludes, se traduce a que un colapso o falla en una pendiente, es una herramienta importante para evaluar los parámetros de corte, dado que, en dicha condición, las variables de equilibrio se igualan, es decir, el factor de seguridad es la unidad. Los parámetros obtenidos a partir de este análisis pueden ser más aproximados que los obtenidos por medio de ensayos de laboratorio, siempre y cuando se ejecute un modelo adecuado (Bojorque, 2009), para lo cual se debe comprender los parámetros y características del modelo.

2.3.3.1. Consideraciones para el retrocálculo

Tal como cualquier solución a un problema, la validez de los resultados depende de la calidad de los parámetros de entrada. Hussain y otros (2010) plantean que, para obtener un modelo con menor incertidumbre, los datos para definir los siguientes parámetros deben ser determinados de manera adecuada, esto son:

Condiciones del subsuelo: las características de los suelos que componen la masa deben ser determinada, es decir, tipo de suelo, estratigrafía, conocimiento previo sobre sus posibles características, nivel freático, presiones de poro, geometría de la pendiente, grietas de tensión, entre otras variables relacionadas al terreno en sí.

Secciones representativas: el análisis deberá realizarse para un plano paralelo a la dirección del máximo movimiento, la misma, deberá incluir los materiales relevantes dentro de la masa.

Tipo y ubicación de la superficie de falla: dado que el fenómeno ocurrió, la caracterización geométrica de la falla debe ser ejecutada, mediante técnicas de visualización, medición topográfica o inclinómetros.

Método de análisis de estabilidad y técnica de análisis: como se describió y presentó en los métodos de análisis de estabilidad, la aplicación de determinado procedimiento depende de la magnitud e interés de los problemas geotécnicos. Las técnicas hacen referencia a los software o algoritmos para la solución numérica. En este punto, el especialista debe tener claro la naturaleza mecánica del problema para verificar si el software permite o dispone del modelo apropiado.

2.3.3.2. Procedimiento de cálculo

Cuando la superficie de falla de una pendiente dada es conocida, los parámetros de resistencia pueden ser determinados considerando un factor de seguridad $FS=1$ y que la superficie observada en campo es la superficie crítica teórica calculada por los métodos convencionales (LEM, FEM), como resultado de igualar las dos superficies. Duncan y otros (2014) y Bojorque (2010b) recomiendan un proceso para evaluar los parámetros de resistencia cortante con la técnica de retrocálculo (análisis inverso) que comprende los siguientes pasos:

- i. Asumir valores de cohesión (c) y ángulo de fricción (ϕ) a partir del parámetro adimensional $\lambda_{c\phi}$, dado por el peso unitario, γ , la altura del corte, según la

ecuación (2.51), con un conocimiento previo del tipo de falla. También se pueden escoger valores con base en ensayos de laboratorio preexistentes.

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma H \tan \phi}{c} \quad (2.51)$$

- i. Se realiza el cálculo del factor de seguridad y superficie crítica para cada par de valores de parámetros de resistencia al corte.
- ii. Los valores de resistencia desarrollada son los requeridos para producir un factor de seguridad igual a 1, calculados según las ecuaciones (2.52) y (2.53), tomando en cuenta el factor de seguridad calculado, F:

$$c_d = \frac{c'}{F} \quad (2.52)$$

$$\phi_d = \tan^{-1} \left\{ \tan \left(\frac{\phi'}{F} \right) \right\} \quad (2.53)$$

- iii. La profundidad a superficie de falla es calculada para cada par de valores.
- iv. Emplear la diferencia de superficies calculada y observada para determinar los parámetros a través de un análisis de mínimos cuadrados, que minimice las diferencia entre las superficies.

Los parámetros de resistencia del material al momento de la falla (c y ϕ) o cualquier otra variable analizada, serán aquellos que permitan identificar la superficie de falla observada en campo y modelada.

CAPÍTULO 3

En el presente capítulo se describen los trabajos de campo, de laboratorio y procesamiento de la información ejecutada para la determinación de los parámetros de resistencia al corte de los suelos lateríticos del área analizada. Se realizaron varios recorridos del proyecto identificándose 35 deslizamientos en una longitud de 40 kilómetros aproximadamente, es decir, durante la construcción de la vía se produjo un deslizamiento, aproximadamente, por cada kilómetro en la zona y estos deslizamientos, en su mayoría, son de tipo rotacional. Se escogieron sitios específicos donde se observó un deslizamiento rotacional, caracterizados por la homogeneidad del depósito con el fin de reducir la incertidumbre por capas o planos que generen discontinuidad, para el desarrollo de las siguientes actividades: identificación y registro de deslizamientos, levantamiento topográfico, ensayos de veleta de bolsillo, toma de muestras inalteradas, ensayos de clasificación SUCS y ensayos triaxiales de compresión tipo UU. Con la información obtenida, se realizó un retrocálculo de los parámetros de resistencia al corte, tanto en condiciones no drenadas, como en condiciones drenadas mediante el método de equilibrio límite, LEM. Este procedimiento fue calibrado con la superficie de falla observada y los resultados se validaron con un análisis tenso-deformacional aplicando un modelo de elementos finitos con el método de reducción de resistencia (SRM).

3. METODOLOGÍA

3.1. Secciones representativas

Dado que la incertidumbre del retrocálculo disminuye al resolver problemas de suelos de estratigrafía homogénea, se han realizado los análisis para determinados deslizamientos cuyo cuerpo del talud se conforma por suelos lateríticos con menor grado de afectación por fisuras, fallas, capas débiles o rígidas. En consecuencia, un total de 10 sitios fueron escogidos para el análisis, cuyas secciones corresponden al plano de mayor movimiento rotacional. En la Figura 3.1 se muestran la ubicación de las fallas analizadas. En 7 sitios, se tomaron muestras inalteradas (bloques Bi de

25x25x25) para ejecución de ensayos triaxiales de compresión no drenado (UU), complementando la información disponible.

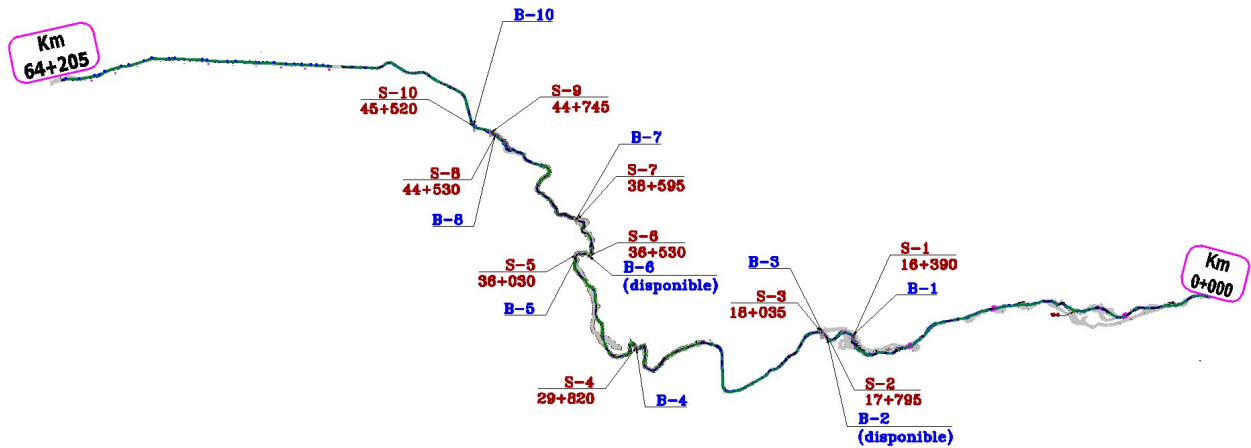


Figura 3.1 Ubicación de secciones analizadas y muestras inalteradas extraídas.

A continuación, en la Figura 3.2 se muestra una vista panorámica de cada sitio analizado, correspondientes km 16+390, km 17+795, km 18+035, km 29+820, km 36+030, km 36+530, km 38+595, km 44+530, km 44+745, y km 45+520.

SITIO 1 - 16+390



SITIO 2 - 17+795



SITIO 3 - 18+035



SITIO 4 - 29+820



SITIO 5 – 36+030



SITIO 6 – 36+530



SITIO 7 – 38+595



SITIO 8 – 44+530



SITIO 9 – 44+745



SITIO 10 – 45+520



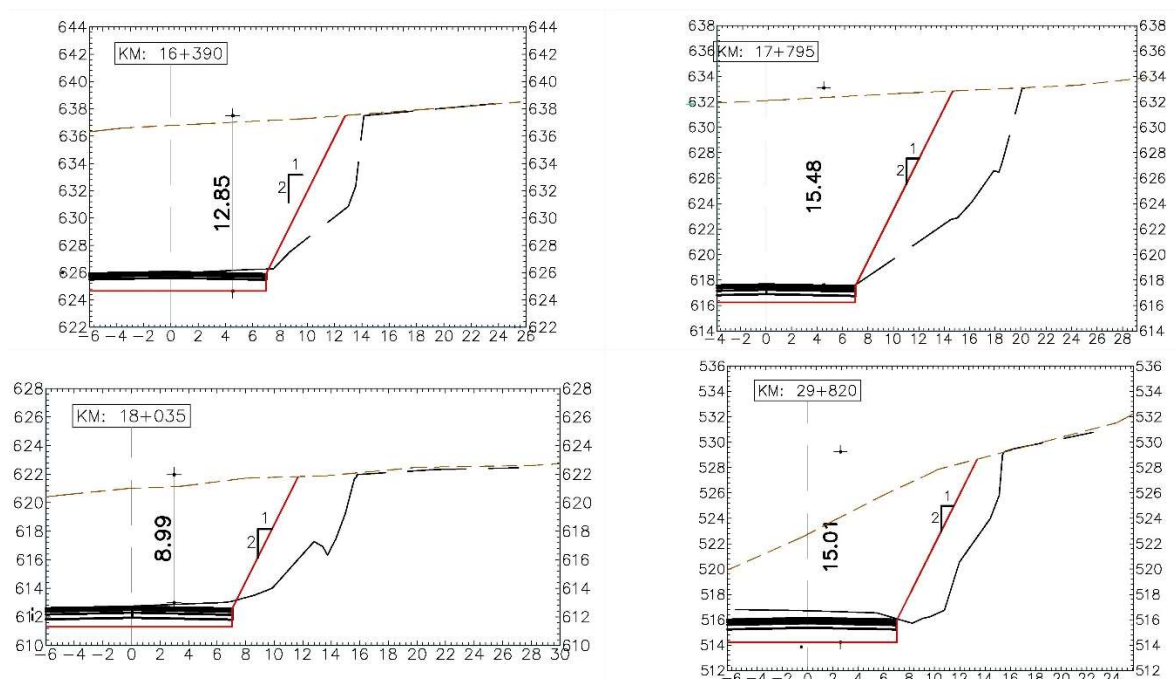
Figura 3.2 Vista panorámica de sitios analizados.

Se realizó un levantamiento topográfico con RTK (del inglés Real Time Kinematic) en cada sitio, obteniendo la superficie del talud luego de la falla. Esto fue posible dado que el material deslizado fue desalojado para la continuación de la construcción, por ende, la superficie de falla quedó expuesta, permitiendo la lectura de datos en toda la superficie. Como consecuencia se obtuvieron datos para contrastar 3 condiciones del sitio: condiciones del terreno natural (antes de la construcción), terreno excavado a nivel de subrasante (durante la construcción) y la superficie colapsada (luego de la falla). En la Figura 3.3 se presentan fotografías del levantamiento de las condiciones geométricas de los taludes.



Figura 3.3 Lectura de datos topográficos en la falla.

El **Apéndice A** contiene el levantamiento topográfico de cada sitio analizado, identificando la superficie de falla. Los perfiles en las 3 etapas mencionadas, y para los 10 puntos de análisis, se ilustran en la Figura 3.4.



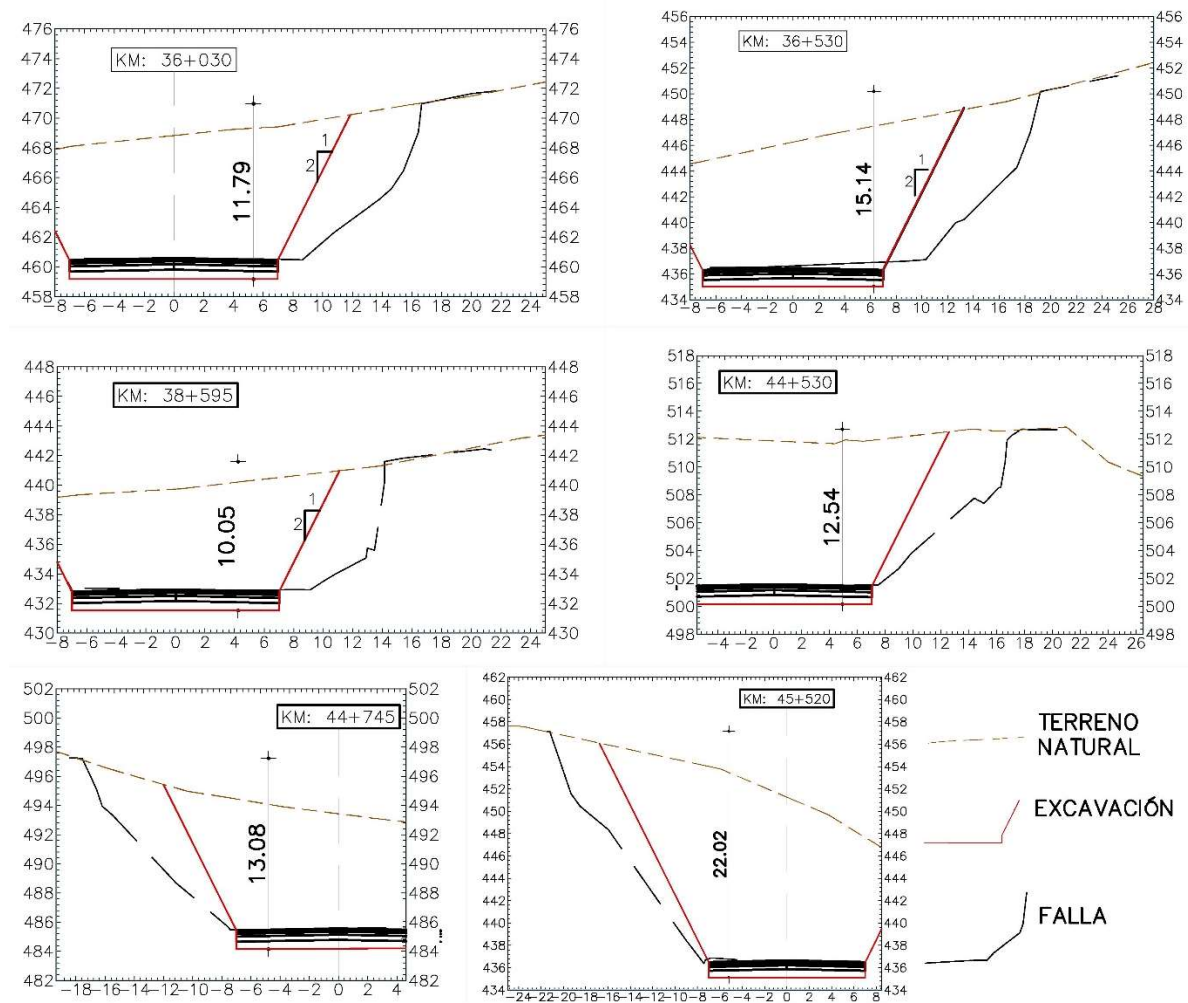


Figura 3.4 Perfiles antes (línea café interpuntada), durante (línea roja continua) y después de la construcción (línea negra cortada).

En el **Apéndice B** se encuentran las fichas de levantamiento de campo de cada deslizamiento, donde se incluye la ubicación, geometría, geología, vegetación, humedad, falla, ensayos y muestras tomadas los ensayos de veleta de bolsillo realizados, según el formato realizado en este estudio, presentado como ejemplo, en la Figura 3.5.

FICHA DE INFORMACIÓN DE TALUD									
PROYECTO					SITIO No.				
1 UBICACIÓN					FOTOGRAFÍA				
CORDENADAS		E							
		N							
ELEV. PROMEDIO					msnm				
ABSCISAS		INICIO	km.						
		FIN	km.						
2 GEOMETRÍA									
LONGITUD					m				
ALTURA PROMEDIO					m				
PENDIENTE DISEÑO					°				
3 GEOLOGÍA					PLANTA				
AMBIENTE									
SUCS									
DESCRIPCIÓN									
4 VEGETACIÓN SOBRE LA CORONA									
ARBOLES									
ARBUSTOS									
HIERBA									
5 HUMEDAD EN EL TALUD					SECCION				
BAJA									
MEDIA									
ALTA									
6 TIPO DE FALLA									
ROTACIONAL									
TRASLACIONAL									
FLUJO									
7 ENSAYOS DE VELETA					8 RECOLECCION DE MUESTRAS				
ID	Li	Lf	$c_{u,i}$ (kg/cm ²)	c_u (kPa)	ALTERADA		BLOQUE		
					No.	ENSAYO	No.	ENSAYO	

Figura 3.5 Ficha de levantamiento de campo.

Los resultados de ensayos de la veleta de bolsillo (ver Figura 3.6) aplicando el factor de corrección de la Figura 2.7, se muestran en la Tabla 3.1. Los ensayos fueron realizados en los sitios donde se extrajeron las muestras inalteradas para la ejecución de ensayos triaxiales con la finalidad de contrastar resultados.



Figura 3.6 Ejecución de ensayo de veleta de bolsillo para el sitio 4.

Tabla 3.1 Resultados de ensayo de veleta de bolsillo

Sitio	Abscisa	SUCS	%Finos	w_n (%)	IP (%)	γ (kN/m ³)	c_u (kPa)	μ	c_{uv} (kPa)
1	16+390	MH	85	169	43	11.2	102	0.85	87
2	17+795	MH	88	228	89	11.6	147	0.65	96
3	18+035	MH	88	51	20	16.9	137	1.00	137
4	29+820	MH	84	103	36	14.5	122	0.90	110
5	36+030	MH	78	138	80	11.9	122	0.70	85
6	36+530	MH	88	182	86	12.6	154	0.65	100
7	38+595	MH	79	185	84	12.7	78	0.67	53
8	44+530	MH	81	116	49	12.9	90	0.80	72
9	44+745	MH	74	109	44	12.9	72	0.82	59
10	45+520	MH	75	151	62	12.9	67	0.73	49

Las características de las fallas analizadas de cada sitio se resumen en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Descripción de sitios de falla analizados.

Sitio No.	Abscisa	Altura (m)	Falla	Talud diseño	SUCS	%Finos	w _n (%)	IP (%)
1	16+390	12.5	Rotacional	1 H : 2 V	MH	85	169	43
2	17+795	16.75	Rotacional	1 H : 2 V	MH	88	228	89
3	18+035	10.26	Rotacional	1 H : 2 V	MH	88	51	20
4	29+820	13.96	Rotacional	1 H : 2 V	MH	84	103	36
5	36+030	11.76	Rotacional	1 H : 2 V	MH	78	138	80
6	36+530	14.33	Rotacional	1 H : 2 V	MH	88	182	86
7	38+595	10.08	Rotacional	1 H : 2 V	MH	79	185	84
8	44+530	12.46	Rotacional	1 H : 2 V	MH	81	116	49
9	44+745	13.02	Rotacional	1 H : 2 V	MH	74	109	44
10	45+520	21.63	Rotacional	1 H : 2 V	MH	75	151	62

3.2. Condiciones del subsuelo

La naturaleza mecánica del problema está dada por la metodología de construcción y la naturaleza de los materiales. Por temas contractuales relacionados a tiempos de ejecución, los taludes en el presente caso de estudio fueron excavados en un promedio de 2 a 5 semanas (14 a 35 días) para una altura de 10 – 22 metros (33 – 72 pies). Según los ensayos de clasificación, triaxiales, descripción manual visual y la geología los suelos analizados que componen los taludes tienen naturaleza cohesiva, de grano fino, descritos como limos alta compresibilidad con cierto contenido de arena.

Tomando como referencia la Figura 3.7, que representa la teoría de consolidación unidimensional de Terzhagi donde se evalúa el tiempo necesario para alcanzar un 99% de equilibrio de presión de poros, las pendientes analizadas requerirían un tiempo entre 10 días y más de 10 meses para desarrollar el drenaje.

Por otra parte, para que exista una condición drenada, debe estar completamente saturada y confinada la superficie. En este caso, las tomografías eléctricas realizadas en 19 sitios de corte indican que los niveles freáticos oscilan entre 7 y 11 metros de profundidad, es decir, mientras avanzaba la construcción se abatía el nivel freático, por lo que de cierto modo, se daba una disipación de la presión de poros (drenaje).

En consecuencia, no se puede aseverar que las fallas fueron no drenadas o drenadas, dado que la trayectoria del drenaje puede darse en otras direcciones y no solamente en

la altura total del corte. Por este motivo, se llevaron a cabo análisis no drenados y drenados, para evaluar el problema de acuerdo con los resultados obtenidos.

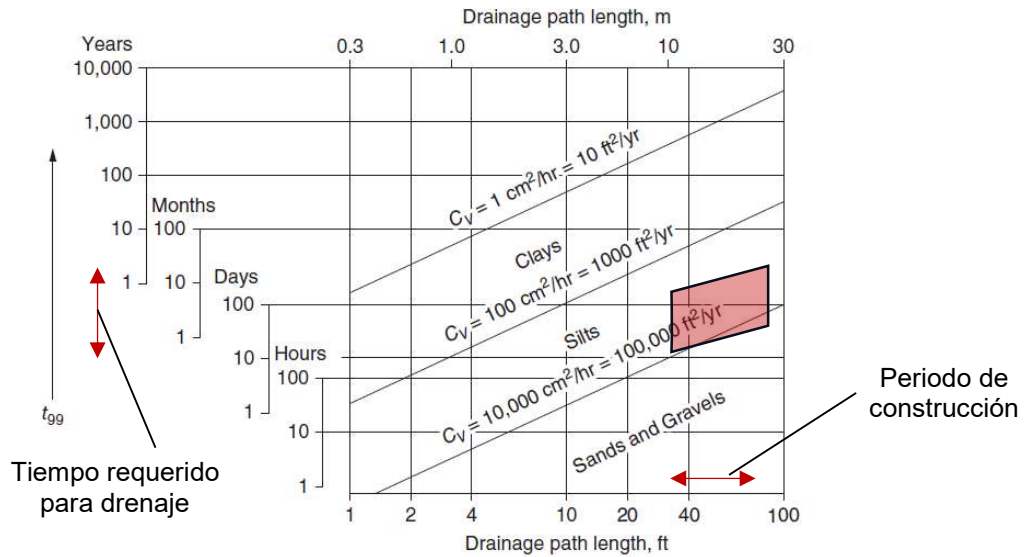


Figura 3.7 Tiempo requerido para drenaje aplicado al caso de estudio.
(Potts y Zdravkovic, 2001)

3.3. Superficie de falla

La superficie de falla fue obtenida con medición topográfica. Dado que, como se ilustra en la Figura 3.4, los perfiles de falla son irregulares, y no se rigen a ninguna forma geométrica exacta, estos fueron aproximados a una superficie circular, procurando la mayor afinidad a la falla real, como se ilustra en la Figura 3.8.

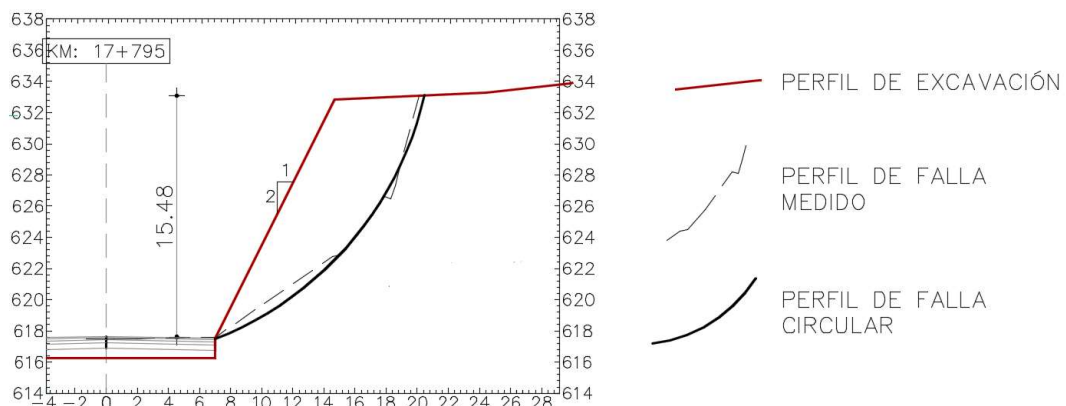


Figura 3.8 Aproximación de falla observada a falla circular idealizada.

En este punto, cabe recalcar que la superficie de falla medida y suavizada (circular) corresponde a la superficie de falla crítica para la cual se hallarán los parámetros de corte, que permitan obtener el factor de seguridad igual a la unidad (1), evaluando si parámetros no drenados o drenados, producen una falla crítica similar en una modelación de equilibrio límite y posterior validación con elementos finitos.

3.4. Retrocálculo: modelos no drenados

3.4.1. Parámetros iniciales

Para 7 sitios, donde no existía información disponible, se realizaron ensayos triaxiales no drenados (UU) para definir el parámetro de cohesión no drenada inicial, c_u . El peso unitario también fue obtenido de las probetas ensayadas. La Tabla 3.3 resume los parámetros iniciales del modelo de LEM para el retrocálculo.

Tabla 3.3 Parámetros iniciales de los modelos no drenados de LEM.

Sitio No.	Abscisa	Ensayo	γ (kN/m ³)	c_u (kPa)
1	16+390	TX UU B1	11.2	87.9
2	17+795	TX UU B2	11.6	201.9
3	18+035	TX UU B3	16.9	101.5
4	29+820	TX UU B4	14.5	75.4
5	36+030	TX UU B5	11.9	93.2
6	36+530	TX UU B6	12.6	216.0
7	38+595	TX UU B7	12.7	39.4
8	44+530	TX UU B8	12.9	55.0
9	44+745	TX UU B8	12.9	55.0
10	45+520	TX UU B10	12.9	36.0

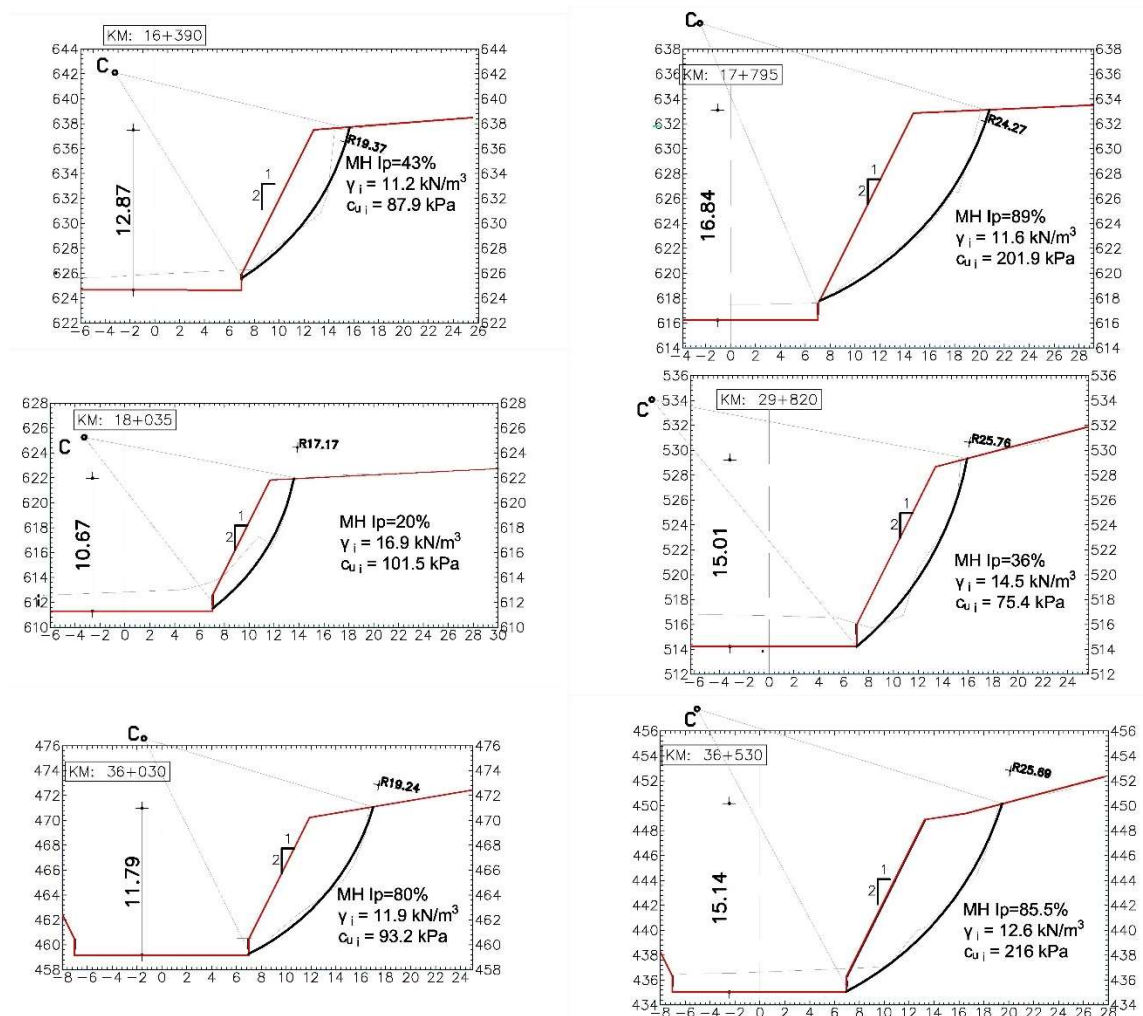
Los reportes de los ensayos realizados en los bloques de cada sitio se encuentran en el **Apéndice C**.

3.4.2. Modelo considerado para equilibrio límite

El problema de retrocálculo para el presente análisis se redujo a la búsqueda de cohesión no drenada, con la comparación de la superficie de falla observada (medida) y calculada con el método del equilibrio límite (LEM). La resolución numérica se llevó a cabo empleando el software GEO5, módulo Estabilidad de Taludes, con los métodos de Bishop, Fellenius, Spencer y Janbu, aprovechando la facilidad del software y con fines comparativos.

Los modelos realizados son perfiles homogéneos compuestos por limos de alta compresibilidad con contenidos de finos entre 74-88%, con inclinaciones y alturas definidas por los estudios y diseños iniciales (1H:2V). Tomando como base los parámetros iniciales, los perfiles del terreno excavado y la superficie de falla, se generaron los modelos para el análisis de retrocálculo mostrados en la Figura 3.9.

Se considera una sobrecarga por vegetación en la corona del talud de 15 kN/m² (equivalente a una altura de vegetación por arbustos, árboles y/o plantaciones, de 1,00 metro con una densidad de 15 kN/m³).



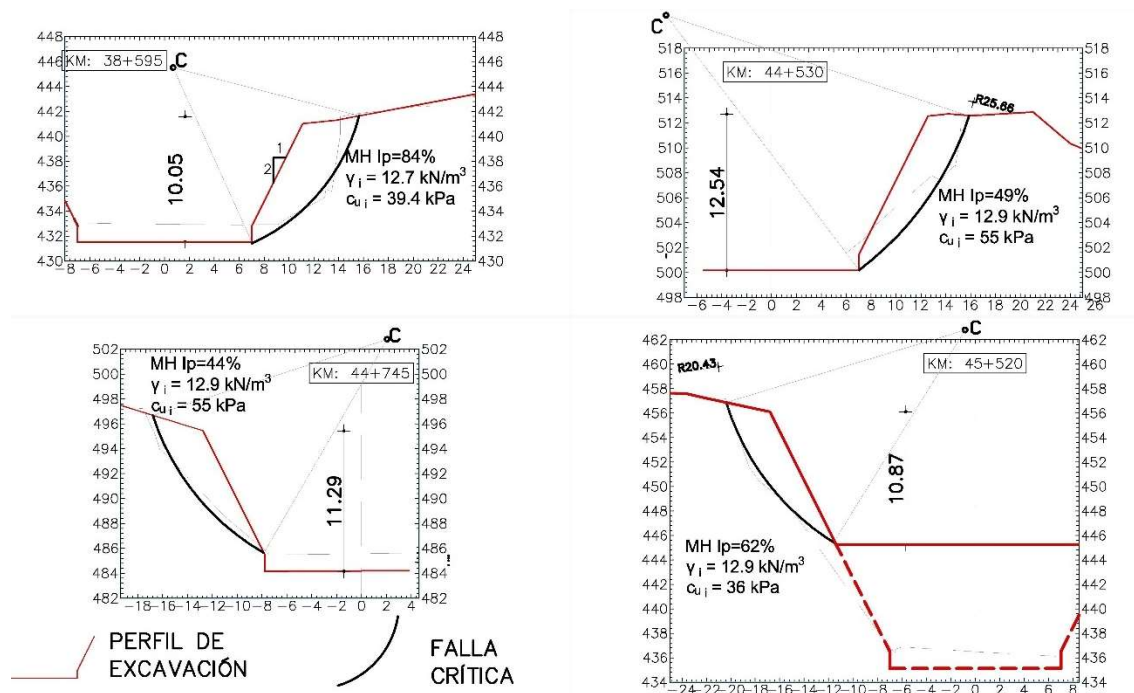


Figura 3.9 Modelos para análisis inverso no drenado.

3.4.3. Parámetros de resistencia no drenada retro calculados

Dada la cohesión no drenada inicial, se obtiene un factor de seguridad para dicha condición. La cohesión no drenada se corrige según la ecuación (2.52), para evaluar en la falla observada y obtener el parámetro retro calculado. En este caso, se controlará el parámetro con los resultados del método de Spencer. Para el sitio 1, con la cohesión inicial $c_u=87.9$ kPa, se obtuvo un factor de seguridad de $FS=4.89$:

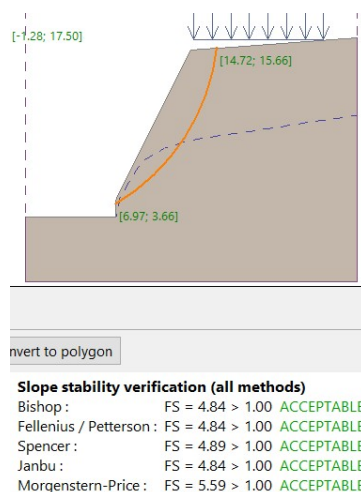


Figura 3.10 Calculo de factor de seguridad con cohesión no drenada inicial para el sitio 1.

La cohesión retro calculada fue $c_{ud}=17.98$ kPa. En la Figura 3.11 a) se observa la determinación del factor de seguridad con la cohesión retro calculada en la superficie de falla observada, resultado un valor de $FS=1$ para el método de Spencer.

Sin embargo, al evaluar la cohesión retrocalculada mediante la búsqueda de la superficie de falla crítica con una grilla (Figura 3.11 b), se observa que ésta se prolonga más atrás de la corona del talud, y produce un factor de seguridad menor al evaluado en la falla observada, con un valor de $FS=0.58$. Esto se debe a que, como lo manifiestan Duncan y otros (2014), cuando se asume un ángulo de fricción igual a 0 (caso de condición no drenada en arcillas y/o limos plásticos), el problema se reduce a la búsqueda de la falla crítica y posterior determinación de cohesión por retrocálculo.

Por ende, en un talud homogéneo, para una geometría y condiciones de carga dadas, en el caso no drenado, existirá una única superficie de falla crítica y la variación en la resistencia no drenada, c_u , no generará una superficie diferente.

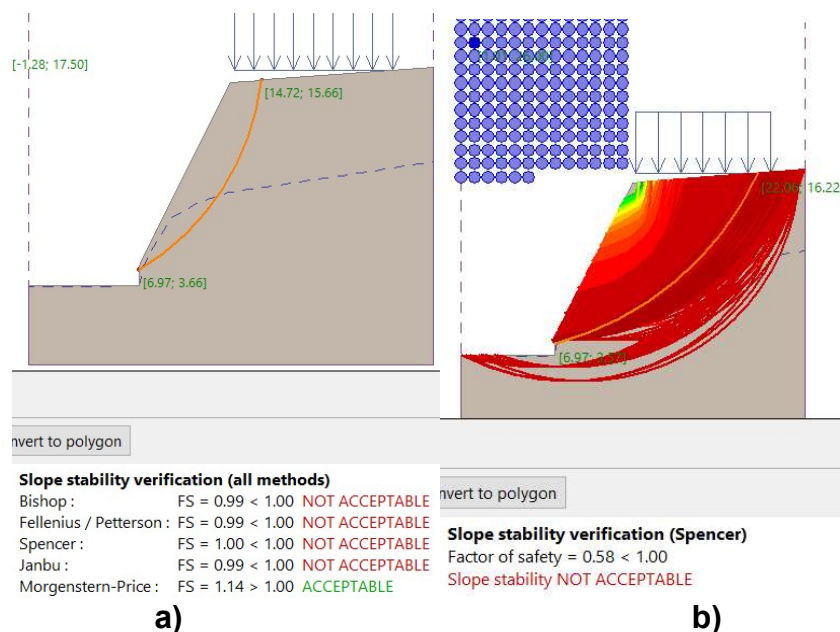


Figura 3.11 a) Factor de seguridad en la falla observada para cohesión retro calculada; b) Factor de seguridad en falla crítica.

En la Tabla 3.4 se muestran los valores de cohesión no drenada para los cuales se produce un factor de seguridad igual a 1 en la falla observada.

Tabla 3.4 Parámetros de resistencia retro calculados con modelos no drenados para falla observada.

Sitio No.	Abscisa	SUCS	%Finos	w _n (%)	IP (%)	γ (kN/m ³)	Inicial		Final
							c _u (kPa)	FS	c _u (kPa)
1	16+390	MH	85	169	43	11.2	87.9	4.89	17.98
2	17+795	MH	88	228	89	11.6	201.9	6.42	32.42
3	18+035	MH	88	51	20	16.9	101.5	3.61	28.12
4	29+820	MH	84	103	36	14.5	75.4	2.70	27.93
5	36+030	MH	78	138	80	11.9	93.2	3.43	27.17
6	36+530	MH	88	182	86	12.6	216	6.42	33.64
7	38+595	MH	79	185	84	12.7	39.4	1.65	23.88
8	44+530	MH	81	116	49	12.9	55.0	2.11	26.07
9	44+745	MH	74	109	44	12.9	55.0	2.54	21.65
10	45+520	MH	75	151	62	12.9	36.0	1.57	22.93

3.4.4. Verificación de los modelos

Tal como se puede observar en la Tabla 3.4 la cohesión no drenada retro calculada alcanza valores bajos entre 18-33 kPa que, de manera análoga y mediante la correlación dada por Stroud (1974) para la cohesión no drenada ($S_u \approx 6N_{60}$), se obtendría un número de golpes del ensayo SPT en esos materiales entre 3-5 golpes/pie, características de un material blando que no corresponde a los suelos lateríticos analizados.

Asimismo, al comparar los resultados con los ensayos triaxiales UU realizados, se determina que la resistencia calculada es hasta 6 veces menor que los resultados de laboratorio. La misma relación se guarda con los resultados de la veleta de bolsillo.

Si la falla observada en campo hubiera sido similar o muy cercana a la falla crítica observada en la Figura 3.11 b), para el caso del sitio 1, se pudiera haber tratado de una falla no drenada, y los parámetros retro calculados se calibrarían para dicha falla.

Como consecuencia, se puede indicar que la falla producida en los taludes analizados, probablemente no se produjo en condiciones no drenadas. Esto puede relacionarse a algunas variables: (i) al excavar las caras de los taludes, se abatió el nivel freático, disminuyendo la saturación de los materiales, y generando disipación de presión de poros; (ii) posibles pausas durante la construcción que permitieron un drenaje; y (iii)

filtración de agua por capas de arena que contribuyeron al abatimiento del nivel freático.

Por tanto, los parámetros retro calculados en la Tabla 3.4 no corresponden a las características de resistencia de los materiales, dado que fueron calculados para una falla que no se asemeja a la superficie de falla crítica obtenida mediante una grilla de búsqueda.

Por lo mencionado, se realizó otro proceso de retrocálculo adicional, para obtener la cohesión no drenada correspondiente a la superficie de falla crítica, resultado de dividir la cohesión retrocalculada inicialmente para el factor de seguridad evaluado en la búsqueda de la falla crítica de la Figura 3.11 b). Por ejemplo, para el sitio 1 se obtuvo un factor de seguridad de 0.58 en la búsqueda de la falla crítica. La nueva cohesión retro calculada resulta de dividir los valores de la Tabla 3.4 para el factor obtenido; para el sitio 1: $c_{u \text{ corr}} = 17.98/0.58=30.99 \text{ kPa}$.

Una vez realizado el proceso indicado para cada sitio se obtuvieron los valores finales de cohesión, presentados en la

Tabla 3.5, y evaluados para la superficie de falla crítica, comprobando que el factor de seguridad sea igual a la unidad, como lo indicado en la Figura 3.12, donde se observa la grilla de búsqueda de falla crítica, y el factor de seguridad muy cercano a la unidad (FS=0.995)

Tabla 3.5 Valores finales retro calculados de resistencia no drenada para superficie crítica.

Sitio	Abscisa	SUCS	%Finos	w_n (%)	IP (%)	γ (kN/m ³)	c_u (kPa)	FS	$c_{u \text{ corr}}$ (kPa)
1	16+390	MH	85	169	43	11.2	17.98	0.58	30.99
2	17+795	MH	88	228	89	11.6	32.42	0.87	37.26
3	18+035	MH	88	51	20	16.9	28.12	0.68	41.35
4	29+820	MH	84	103	36	14.5	27.93	0.59	47.33
5	36+030	MH	78	138	80	11.9	27.17	0.86	31.60
6	36+530	MH	88	182	86	12.6	33.64	0.87	38.67
7	38+595	MH	79	185	84	12.7	23.88	0.81	29.48
8	44+530	MH	81	116	49	12.9	26.07	0.70	37.24
9	44+745	MH	74	109	44	12.9	21.65	0.55	39.37
10	45+520	MH	75	151	62	12.9	22.93	0.74	30.99

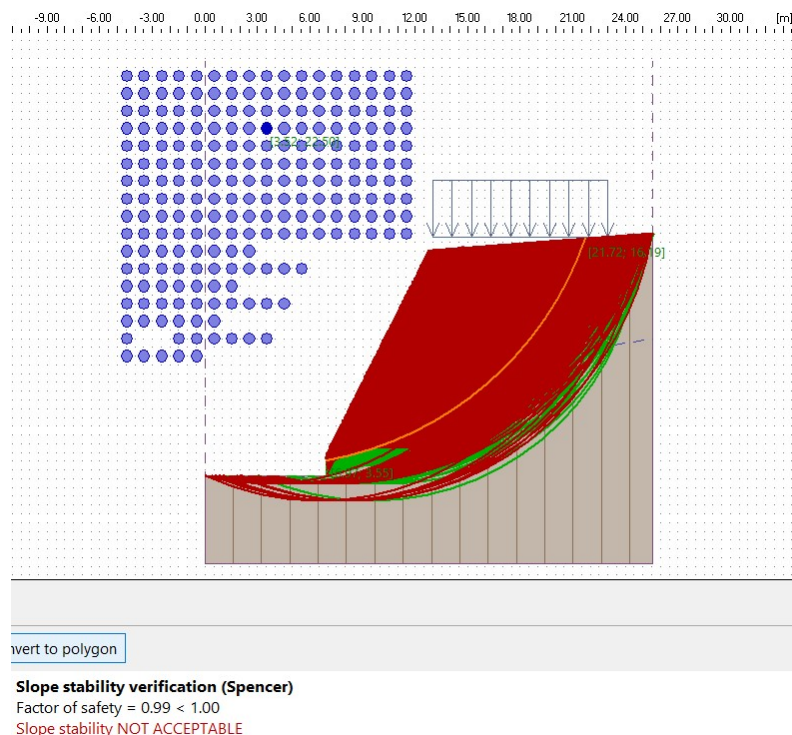


Figura 3.12 Evaluación de la resistencia no drenada retro calculada en la superficie crítica para el sitio 1.

3.5. Retrocálculo: modelos drenados

El problema de retrocálculo para el presente análisis se traduce a la búsqueda de la combinación de parámetros de resistencia al corte (c', ϕ'), con la comparación de la superficie de falla observada (medida) y calculada con el método del equilibrio límite (LEM). La resolución numérica se llevó a cabo empleando el software GEO5, módulo Estabilidad de Taludes, con el métodos de Spencer, que resuelve el equilibrio de fuerzas y momentos.

3.5.1. Parámetros iniciales

Para la determinación de parámetros iniciales del modelo drenado, se toma en cuenta el parámetro $\lambda_{c\phi}$ dado por la ecuación (2.51). Este parámetro es un indicativo de la geometría de la falla en cuanto a su ubicación (superficial o profunda). Por tanto, si la superficie de falla crítica era conocida, el objetivo para determinar los parámetros de

resistencia iniciales fue el de hallar un valor del parámetro $\lambda_{c\phi}$ que genere una forma de falla lo más semejante posible a la superficie circular obtenida a partir de la falla real.

En la Figura 3.13, se ilustra la determinación del parámetro $\lambda_{c\phi}$ que genera una falla más cercana a la falla observada (en rojo) en el sitio 1, con un valor de $\lambda_{c\phi}=20$. Se puede comprobar que a mayor cohesión la falla es menos superficial.

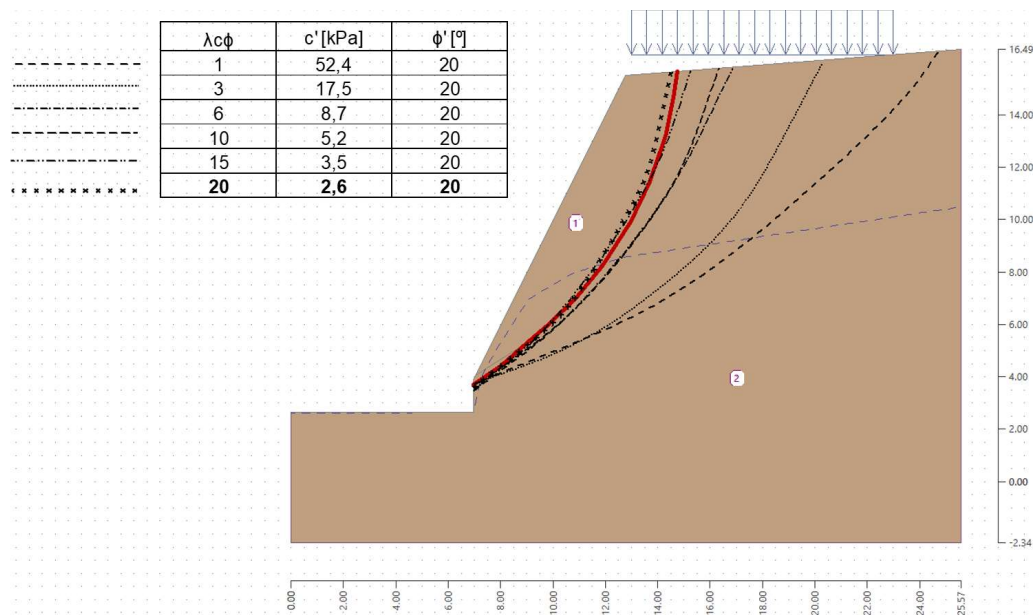


Figura 3.13 Determinación de $\lambda_{c\phi}$ para falla en el sitio 1.

Una vez determinados los parámetros en cada sitio según lo descrito, en la Tabla 3.3 se resumen los parámetros iniciales del modelo drenado de LEM para el retrocálculo.

Tabla 3.6 Parámetros iniciales de los modelos drenados de LEM.

Sitio No.	Abscisa	Altura (m)	SUCS	IP (%)	γ (kN/m ³)	$\lambda_{c\phi}$	c' (kPa)	ϕ' (°)
1	16+390	12.5	MH	43	11.2	20	2.62	20
2	17+795	16.75	MH	89	11.6	6	11.8	20
3	18+035	10.26	MH	20	16.9	26	2.52	20
4	29+820	13.96	MH	36	14.5	18	4.4	20
5	36+030	11.76	MH	80	11.9	5	10.2	20
6	36+530	14.33	MH	86	12.6	4.75	14.6	20
7	38+595	10.08	MH	84	12.7	7	6.64	20
8	44+530	12.46	MH	49	12.9	17	3.46	20
9	44+745	13.02	MH	44	12.9	15	3.34	20
10	45+520	21.63	MH	62	12.9	9	5.2	20

3.5.2. Modelo

Para la condición drenada, se aplica una presión hidrostática mediante la identificación de la superficie de nivel freático, el cual se obtuvo a partir de ensayos de resistividad eléctrica tomados de la información disponible para los sitios de estudio. De acuerdo con la interpretación, cuando la resistividad es menor, se asume la presencia de agua. En la Figura 3.14 se muestra el resultado del ensayo de resistividad eléctrica (TE-9) realizada en la parte superior del talud del sitio 2, de donde se puede deducir que el nivel freático está a una profundidad de 7.00 metros aproximadamente, tomando en cuenta la baja resistividad a partir de dicha zona en profundidad (<100 Ohm-m).

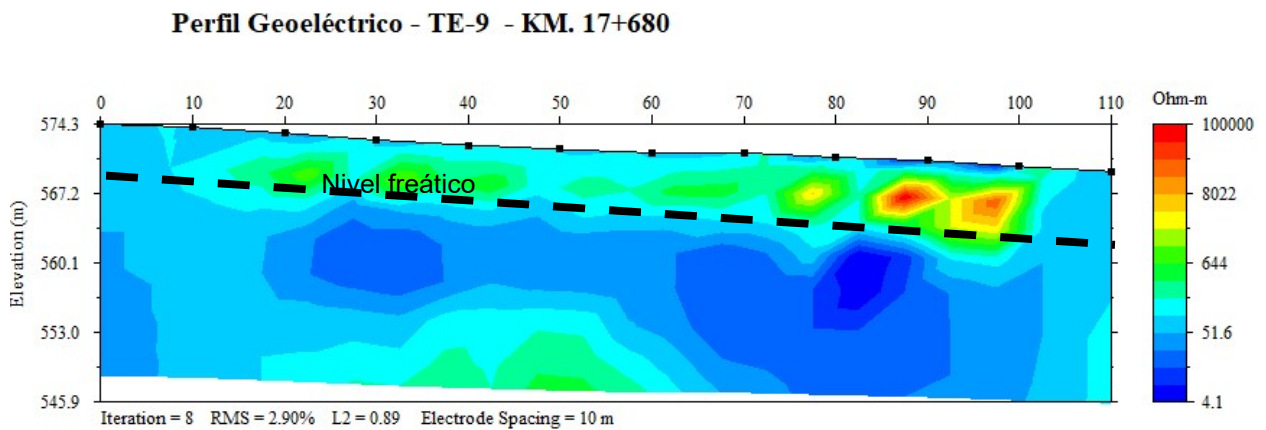


Figura 3.14 Tomografía eléctrica en el sitio 2 e interpretación para modelo de sitio 2.

Tomando como base los parámetros iniciales, los perfiles del terreno excavado y la superficie de falla, nivel freático, se generaron los modelos para el análisis de retrocálculo mostrados en la Figura 3.15. Para el caso del sitio 10, la falla ocurrió cuando se había excavado la mitad de la altura del talud, por lo que se analiza en el perfil correspondiente a dicho momento.

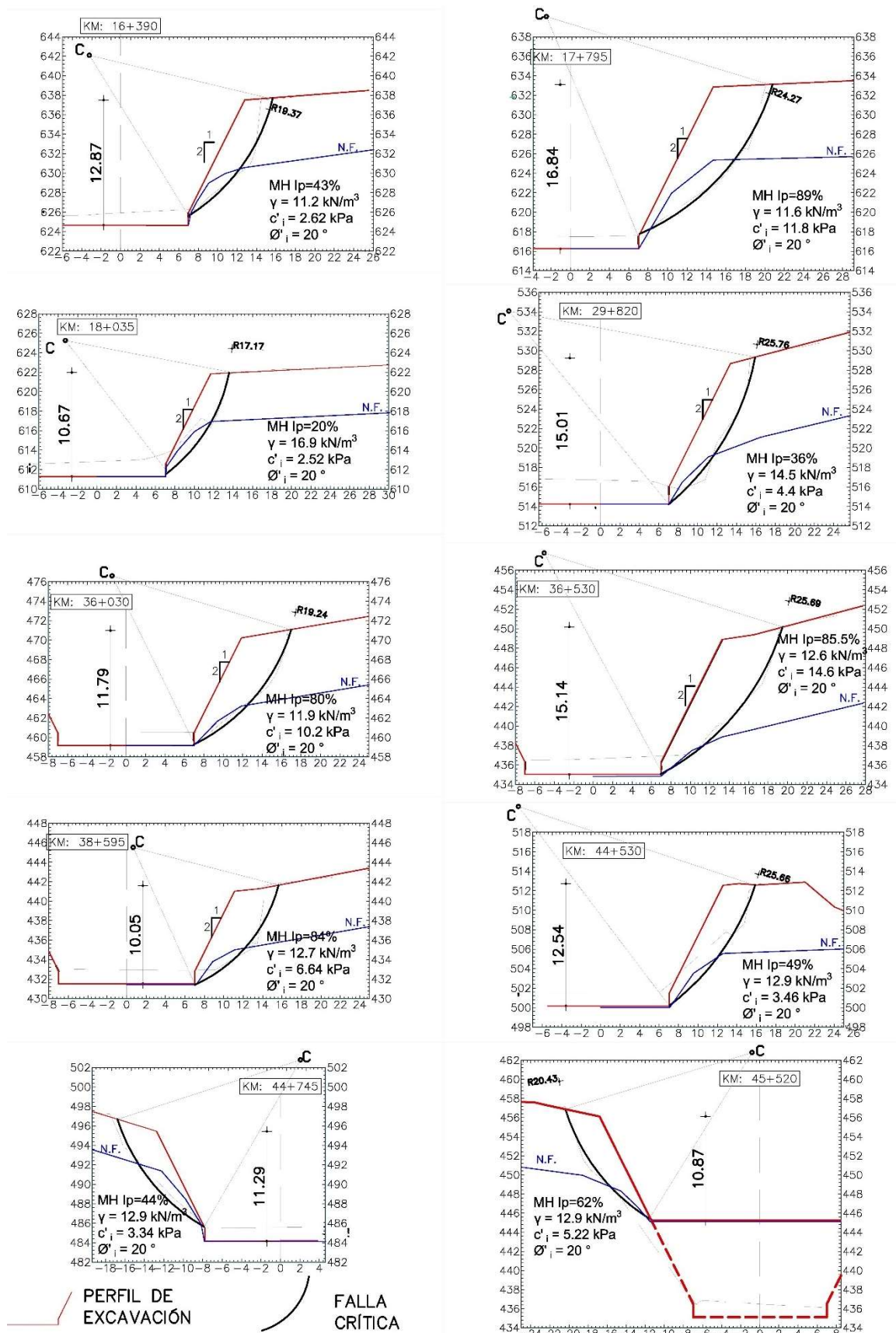


Figura 3.15 Modelos para análisis inverso en condiciones drenadas.

3.5.3. Calibración de modelos

Los parámetros que calibran el modelo de condiciones drenadas son la cohesión y ángulos de fricción efectiva, en función de la superficie de falla crítica observada, que debe ser la misma que la calculada mediante el uso de la herramienta informática controlando el parámetro adimensional $\lambda_{c\phi}$.

3.5.4. Parámetros de resistencia drenada retro calculados

Los parámetros de resistencia iniciales generan un factor de seguridad, el cual permite retro calcular los parámetros que generan un factor de seguridad igual a la unidad, según las ecuaciones (2.52) y (2.53). Por ejemplo, para el sitio 1, con los parámetros iniciales $c'=2.62$ y $\phi'=20$ se obtuvo un factor de seguridad de 0.36 en la falla crítica, como se muestra en la Figura 3.16, calculado con varios métodos, con este factor se obtienen los parámetros desarrollados

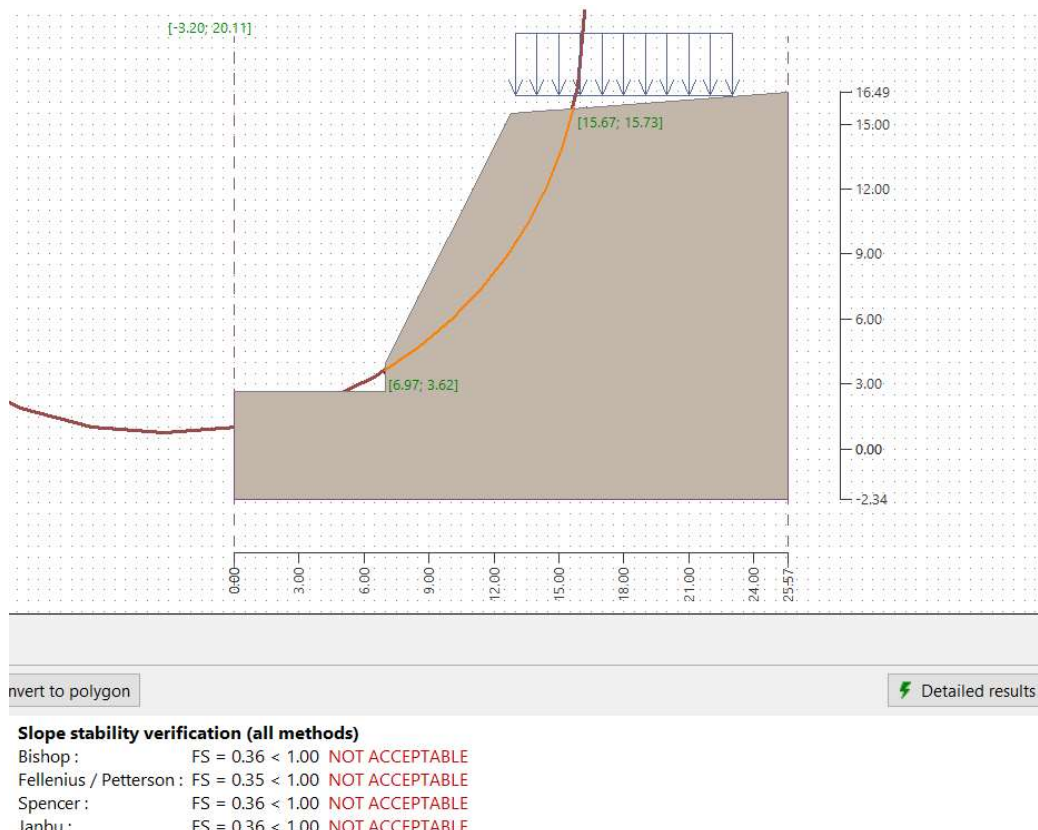


Figura 3.16 Cálculo de factor de seguridad con parámetros iniciales de modelo drenado de sitio 1.

Al evaluar los parámetros desarrollados $c'_d=7.27$ y $\phi'_d=45.31$ (retro calculados) en la superficie de falla observada el resultado del factor de seguridad fue 1. La Figura 3.17 a) muestra el resultado del cálculo con los parámetros de resistencia retro calculados para la superficie de falla introducida (medida) correspondiente al sitio 1, obteniendo valores de factor de seguridad muy cercanos a 1, dependiendo del método. Al realizar el cálculo mediante el análisis con búsqueda de la falla crítica mediante una grilla (b), la ubicación de la superficie crítica es prácticamente la misma, y el resultado es un factor de seguridad FS=1.

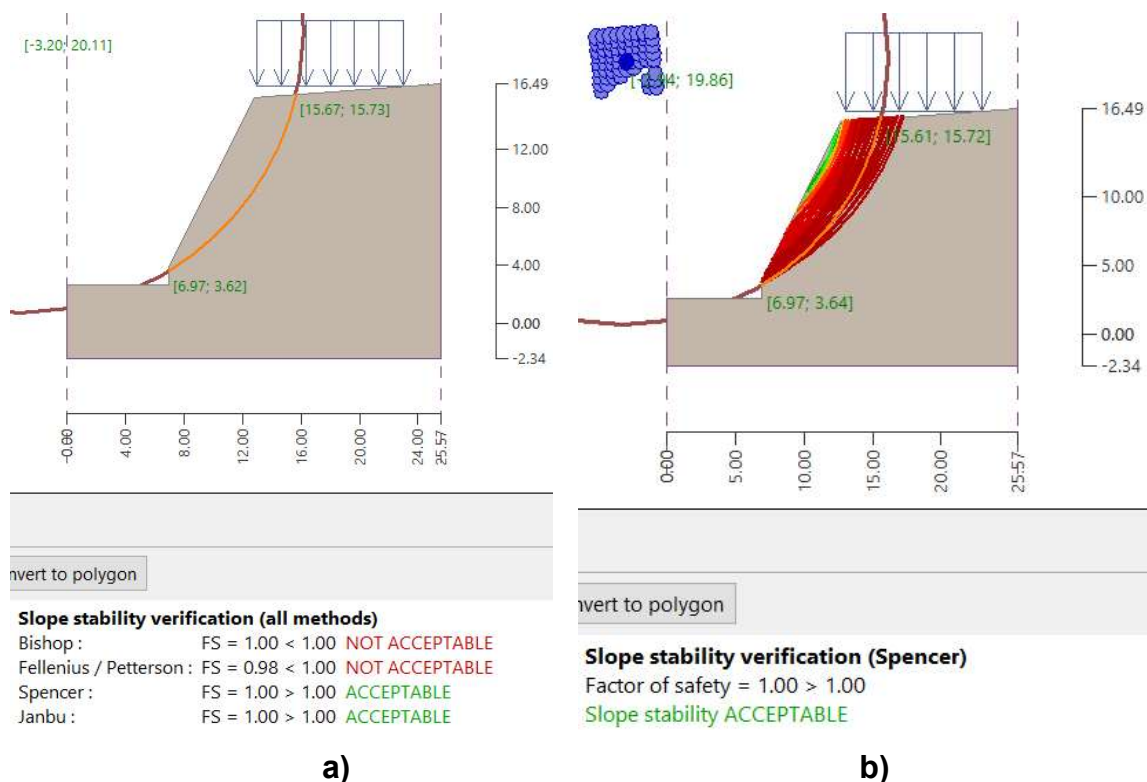


Figura 3.17 a) Cálculo de factor de seguridad con superficie crítica establecida; b) con búsqueda de superficie crítica mediante malla.

El procedimiento ejemplificado para el sitio 1, fue aplicado a los demás sectores y se retro calcularon los parámetros de resistencia drenada en los demás sectores, obteniendo los resultados presentados en la Tabla 3.7.

Tabla 3.7 Parámetros retro calculados de los modelos drenados de equilibrio límite.

Sitio	Abscisa	SUCS	w_n (%)	IP (%)	γ (kN/m ³)	Inicial				Final	
						$\lambda_{c\phi}$	c' (kPa)	ϕ' (°)	FS	c' (kPa)	ϕ' (°)
1	16+390	MH	169	43	11.2	20	2.62	20	0.36	7.28	45.31
2	17+795	MH	228	89	11.6	6	11.8	20	0.63	18.73	30.02
3	18+035	MH	51	20	16.9	26	2.52	20	0.33	7.64	47.80
4	29+820	MH	103	36	14.5	18	4.4	20	0.39	11.28	43.02
5	36+030	MH	138	80	11.9	5	10.2	20	0.7	14.57	27.47
6	36+530	MH	182	86	12.6	4.75	14.6	20	0.77	18.96	25.30
7	38+595	MH	185	84	12.7	7	6.64	20	0.6	11.07	31.24
8	44+530	MH	116	49	12.9	17	3.46	20	0.39	8.87	43.02
9	44+745	MH	109	44	12.9	15	3.34	20	0.4	8.35	42.30
10	45+520	MH	151	62	12.9	9	5.2	20	0.53	9.81	34.48

3.5.5. Evaluación de los parámetros en método de elementos finitos

Los resultados obtenidos mediante el análisis inverso de los taludes colapsados empleando el equilibrio límite, se evaluaron en modelos de elementos finitos. La finalidad del proceso de evaluación consistió en calibrar los parámetros retro calculados, comprobando que la superficie de máxima deformación plástica obtenida automáticamente en los modelos FEM sea igual o similar a la superficie de falla crítica de los modelos de equilibrio límite y, en consecuencia, similar a la falla observada y medida en campo.

3.5.5.1. Modelo de elementos finitos

Para el análisis se empleó el software PLAXIS 2D, con una geometría de deformación plana, método de reducción de resistencia (SRM) y un modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb no asociado ($\psi=0$), dado que no se considera dilatancia en los suelos analizados. Los parámetros de resistencia al corte (c' , ϕ') necesarios para definir el modelo corresponden a los retro calculados mediante el equilibrio límite de la Tabla 3.7. Los parámetros restantes, módulo de Young y relación de Poisson fueron estimados en base a referencias bibliográficas, adopción válida en virtud de la poca afectación que tienen estos parámetros dentro del proceso de reducción de resistencia y sus resultados, como lo indican Griffiths y Lane (1999), puesto que en el presente análisis interesa el mecanismo de falla y no la magnitud de las deformaciones. En la Tabla 3.8 se presentan los valores de los parámetros introducidos a los modelos.

Tabla 3.8 Parámetros que definen el modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb de los sitios analizados.

Sitio	Abscisa	SUCS	W_n (%)	IP (%)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E' (kPa)	ν
1	16+390	MH	169	43	11.2	7.28	45.31	13000	0.30
2	17+795	MH	228	89	11.6	18.73	30.02	13000	0.30
3	18+035	MH	51	20	16.9	7.64	47.80	13000	0.30
4	29+820	MH	103	36	14.5	11.28	43.02	13000	0.30
5	36+030	MH	138	80	11.9	14.57	27.47	13000	0.30
6	36+530	MH	182	86	12.6	18.96	25.30	13000	0.30
7	38+595	MH	185	84	12.7	11.07	31.24	13000	0.30
8	44+530	MH	116	49	12.9	8.87	43.02	13000	0.30
9	44+745	MH	109	44	12.9	8.35	42.30	13000	0.30
10	45+520	MH	151	62	12.9	9.81	34.48	13000	0.30

3.5.5.2. Inicialización de esfuerzos in-situ

La inicialización de esfuerzos se realizó mediante el procedimiento K_0 para todos los volúmenes de suelo en estado activo, que considera el esfuerzo vertical por el peso propio del material y los esfuerzos horizontales considerando el coeficiente de presión de tierras $K_0=1-\text{sen}\phi'$.

3.5.5.3. Tipos de elementos y funciones de forma

Para el modelo de elementos finitos, se emplearon elementos de 6 nodos, con funciones de forma de segundo orden, con 3 puntos Gaussianos para la integración numérica en cada elemento.

3.5.5.4. Malla y elementos

Se generó una malla fina, sin embargo, en los puntos donde se considera la falla crítica se ha refinado la malla. En la Figura 3.18 se muestra la malla con el área de los elementos correspondientes al sitio 1, donde se generaron 1224 elementos y 2563 nodos.

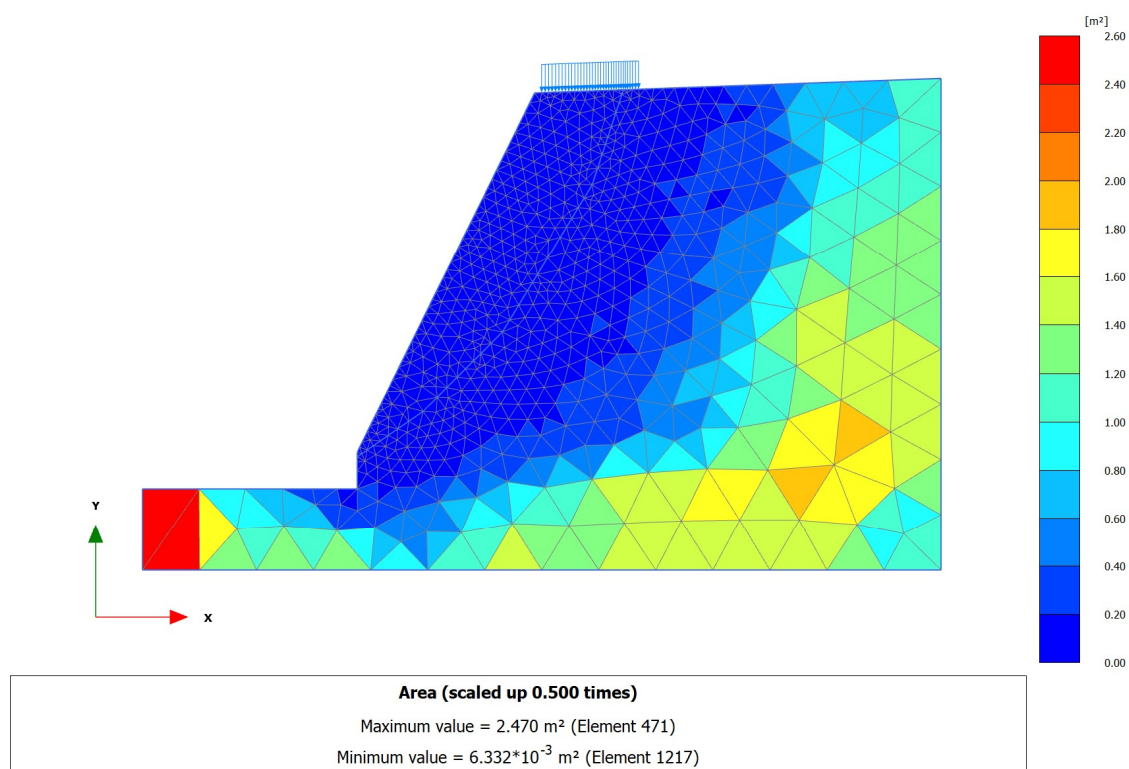


Figura 3.18 Malla empleada para el sitio 1: área de los elementos.

En la Tabla 3.9 se resumen los parámetros de la discretización empleados para cada modelo.

Tabla 3.9 Elementos, nodos y puntos Gaussianos empleados en los modelos de cada sitio.

Sitio No.	Abscisa	Altura (m)	SUCS	#Elementos	Tamaño mínimo	Tamaño máximo	Tamaño promedio	#Nodos	Puntos Gaussianos
1	16+390	12.5	MH	1224	0.096	3.235	0.620	2563	3672
2	17+795	16.75	MH	870	0.059	6.655	0.767	1837	2610
3	18+035	10.26	MH	1291	0.034	2.715	0.406	2750	3873
4	29+820	13.96	MH	1294	0.060	2.904	0.618	2689	3882
5	36+030	11.76	MH	860	0.010	1.685	0.728	1831	2580
6	36+530	14.33	MH	726	0.005	2.856	0.899	1549	2178
7	38+595	10.08	MH	1190	0.018	1.939	0.574	2485	3570
8	44+530	12.46	MH	1587	0.029	1.658	0.455	3296	4761
9	44+745	13.02	MH	701	0.005	1.585	0.690	1500	2103
10	45+520	21.63	MH	1150	0.033	1.619	0.573	2409	3450

3.5.5.5. Fases del modelo

Fase Inicial: incluye la inicialización de esfuerzos, método K_0 , simula el estado inicial de esfuerzos in-situ, activación de sobrecarga en la superficie de la corona que simula la vegetación como carga permanente con magnitud 15 kPa desde el borde de la excavación, y superficie de nivel freático.

Fase 2: se emplea el método “Safety” que realiza el procedimiento de cálculo de reducción de resistencia de parámetros de corte, calculando factores de seguridad globales. En este procedimiento son reducidos sucesivamente la cohesión c' y la tangente del ángulo de fricción ϕ' hasta la falla del talud. La reducción está definida como un multiplicador total:

$$\Sigma Msf = \frac{\tan \phi_i}{\tan \phi_r} = \frac{c_i}{c_r} = \frac{s_{u,i}}{s_{u,r}} \quad (3.1)$$

Los parámetros “input”, se refieren a los introducidos en las propiedades del material, mientras que “reduced” son parámetros reducidos en el proceso de solución.

3.5.5.6. Mecanismo de falla

El mecanismo de falla está dado por la concentración de puntos, con una trayectoria determinada, que alcanzaron el rango plástico en los modelos, es decir, la superficie de fluencia. Gráficamente, el parámetro que ilustra de mejor manera el mecanismo de falla es la deformación desviadora total o incremental. La Figura 3.19 muestra los resultados de los mecanismos de falla identificados en cada sitio, mediante la reducción de los parámetros iniciales.

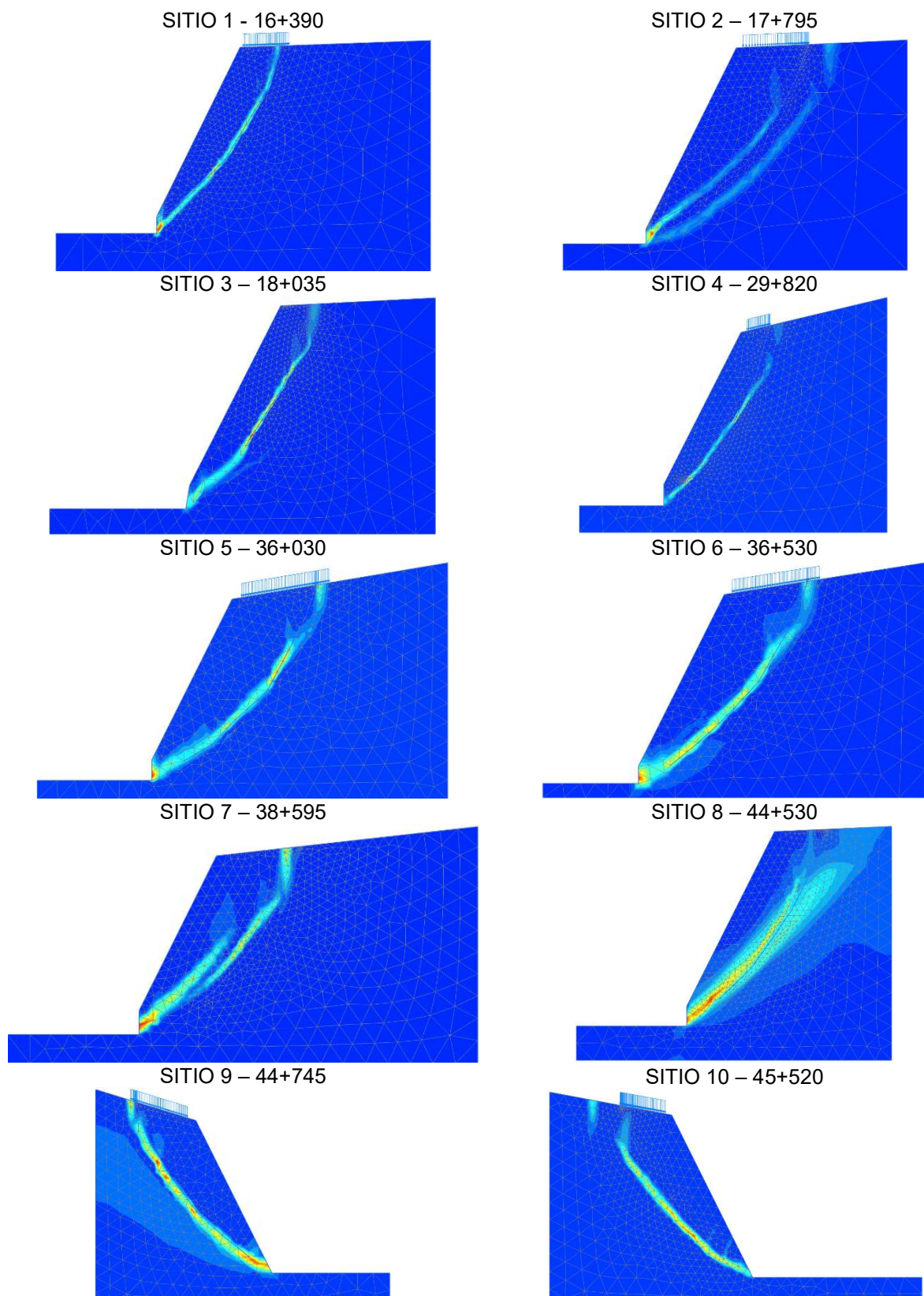


Figura 3.19 Deformación desviadora total para el paso final de cada modelo.

3.5.5.7. Factor de seguridad

Los parámetros de resistencia introducidos al modelo son reducidos sucesivamente con un número de pasos, establecido en 100 el límite hasta donde se ya se desarrolló la falla para los modelos analizados (una tolerancia no mayor a 1%), en ese punto el parámetro de reducción corresponde al factor de seguridad en la falla:

(3.2)

$$FS = \frac{\text{resistencia disponible}}{\text{resistencia en la falla}} = \text{valor de } \Sigma Msf \text{ en la falla}$$

Al graficar el multiplicador ΣMsf en función de la deformación total desviadora de cualquier punto Gaussiano dentro del mecanismo de falla identificado, se obtiene una gráfica que parte de la unidad, esto quiere decir que el cálculo empieza con las propiedades introducidas en el modelo. Se reduce sucesivamente los parámetros hasta un límite donde se ha desarrollado el mecanismo de falla, identificado por la plastificación. En los casos analizados, los 100 pasos fueron suficientes para obtener una visualización del mecanismo de falla. La Figura 3.20 muestra la curva del multiplicador ΣMsf en función de la deformación desviadora total para un punto Gaussiano en el modelo del sitio 5. Se observa que existe un tramo decreciente, donde se reducen los parámetros hasta alcanzar un punto donde el multiplicador se vuelve constante, es decir, el punto sigue plastificando, pero el mecanismo de falla global ya se desarrolló, por lo que el factor de seguridad es aquel punto donde el multiplicador se hace constante, en el caso ejemplificado $FS=0.96$.

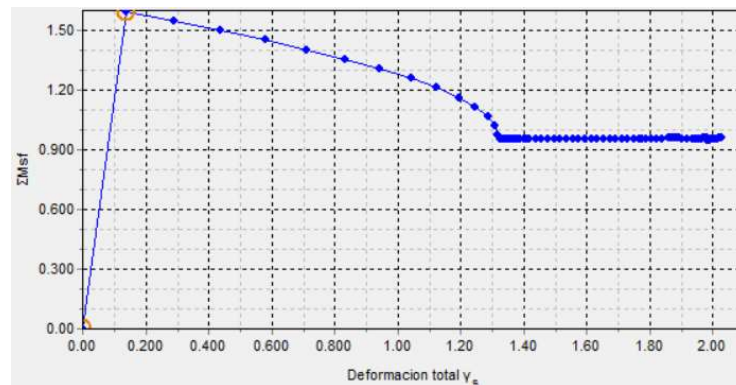


Figura 3.20 Multiplicador de reducción de resistencia vs. deformación desviadora total para un punto en el mecanismo de falla.

La Tabla 3.10 resume los factores de seguridad obtenidos mediante el método de elementos finitos. Los resultados de factor de seguridad varían entre 0.89 y 1.00. Teóricamente, el factor de seguridad debería ser 1.00 para todos los modelos, sin embargo, las diferencias y variaciones se producen por procesos numéricos, como la discretización de la malla en el método de elementos finitos, la malla de búsqueda en el método de equilibrio límite o incluso procesos de cálculo interno de cada software. Sin embargo, la diferencia en el caso analizado representa como máximo un 11%. Se conoce que en varios casos los valores del factor de seguridad obtenidos por FEM son menores a los de LEM.

Tabla 3.10 Factores de seguridad obtenidos con el método de elementos finitos.

Sitio No.	Abscisa	FS FEM
1	16+390	0.89
2	17+795	0.95
3	18+035	0.95
4	29+820	0.89
5	36+030	0.96
6	36+530	0.94
7	38+595	1.00
8	44+530	0.93
9	44+745	0.91
10	45+520	0.91

CAPÍTULO 4

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los resultados de los ensayos de laboratorio, tales como cohesión no drenada, pero unitario, clasificación en el sistema SUCS y límites de consistencia, así como los parámetros de resistencia obtenidos con pruebas triaxiales, veleta de campo y el proceso de retrocálculo, son sintetizados en la presente sección, y relacionados al índice de plasticidad, con la finalidad de observar la influencia que éste tiene en las propiedades físicas y mecánicas de los suelos analizados. Se presentan correlaciones resultado de los análisis realizados, con un coeficiente de determinación aceptable. Por último, se establece un límite práctico de altura de excavación sin medidas de estabilización, aplicable a la construcción de taludes con características y condiciones similares a las estimadas en el presente estudio.

4.1. Parámetros físicos de suelos laterizados

Los parámetros físicos son analizados con los resultados de los ensayos de clasificación SUCS del presente estudio y de estudios previos, los cuales se encuentran en detalle dentro del **Apéndice D**.

4.1.1. Granulometría

La Figura 4.1 muestra la nube de puntos generada por la relación índice de plasticidad y porcentaje de finos para las muestras de suelo de los bloques ensayados en el presente estudio y datos complementarios de estudios viales previos. Se observa que alrededor del 80% de los puntos sobrepasan el 50% de finos, con una mayor concentración al sobrepasar el 70% de finos en un rango de 2-90 % de índice de plasticidad.

No se identifica alguna relación o patrón entre el contenido de finos y su índice plástico, debido a que la granulometría, en este caso, depende del lugar de muestreo y su profundidad. Sin embargo, se puede mencionar que los suelos lateríticos analizados tienen un porcentaje de finos (% que pasa tamiz No. 200) mayor a 60%, con un IP entre 4-90 y su complemento es arena.

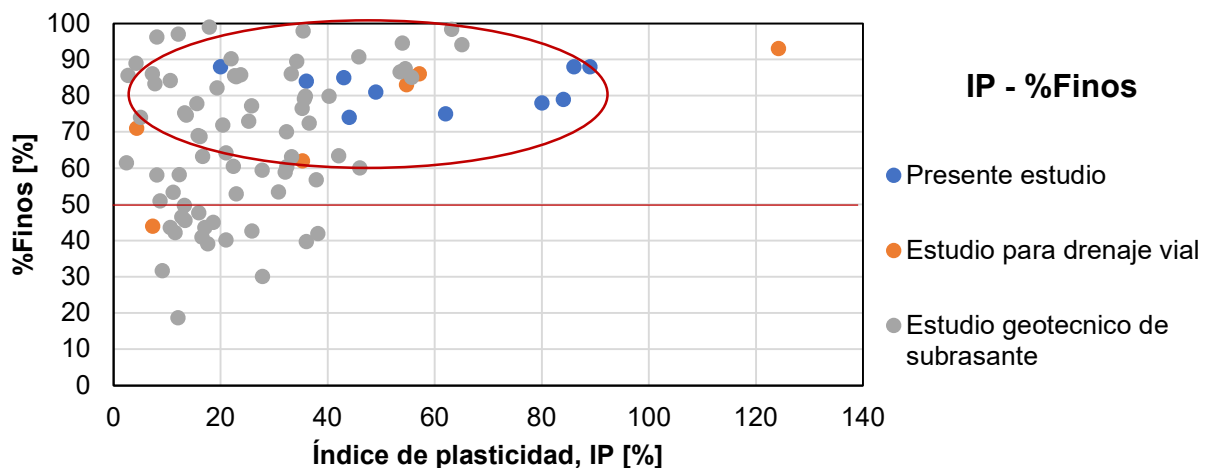


Figura 4.1 Porcentaje de finos en función del índice de plasticidad.

4.1.2. Límite líquido

La relación entre límite líquido y el índice de plasticidad definen el tipo de suelo, mediante la carta de plasticidad de la Figura 4.2, donde se observa que la mayor parte de muestras analizadas corresponden a arcillas/limos de alta compresibilidad o plasticidad (CH/MH). Para los suelos lateríticos analizados en el presente estudio puede establecerse una relación lineal muy aproximada indicada en la ecuación (4.1) con un coeficiente de determinación $R^2=0.98$. Esta relación lineal se debe a que la naturaleza de los suelos es la misma (horizontes superficiales), sin embargo, cada sitio tiene un diferente nivel de laterización, es decir, la concentración de ciertos minerales (hierro, sílice) varía, incrementando o reduciendo el índice plástico proporcionalmente al límite líquido, parámetro que depende de la concentración de ciertos minerales arcillosos.

$$IP = 0,40LL - 8,41$$

(4.1)

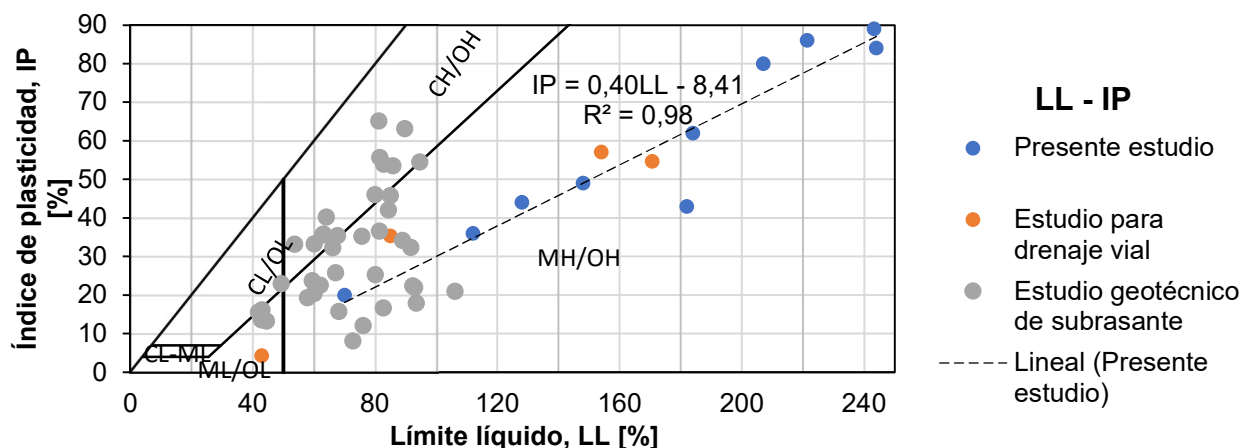


Figura 4.2 Índice de plasticidad en función del límite líquido.

4.1.3. Humedad natural

La Figura 4.3 permite apreciar que el índice de plasticidad varía proporcionalmente con la humedad natural de manera proporcional. Cabe recalcar que los datos del estudio geotécnico de la subrasante son referenciales, dado que se desconoce el proceso de recolección, sellado y transporte al laboratorio, lo cual afecta directamente a los resultados. Tomando en cuenta los datos de los ensayos realizados en el presente estudio y el estudio de drenaje vial, se obtiene una relación lineal entre el índice de plasticidad y la humedad natural, dada por la ecuación (4.2). Nótese el alto valor que alcanza la humedad in situ en estos suelos, dada por las condiciones climáticas del lugar y la naturaleza cohesiva que propicia la retención de agua en la estructura, alcanzando valores entre 40-220 %, propiciando el proceso de laterización.

$$w_n = 2,33IP + 10,02 \quad (4.2)$$

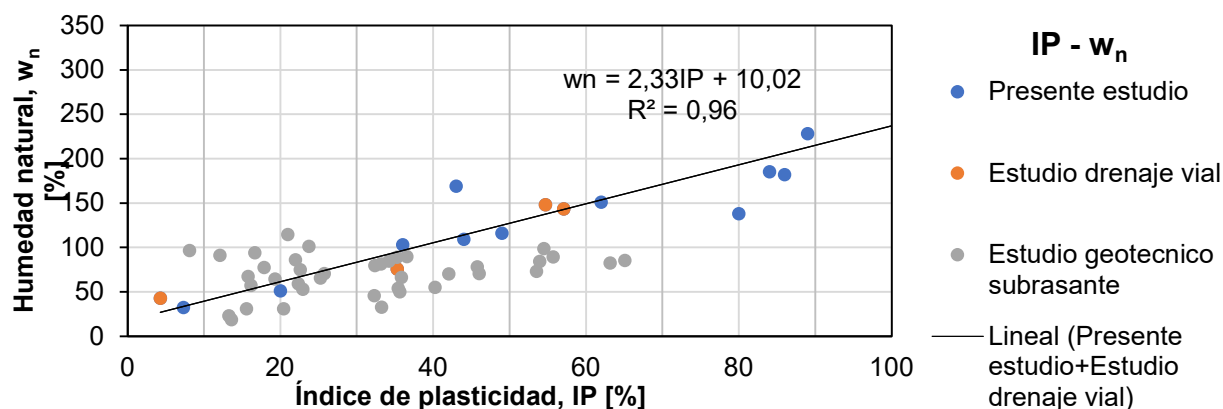


Figura 4.3 Humedad natural en función del índice de plasticidad

4.1.4. Peso unitario

Los pesos unitarios de los suelos fueron estimados a partir de los pesos y volúmenes de las muestras ensayadas en las pruebas triaxiales. La Figura 4.2 ilustra una relación inversa entre el peso unitario y el índice de plasticidad. Esto puede ser consecuencia de la naturaleza de los minerales que componen el suelo. Asimismo, se guarda una relación con la humedad. Un mayor índice de plasticidad se relaciona con una humedad más alta. La presencia de agua en la estructura de suelo reduce el peso unitario de la masa. Una relación logarítmica se ajusta a los datos, representada en la ecuación (4.3), con un coeficiente de determinación $R^2=0.87$, indicando que la curva es asintótica respecto al eje de las abscisas, es decir, que en determinado límite, por más incremento en el índice de plasticidad, el peso unitario no disminuirá. Esto es consistente físicamente debido a que un suelo, por más plástico que sea, siempre tendrá un valor de peso unitario.

$$\gamma = -1,82 \ln(IP) + 20,30 \quad (4.3)$$

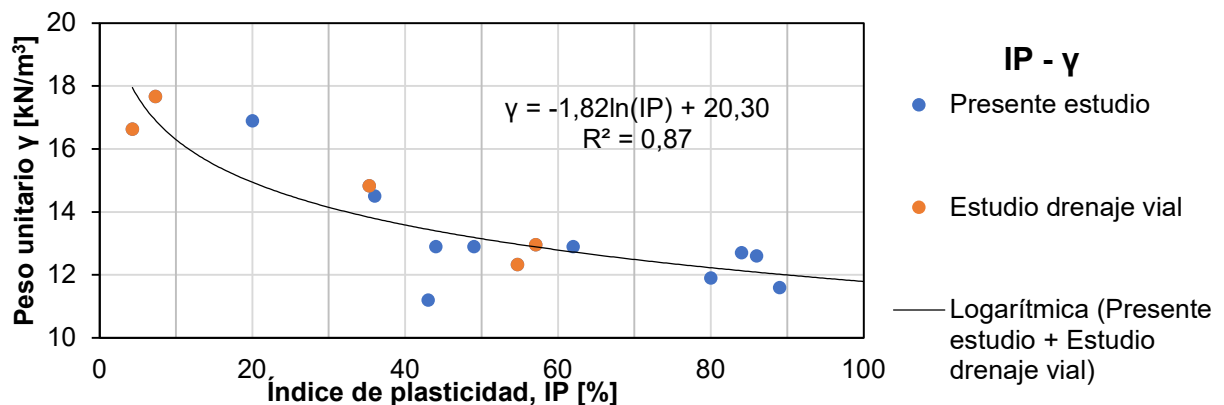


Figura 4.4 Peso unitario en función del índice de plasticidad

4.2. Parámetros de resistencia al corte de suelos laterizados

4.2.1. No drenados

En la Figura 4.5, los resultados de los ensayos de veleta indican una concordancia con los ensayos de laboratorio con una diferencia promedio de 25% entre valores dado que fueron realizados en el mismo sitio puntual, con la observación que en los sitios 2 y 6

fueron ensayos realizados en el estudio de drenaje de la vía, por tanto, no se garantiza que hayan sido extraídos de una zona representativa del talud. Sin embargo, los demás sitios también presentan valores alejados a los retro calculados, exceptuando el caso del sitio 7 y 10, donde los resultados de los ensayos triaxiales y los valores retro calculados son muy próximos.

Probablemente, esta concordancia tiene que ver mucho con la homogeneidad de los taludes mencionados, la cual puede observarse en la Figura 3.2, siendo el ensayo triaxial y de veleta representativos del talud como tal. Si bien los taludes fueron analizados con el criterio de mayor homogeneidad posible, no se descarta la extracción de núcleos en zonas localizadas de mayor resistencia, dado que, en algunas zonas de los taludes, se presentaban micro fisuras dadas por el proceso de laterización, lo que dificultaba la extracción de los bloques.

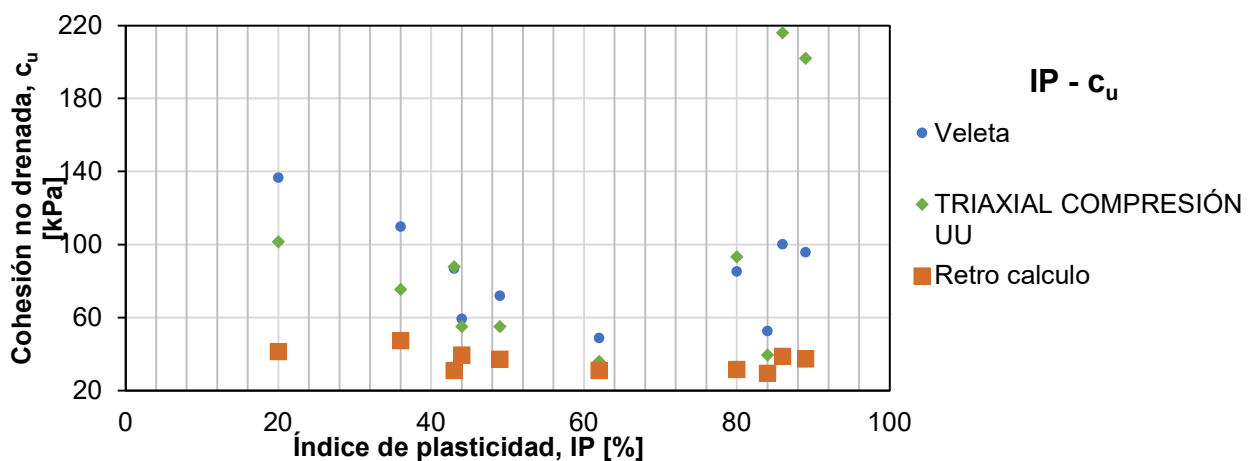


Figura 4.5 Resistencia no drenada medida con veleta de bolsillo, triaxial compresión y retrocálculo.

Tal como lo expresan varios autores, la ventaja del retrocálculo es la de generar valores representativos de la masa total de una pendiente, mientras que los ensayos de laboratorio representan una ínfima fracción de un fenómeno volumétrico, que numéricamente puede representar volúmenes muy bajos, si se toma en cuenta la probeta de ensayo y el fenómeno producido ($V_{\text{probeta}} \approx 555 \text{ cm}^3$; $V_{\text{deslizamiento}} \approx 880 \text{ m}^3$, nótese las unidades). Por tal razón, los valores entregados en el presente estudio son los retro calculados, estableciendo un rango de cohesión no drenada entre 29 y 47 kPa.

4.2.2. Parámetros Drenados

Los parámetros de resistencia al corte efectivos para los casos analizados corresponden a los retro calculados mediante el equilibrio límite, y verificados mediante el análisis de elementos finitos, con el criterio del mecanismo de falla (Figura 4.6) y factor de seguridad.

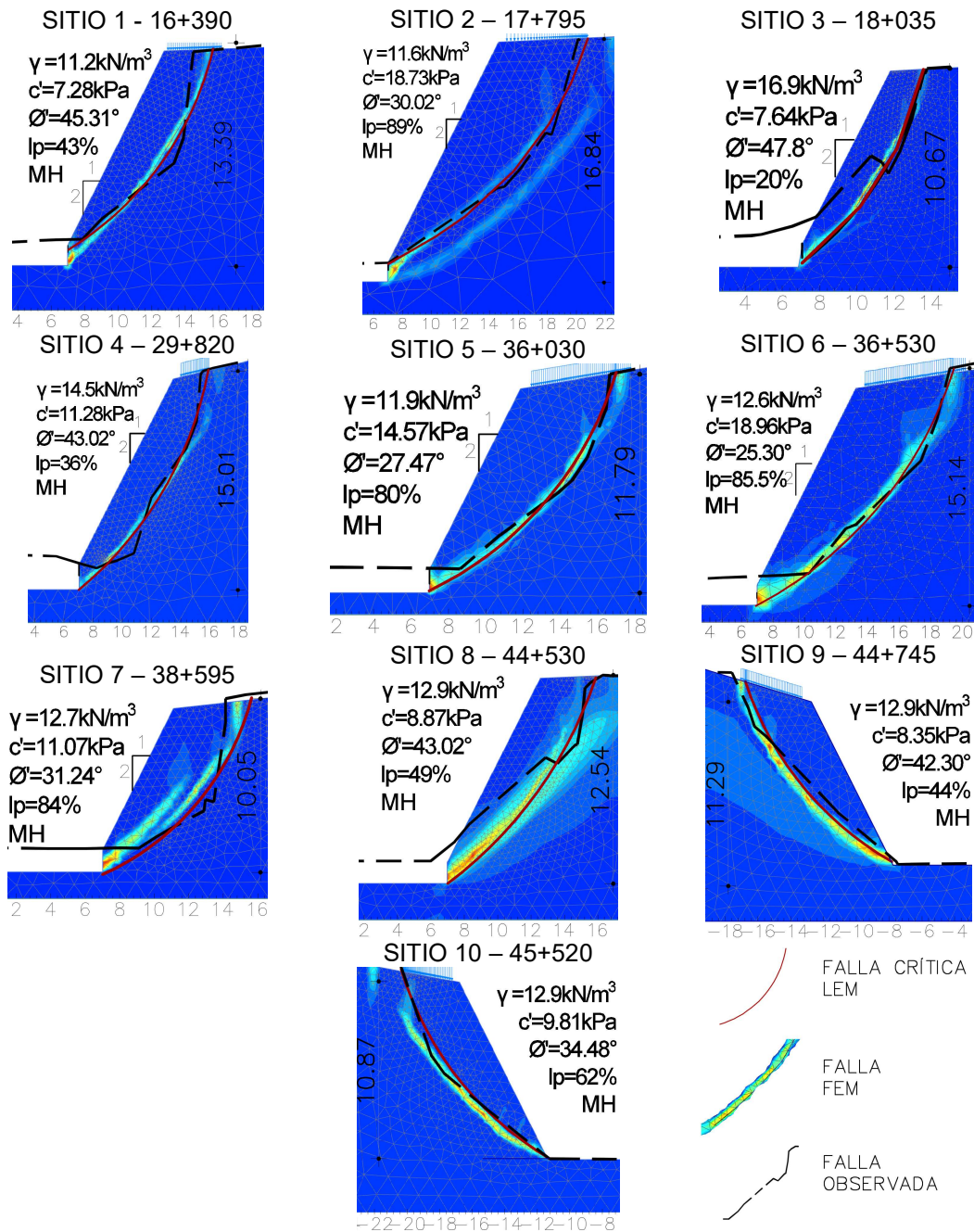


Figura 4.6 Falla observada, falla crítica con equilibrio límite y mecanismo de falla obtenido en análisis de elementos finitos para los sitios analizados.

La Figura 4.7 indica que el ángulo de fricción efectivo es inversamente proporcional al índice plástico. Los resultados obtenidos se encuentran sobre relación obtenida por Bjerrum (1961) para arcillas normalmente consolidadas. Esto indicaría una posible sobre consolidación de los suelos analizados, dada por la erosión de los estratos superficiales antiguos, y su laterización, o procesos de desecación dados por la oscilación de niveles freáticos. Asimismo, la presencia de arena en estos suelos puede aportar el incremento del ángulo de fricción. En todo caso, la relación dada por la ecuación (4.4) se rige a la modelación y condiciones planteadas.

$$\Phi' = -0,32 \ln (IP) + 56 \quad (4.4)$$

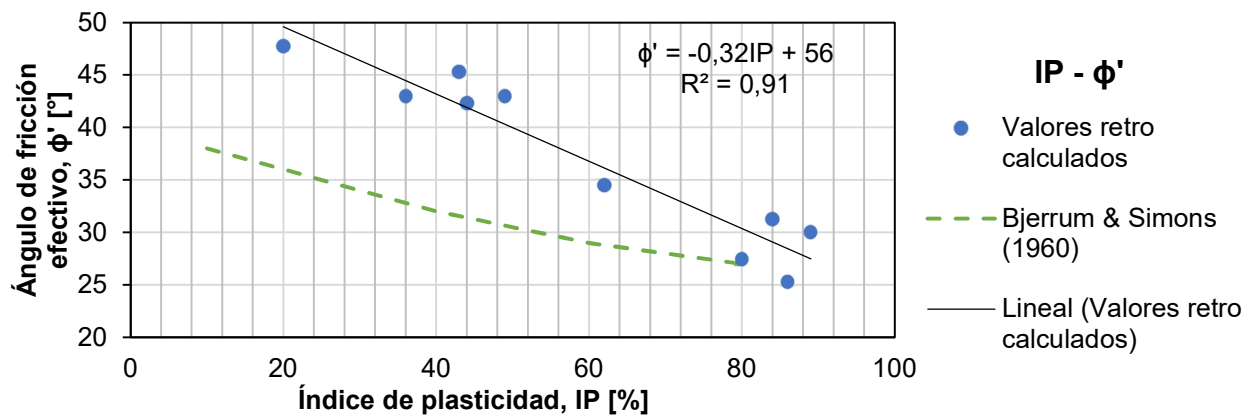


Figura 4.7 Ángulo de fricción efectivo para suelos lateríticos obtenido a partir de retrocálculo con superficie de falla observada.

Una relación importante determinada mediante los modelos de retrocálculo realizados fue la variación del parámetro $\lambda_{c\phi}$ con la plasticidad del suelo, dada por la ecuación (4.5). La Figura 4.8 muestra que, para valores más bajos de índice de plasticidad, les corresponden valores de $\lambda_{c\phi}$ mayores. El parámetro de falla define la cercanía de la falla a la cara del talud. En los modelos analizados los valores del parámetro adimensional oscilan entre 4.75 (falla menos superficial) y 26 (falla más superficial), como se observa en la Figura 4.9. Esto permite concluir que probablemente el mecanismo de falla fue en una condición drenada.

$$\lambda_{c\phi} = -0,3IP + 30.2 \quad (4.5)$$

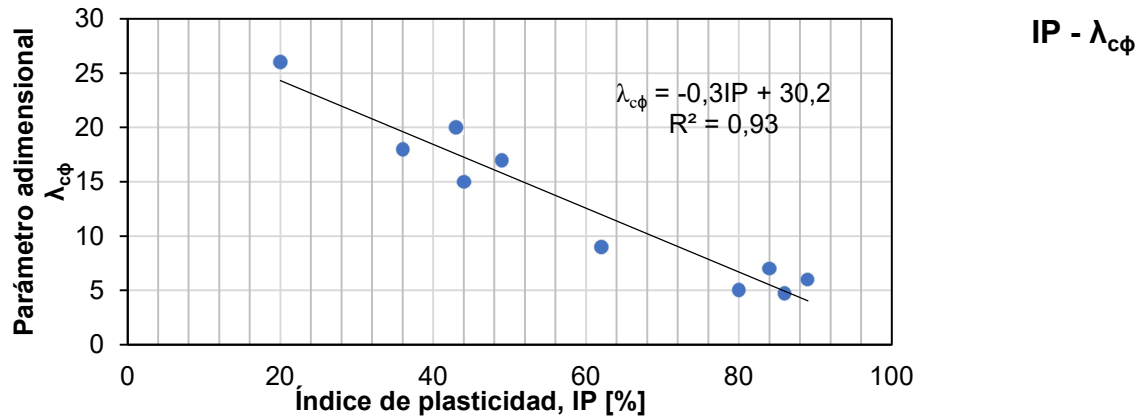


Figura 4.8 Variación del parámetro $\lambda_{c\phi}$ con el índice de plasticidad.

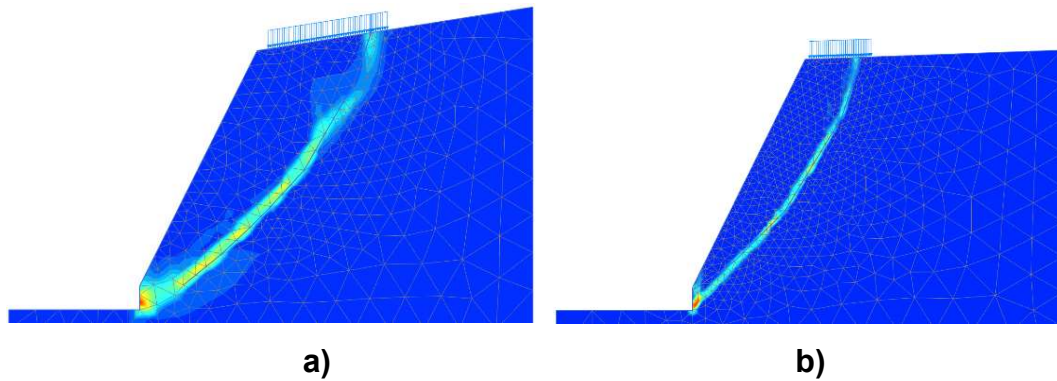


Figura 4.9 Mecanismo de falla en modelo de elementos finitos: a) Sitio 6 con $\lambda_{c\phi} = 4.75$; b) Sitio 3 con $\lambda_{c\phi} = 26$.

4.3. Estimación de máxima altura de excavación

Se realizó una modelación de la excavación para los valores límites correspondientes a los parámetros con $\lambda_{c\phi} = 4.75$ (sitio 6) y $\lambda_{c\phi} = 26$ (sitio 3), con la finalidad de conocer hasta que altura se puede excavar en dichos materiales para obtener un factor de seguridad según lo establece la normativa local de Geotecnia y Cimentaciones (NEC-SE-GC) y su guía de aplicación. Para el caso estático, se evaluó un factor de seguridad mayor o igual a 1.50, mientras que el análisis pseudoestático un factor de seguridad mayor o igual a 1.05. Para el cálculo del coeficiente de aceleración horizontal $k_h=0.24$, según la ecuación (4.6), se asumió un tipo de perfil tipo E basado en la resistencia no drenada, humedad y plasticidad de los suelos ($S_u < 50$ kPa; $w_n > 40\%$; $IP > 20$). Los sitios de estudio se encuentran en una zona de alto peligro sísmico (zona V según normativa

NEC-SE-DS) a la cual le corresponde una aceleración máxima en roca $Z=0.40g$ y un factor de amplificación en la zona de periodo corto $F_a=1$.

$$kh = 0.60 Z F_a \quad (4.6)$$

El análisis se llevó a cabo con alturas de excavación sucesivas de 1,00 metro hasta alcanzar los factores de seguridad requeridos. En la Figura 4.10 se muestran los resultados del factor de seguridad obtenido para el sitio 6 ($\lambda_{c\phi} = 4.75$), donde el ángulo de fricción es mínimo y la cohesión es máxima. Se observa que para una altura de $H=9.00$ metros el factor de seguridad estático está en el límite con un valor $FS_{est}=1.50$, mientras que el dinámico $FS_{din}=1.31$.

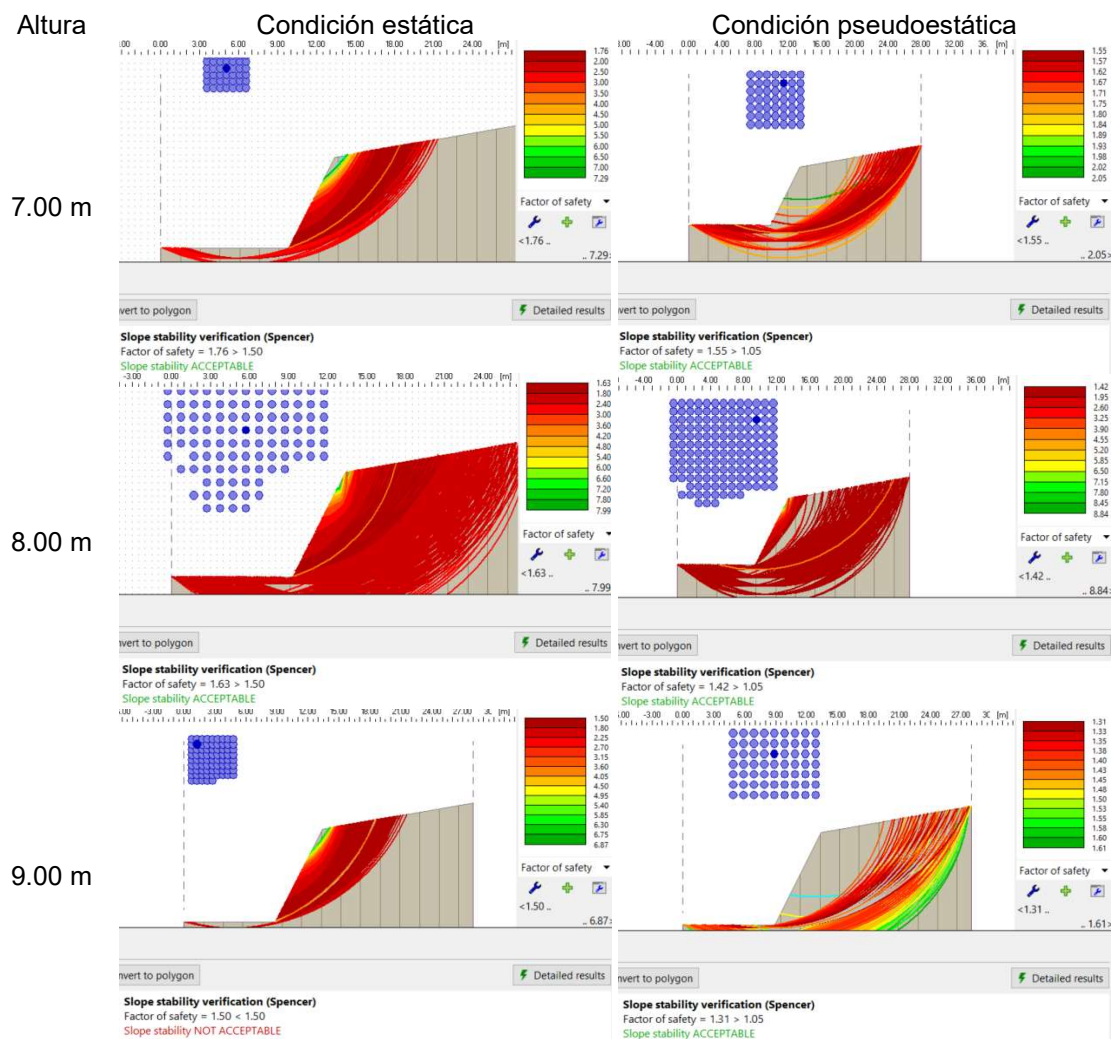


Figura 4.10 Factor de seguridad para diferentes alturas de excavación en material con $\phi'=25.30^\circ$; $c_u=18.96$ kPa ($\lambda_{c\phi} = 4.75$).

Por otra parte, para el análisis de excavación progresiva del sitio 3 ($\lambda_{c\phi} = 26$), los resultados indican que para alturas de excavación mayores a $H=6.00$ m, el factor de seguridad es menor a 1.50 en condiciones estáticas, como lo indica la Figura 4.11.

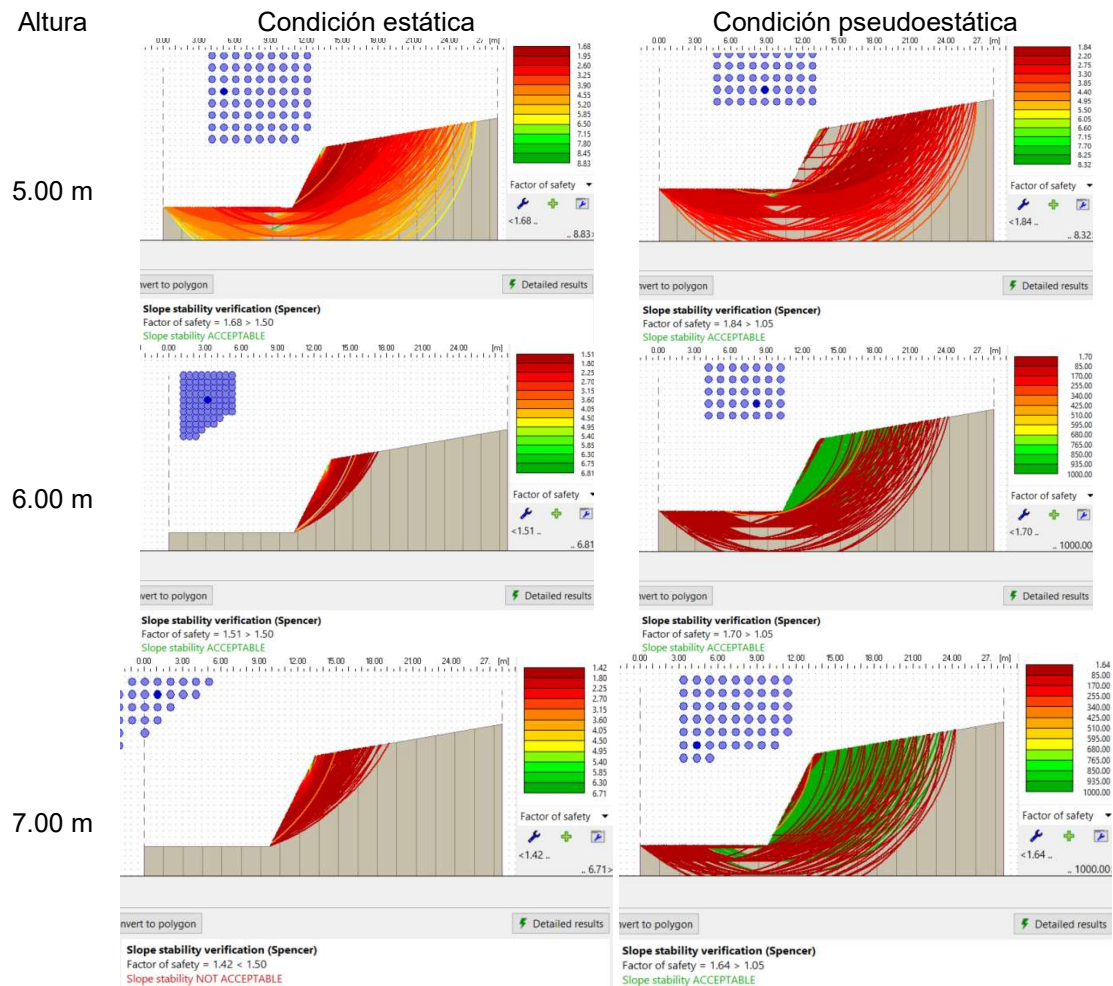


Figura 4.11 Factor de seguridad para diferentes alturas de excavación en material con $\phi'=47.8^\circ$; $c_u=7.64$ kPa ($\lambda_{c\phi} = 26$).

La Figura 4.12 relaciona el factor de seguridad con la altura de excavación en inclinaciones 1H:2V para suelos con parámetros $\lambda_{c\phi} = 4.75$ y $\lambda_{c\phi} = 26$. Se observa que suelos con menor parámetro adimensional, es decir, con mayor cohesión, pueden tener mayores alturas de excavación. Los dos casos, alcanzan primero el límite del factor de seguridad estático, sin embargo, en el caso de suelos con $\lambda_{c\phi} = 4.75$ el factor de seguridad estático resulta ser siempre mayor al factor de seguridad dinámico, esto debido a que el incremento de resistencia por incremento de esfuerzo efectivo (dado por el aumento de la masa en el caso pseudoestático) es menor al incremento que se

produce en suelos con mayor ángulo de fricción. Por esta misma razón para el caso de suelos con $\lambda_{c\phi} = 26$, donde el ángulo de fricción es mayor, llega un punto en que el factor de seguridad pseudoestático es mayor al dinámico, dado que el incremento de esfuerzo efectivo resulta en un incremento de resistencia.

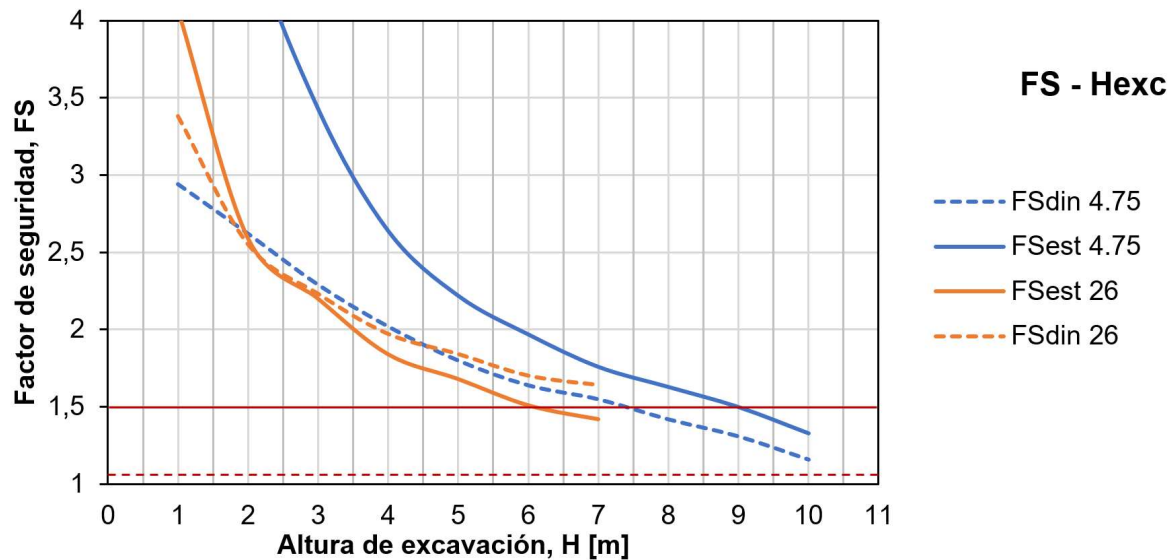


Figura 4.12 Factor de seguridad en función de la altura excavada para materiales con $\lambda_{c\phi} = 4.75$ ($\phi' = 25.30^\circ$; $c_u = 18.96$ kPa) y $\lambda_{c\phi} = 26$ ($\phi' = 47.8^\circ$; $c_u = 7.64$ kPa), inclinación 1H:2V.

La Figura 4.12 permite establecer que en suelos con un parámetro adimensional $\lambda_{c\phi} = 4.75$ pueden excavarse hasta una altura de 9.00 metros, mientras que suelos con $\lambda_{c\phi} = 26$ pueden excavarse hasta una altura de 6 metros para garantizar la estabilidad estática según la normativa. Para entender lo descrito con un parámetro físico medible de los suelos, aplicando la ecuación (4.5) que relaciona el parámetro adimensional y el índice de plasticidad, se establece que suelos con $IP = 84\%$, podrán ser excavados hasta 9,00 metros y una altura máxima de 6.00 metros para suelos con $IP = 14\%$. A partir de las alturas mencionadas, se deberá tomar en cuenta medidas de protección o estabilización.

CAPÍTULO 5

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Los parámetros físicos de los suelos lateríticos, tales como granulometría, clasificación SUCS, humedad natural y peso unitario fueron determinados con base en ensayos de laboratorio con información previa y complementaria elaborada en el presente estudio.

Los suelos lateríticos analizados corresponden a limos de alta plasticidad (MH), compuestos por finos en una fracción mayor al 60% complementado por arena de grano fino, de color amarillo y rojizo, un índice plástico entre 4-9%, humedad in situ entre 50-230% y pesos unitarios entre 11.20 kN/m³ y 16.9 kN/m².

La resistencia al corte no drenado fue retro calculada con el método directo mediante equilibrio límite, determinándose la superficie de falla crítica y el parámetro que produce un factor de seguridad igual a la unidad. La superficie de falla crítica en los modelos no drenados no se asemeja a la superficie de falla observada en campo, por lo que se puede afirmar que el colapso observado no se produjo en condiciones no drenadas. Los suelos lateríticos analizados poseen una cohesión no drenada que oscila entre 29 y 47 kPa.

En el presente estudio se extrajo una muestra para realizar ensayos de compresión triaxial UU para cada sitio. En dos sitios se obtuvieron resultados consistentes entre la veleta de campo, triaxial y parámetros retro calculados de cohesión no drenada, lo que significa que existió una probabilidad de extracción de una muestra representativa de un 20%. Por tanto, se puede indicar que los taludes presentaban zonas localizadas de mayor o menor resistencia de donde fueron extraídas muestras.

Los parámetros de resistencia efectivos fueron retro calculados con el método de observación de la superficie de falla crítica empleando el equilibrio límite y verificando

los resultados con modelos de elementos finitos. Se determinaron combinaciones de parámetros que generan una superficie de falla muy similar a la medida con levantamiento topográfico.

Los resultados presentan ángulos de fricción efectivos entre 25 y 47 grados, y cohesión efectiva entre 7 y 19 kPa, probablemente están sobre consolidados por procesos de laterización y desecación. En estas condiciones se establecieron alturas de corte límite, sin obras de protección o estabilización, con valores de 6-9 metros como máximo dependiendo de los parámetros de resistencia, peso unitario y plasticidad del material.

Los parámetros físicos y mecánicos han sido relacionados al índice de plasticidad, encontrando diferentes relaciones, las cuales se limitan a la metodología, modelación y condiciones de los suelos analizados, y pueden ser aplicados como punto de inicio en proyectos con condiciones climatológicas, geológicas y geotécnicas similares al presente caso de estudio.

5.2. Recomendaciones

Para futuras investigaciones o proyectos similares, es recomendable extraer por lo menos 5 muestras aleatorias en la totalidad del deslizamiento para poder contrastar, verificar o validar resultados. Esto requiere un mayor tiempo, presupuesto y planificación.

Los parámetros efectivos de resistencia al corte obtenidos mediante retrocálculo para los suelos analizados pueden ser verificados con resultados de ensayos de compresión triaxial consolidados drenados, los cuales económicamente son significativos, mucho más para la ejecución en varios puntos, por lo que para futuros trabajos de investigación podrían llevarse a cabo, tomando en cuenta la probabilidad de extracción de muestras representativas mencionada.

Los parámetros de resistencia fueron obtenidos interpretando una superficie de nivel freático con base en ensayos geofísicos de resistividad eléctrica. Estos niveles pueden variar localmente por filtraciones, altas precipitaciones o vertientes de agua comunes

en la zona. Dado que este es un parámetro importante para el cálculo de los parámetros efectivos, se recomienda efectuar mediciones de niveles mediante la instalación de piezómetros.

Medidas de protección superficial son necesarios para el control de procesos erosivos e infiltración en los taludes para prevenir problemas de inestabilidad, especialmente en zonas tropicales de precipitaciones relativamente altas.

BIBLIOGRAFÍA

1. Bjerrum, L. (1961). The effective shear strength parameters of sensitive clays. *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech.*, 1961, 1, 23–28.
2. Bojorque Iñiguez, J. (2016). Back-analysis of slope failures by numerical techniques. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 21(2), 615–625.
3. Bojorque, J. (2009). *Static and Dynamic Finite Element Analysis*. Katholieke Universiteit Leuven.
4. Bojorque, J. (2010a). La aplicación del análisis inverso de deslizamientos como herramienta para la determinación de los parámetros geomecánicos del suelo. *Maskana*, 1(1), 17–30. <https://doi.org/10.18537/mskn.01.01.02>
5. Bojorque, J. (2010b). La aplicación del análisis inverso de deslizamientos como herramienta para la determinación de los parámetros geomecánicos del suelo. *MSKN MASKANA*, 1(1), 17–30.
6. Bull, J. W. (2003). *Numerical Analysis and Modeling in Geomechanics*. Spon Press.
7. Calvello, M., & Finno, R. J. (2004). Selecting parameters to optimize in model calibration by inverse analysis. *Computers and Geotechnics*, 31(5), 410–424. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2004.03.004>
8. Cheng, Y. M., & Lau, C. K. (2008). *Slope Stability Analysis and Stabilization New Methods and Insight* (Second). CRC Press. <https://doi.org/10.4324/9780203927953>
9. Dai, F. C., Lee, C. F., & Ngai, Y. Y. (2002). Landslide risk assessment and management: An overview. *Engineering Geology*, 64(1), 65–87. [https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(01\)00093-X](https://doi.org/10.1016/S0013-7952(01)00093-X)
10. Duncan, J. M. (1996). State of the Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, 577–596.
11. Duncan, J. M., Wright, S. G., & Brandon, T. L. (2014). *Soil Strength and Slope Stability* (Second). Wiley.
12. Dunham, J. W. (1954). *Pile Foundations for Buildings* (ASCE (ed.)).
13. Fiore, J. (2022). *Methods of Solution of Linear Simultaneous Equations*.
14. Fredlund, D. G., Krahn, J., & Pufahl, D. E. (1981). The Relationship between

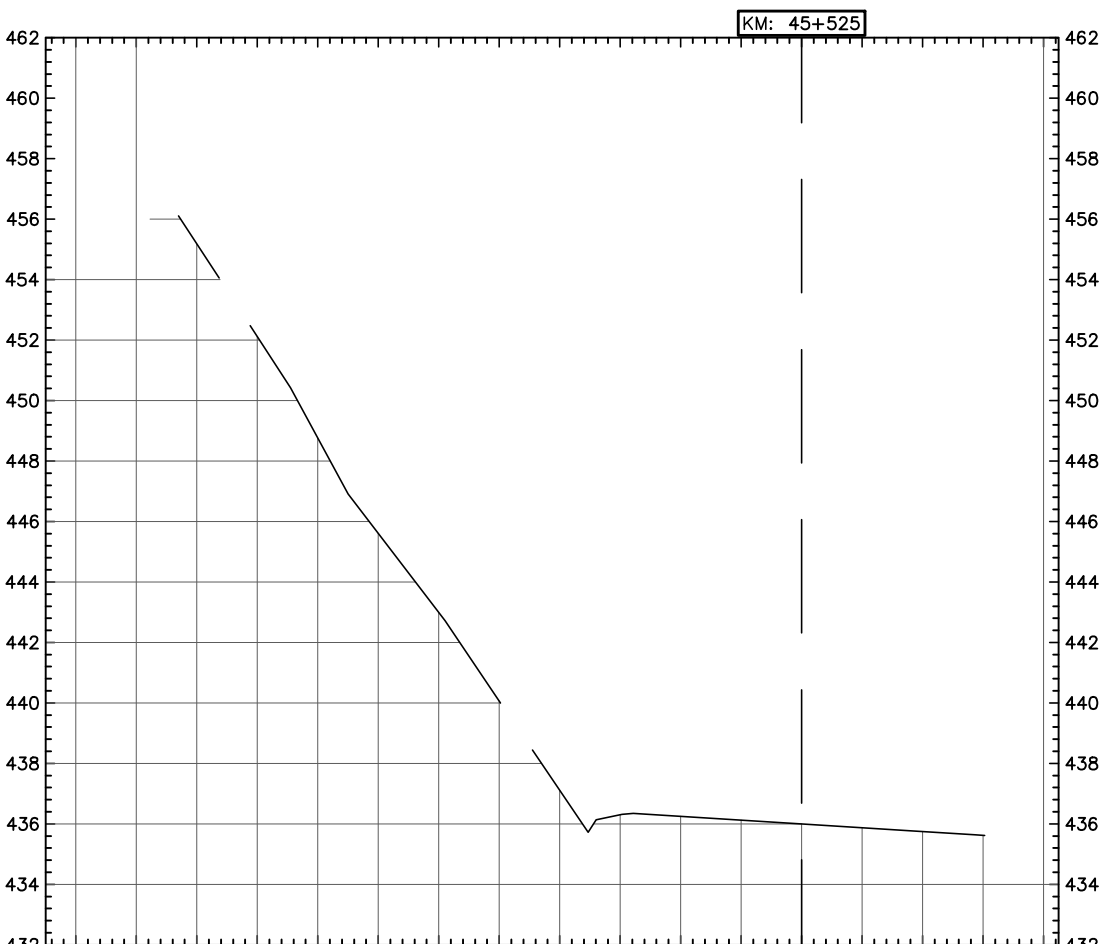
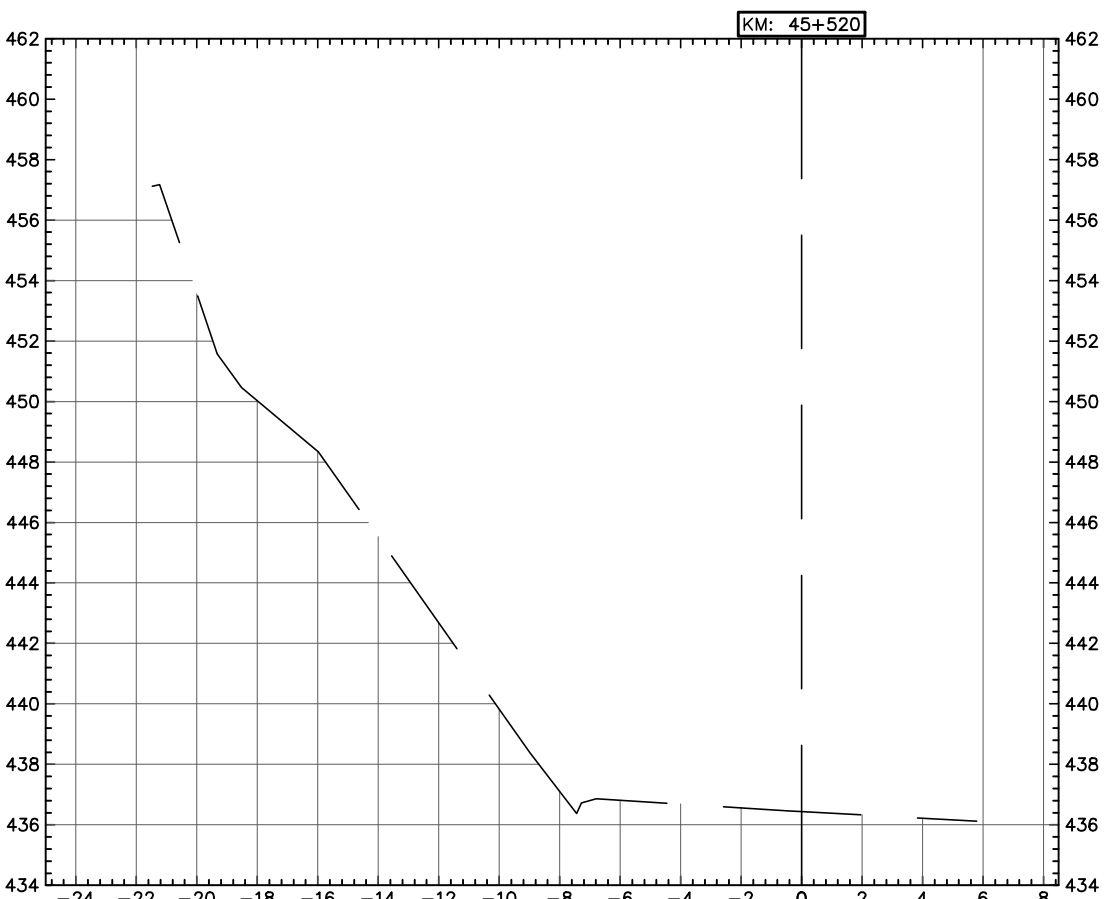
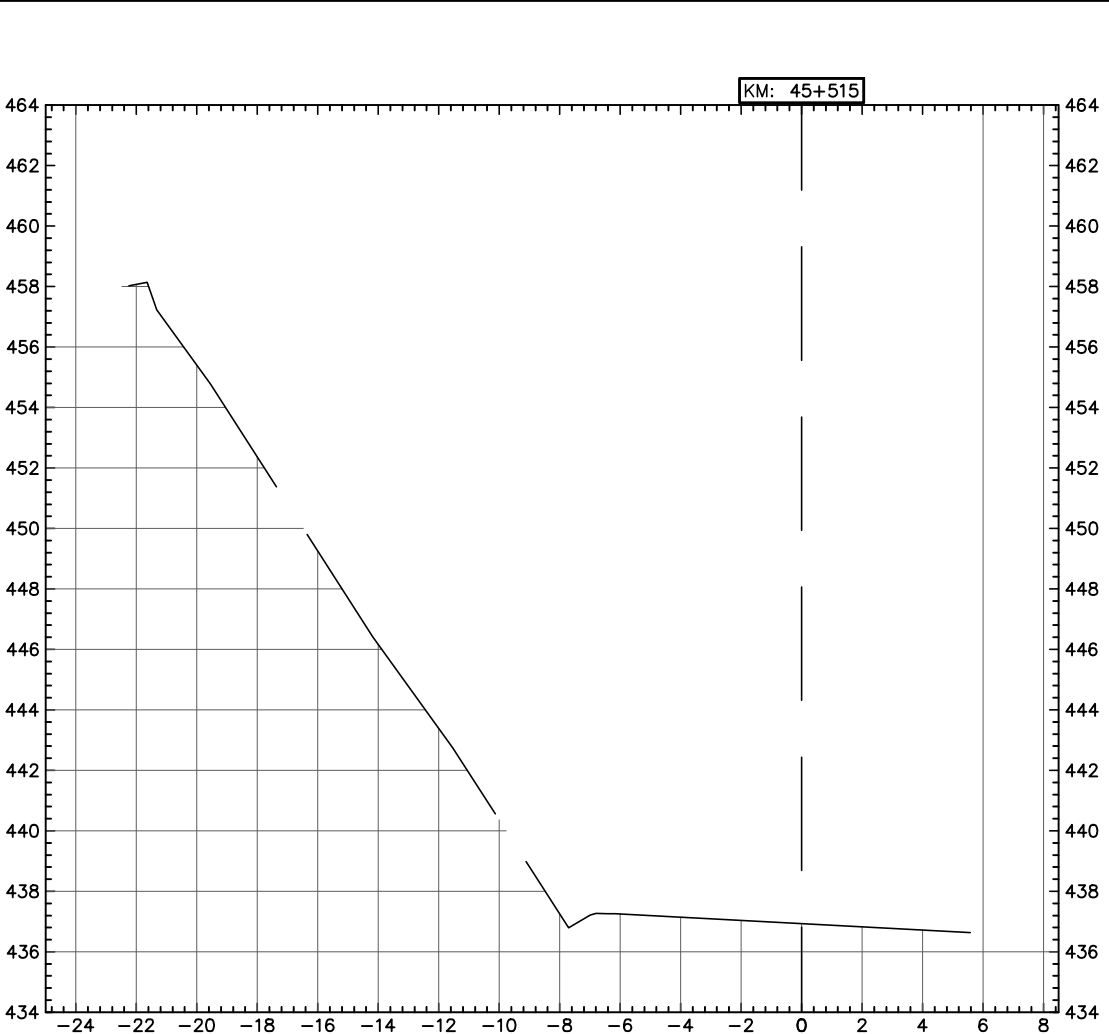
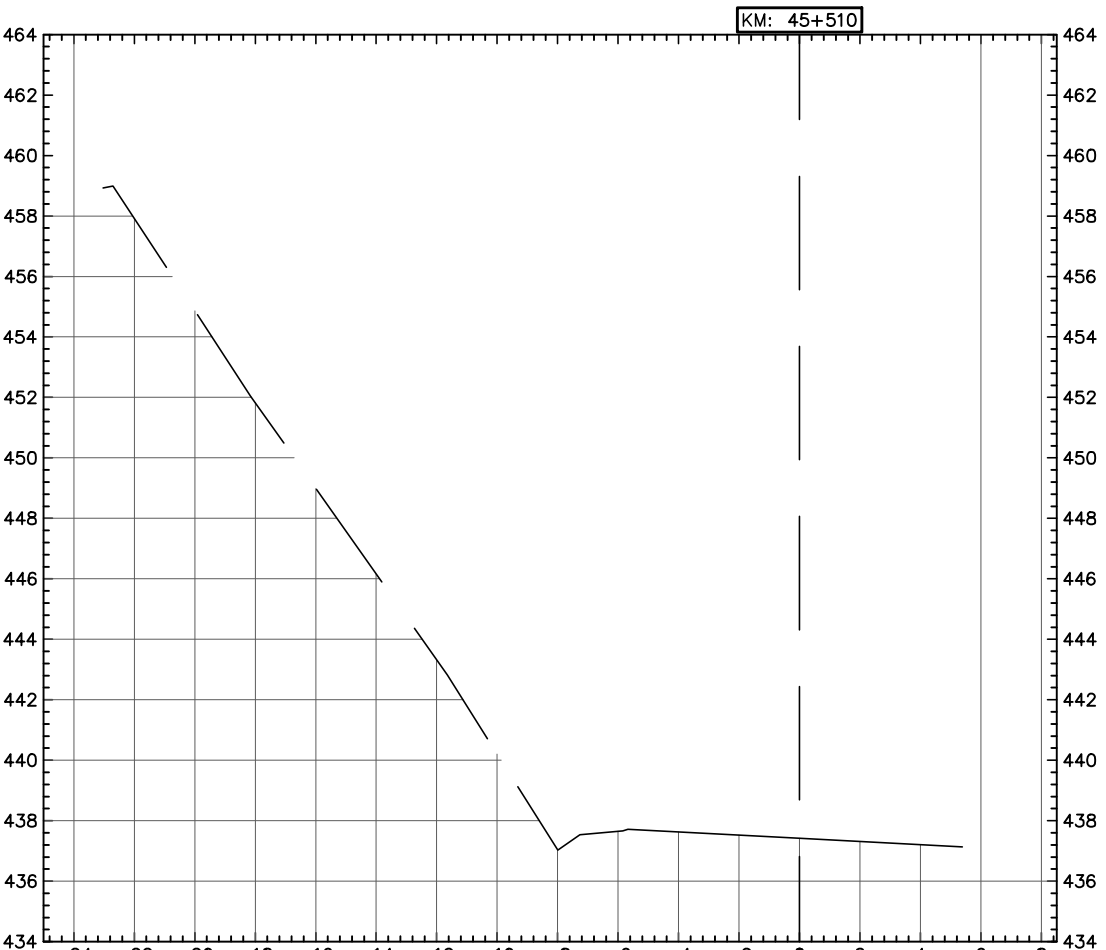
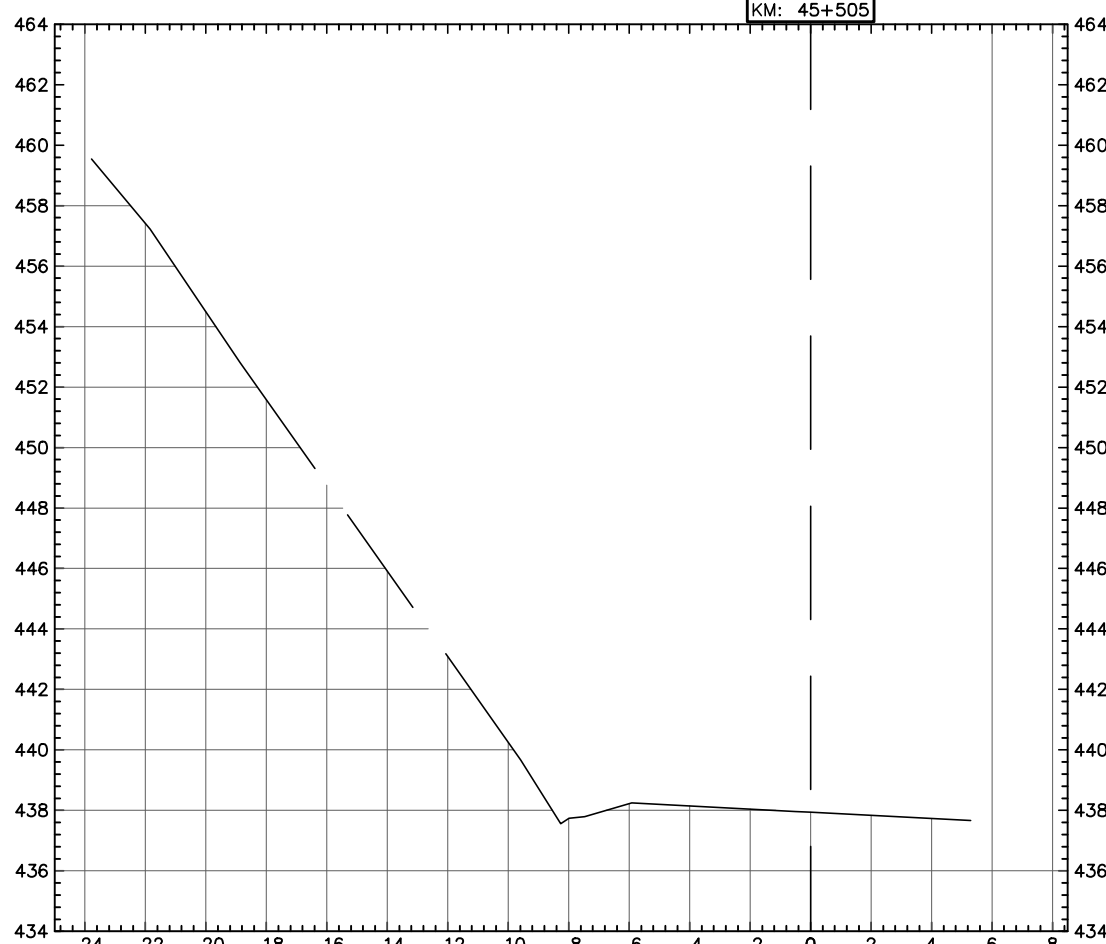
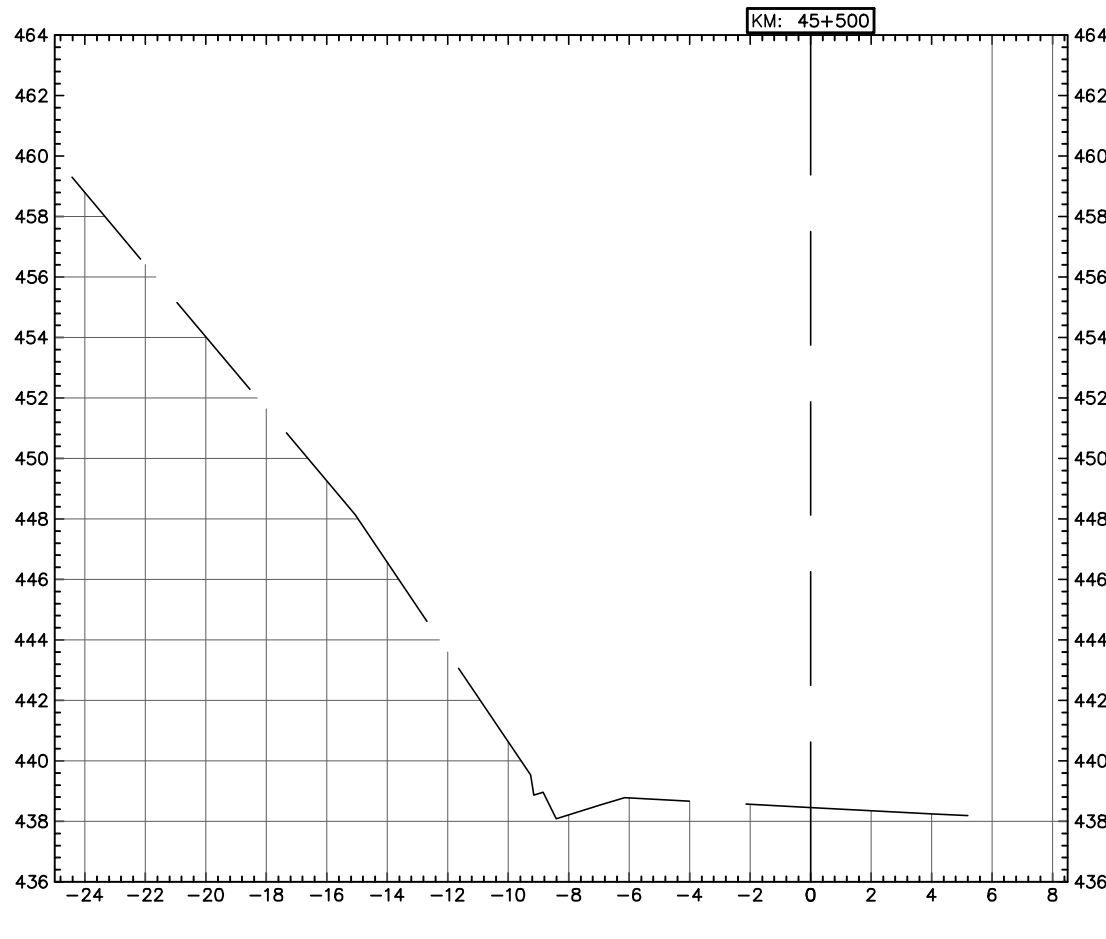
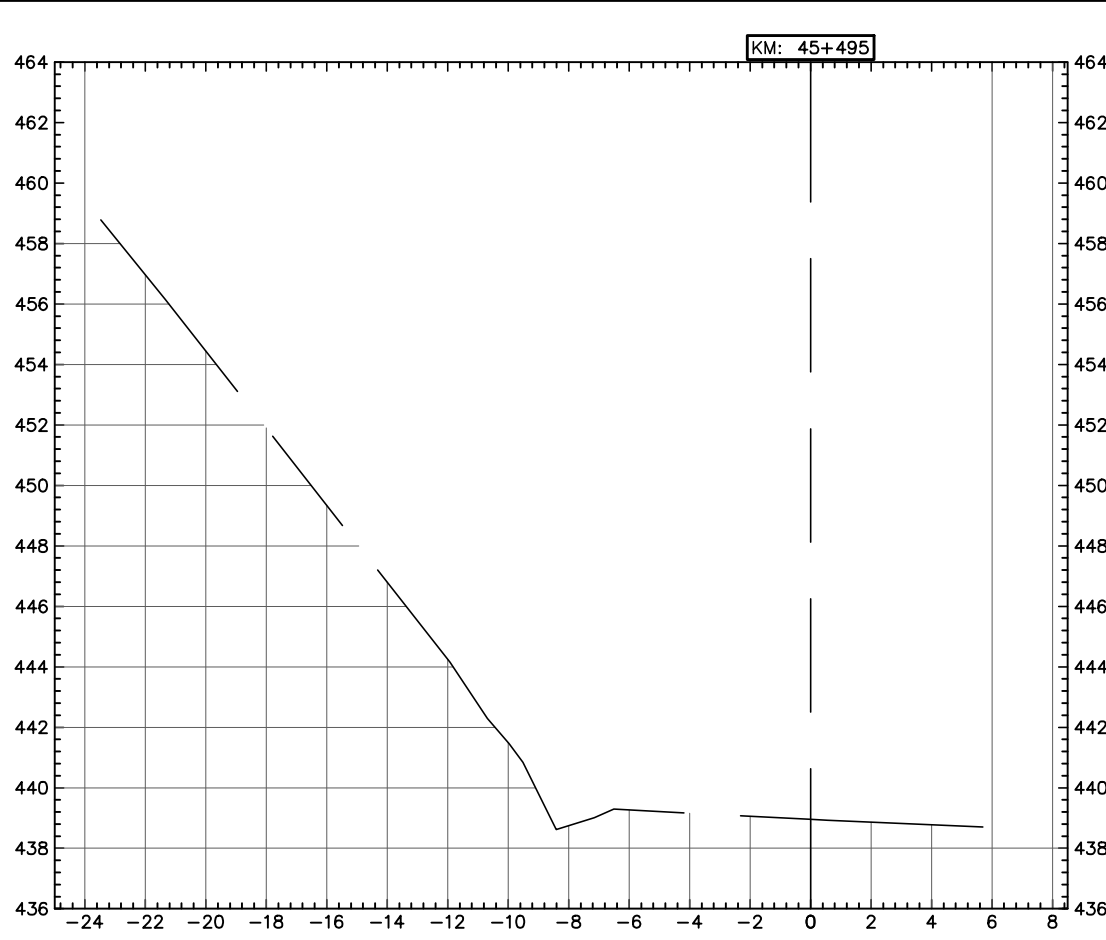
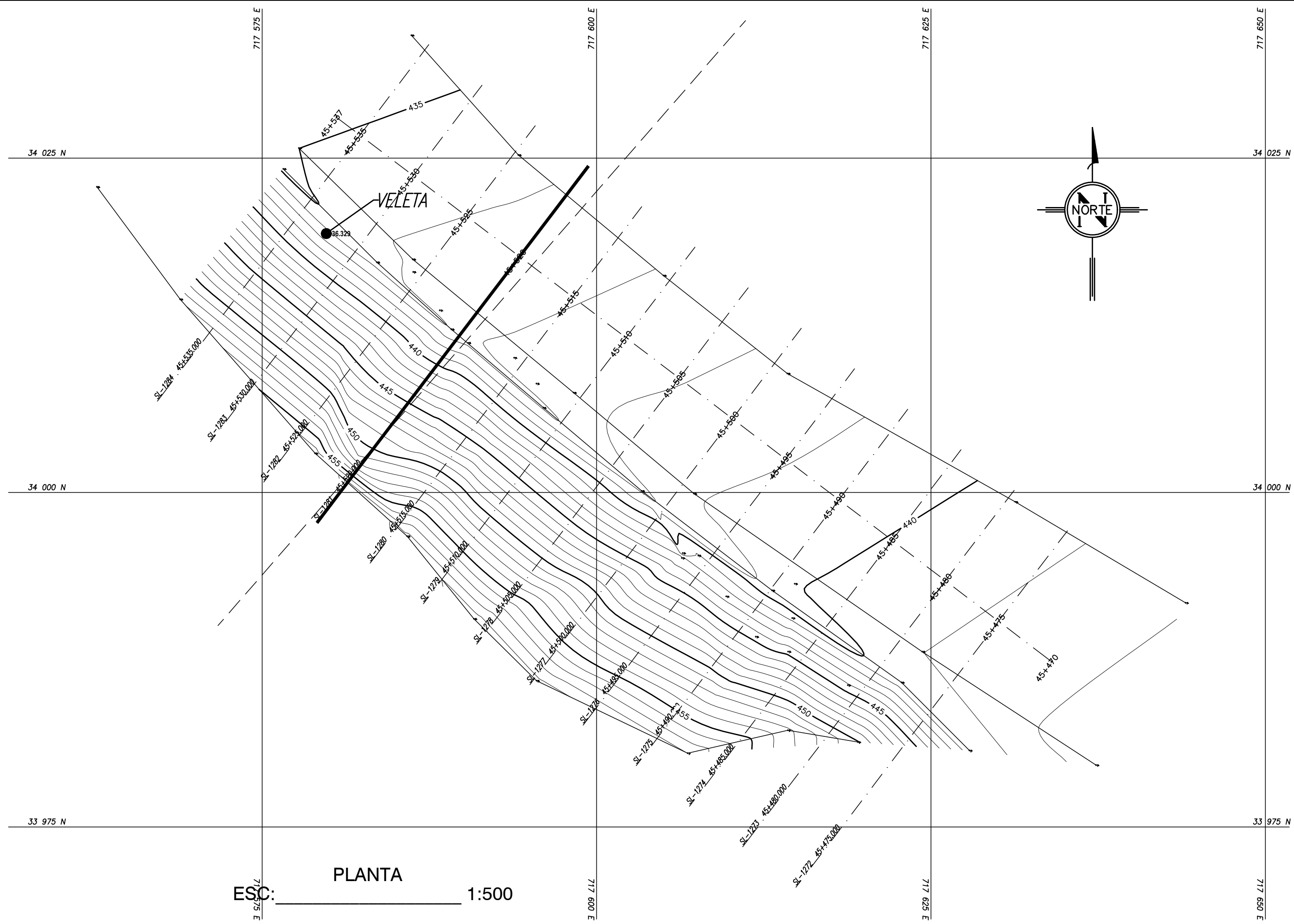
- Limit Equilibrium Slope Stability Methods. *10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 409–416. [https://doi.org/10.1016/0266-1144\(84\)90012-8](https://doi.org/10.1016/0266-1144(84)90012-8)
15. Griffiths, D. V., & Lane, P. A. (1999). *Slope stability analysis by finite elements*. *Géotechnique* 1999 49:3, 387-403. <https://doi.org/10.1680/geot.1999.49.3.387>
 16. Highland, L., & Johnson, M. (2004). Landslide Types and Processes. In *Fact Sheet 2004-3072*. <http://pubs.usgs.gov/fs/2004/3072/>
 17. Holtz, R. D., Kovacs, W. D., & Sheahan, T. C. (2013). *An introduction to geotechnical engineering*. India. Dorling Kindersley India Pvt. Ltd.. ISBN: 9780130317216.
 18. Hussain, M., Akhtar, K., & Stark, T. D. (2010). Back-analysis procedure for landslides. In K. Sohail, H. Qureshi, & A. Rana (Eds.), *International Conference on Geotechnical Engineering*.
 19. Krahn, J. (2003). The 2001 R.M. Hardy Lecture: The limits of limit equilibrium analyses. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(3), 643–660. <https://doi.org/10.1139/t03-024>
 20. Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior* (3rd ed.). Wiley.
 21. Moreno, H., & Ibanez, S. (2002). *Procesos formadores de suelos: Laterización*. 9. <https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/122718/Moreno%3BIbañez-Procesos%3A%20formadores%3A%20La%20Gleyficación.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
 22. Morgenstern, N. R., & Sangrey, D. A. (1978). Methods of Stability Analysis. *LANDSLIDES: ANALYSIS AND CONTROL*, 176, 155–171.
 23. Najdanovic, N., & Obradovic, R. (1981). *Soil mechanics in engineering practice*. <https://doi.org/10.1097/00010694-194911000-00029>
 24. Paredes, J. (2020). *EVALUACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE LOS DEPÓSITOS DE SUELO UBICADOS EN LA LLANURA ALUVIAL Y EN EL COMPLEJO DELTAICO ESTUARINO DE GUAYAQUIL (ECU), Y SECTORES ADYACENTES DE DAULE, SAMBORONDÓN Y DURÁN, MEDIANTE ENSAYOS IN SITU CPTU*. ESPOL.
 25. Potts, D. M., & Zdravkovic, L. (1999). *FEM in Geotechnical Engineering: Theory* (T. Telford (ed.); 1st ed.). Thomas Telford.
 26. Potts, D. M., & Zdravkovic, L. (2001). *FEM analysis in geotechnical engineering*:

Application. (Thomas Telford (ed.); 1st ed.). Thomas Telford.

27. Robertson, P. K., & Cabal, K. L. (2014). *Guide to Cone Penetration Testing* (P. B. T.-T. on W. S. Wilderer (ed.)). Oxford. Elsevier.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/B978-0-444-53199-5.00024-5>

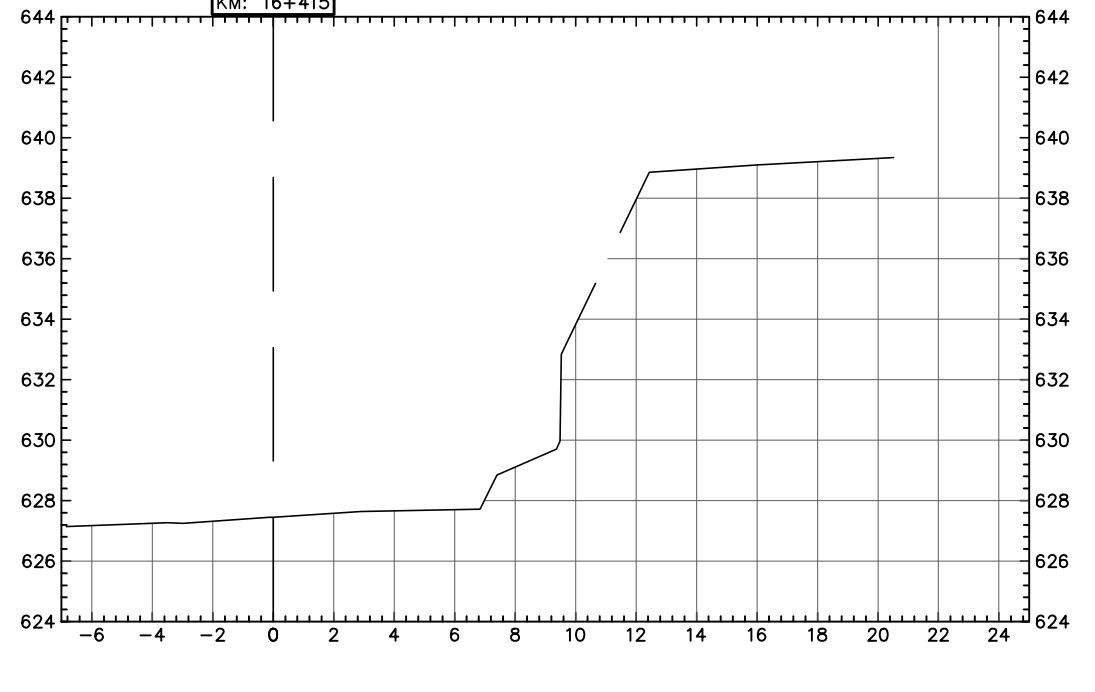
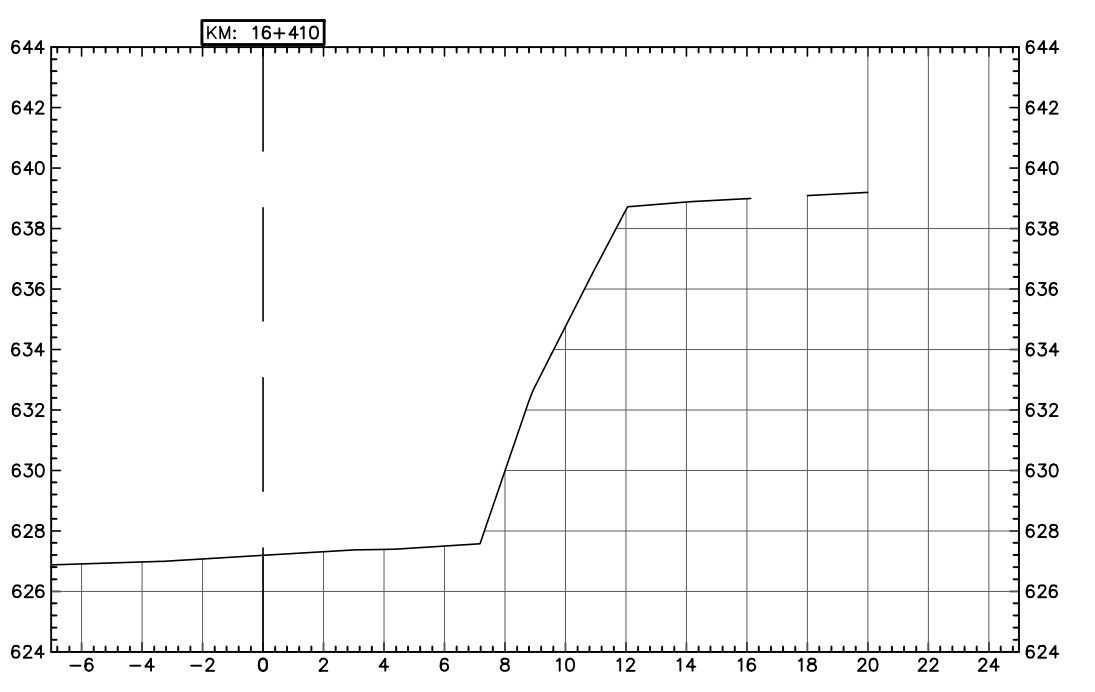
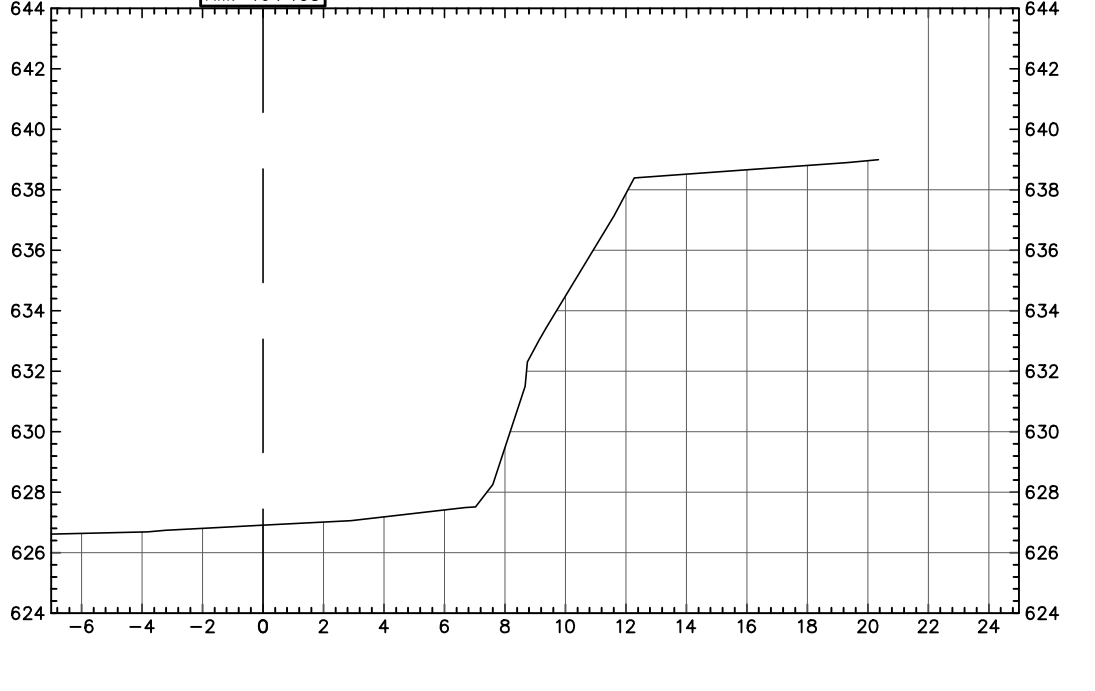
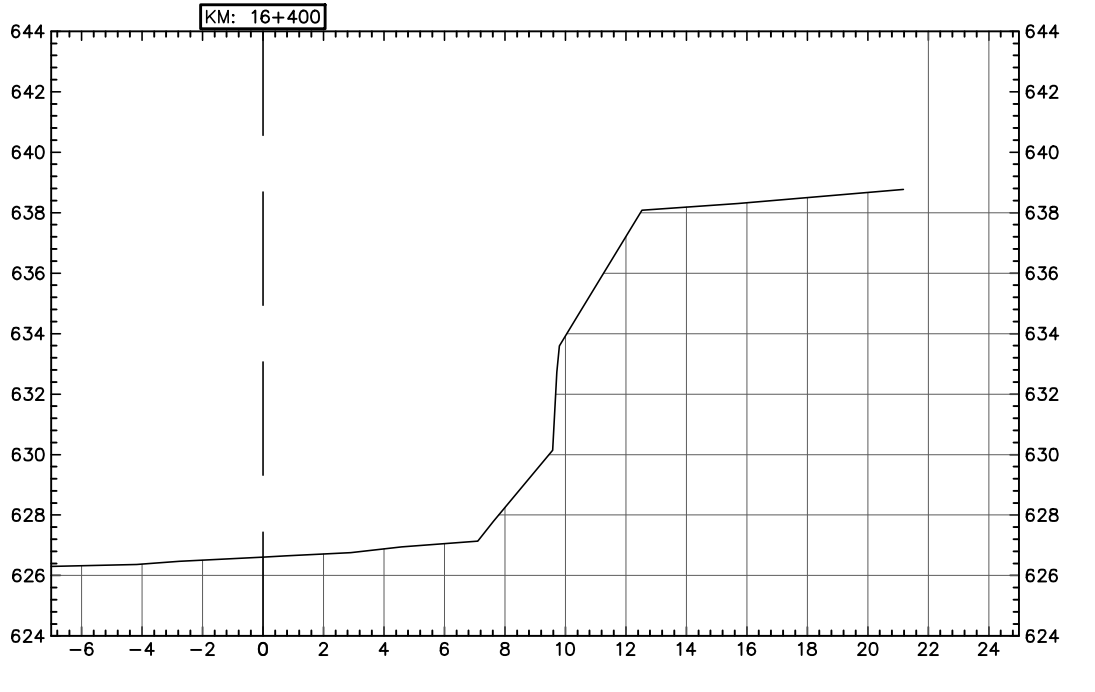
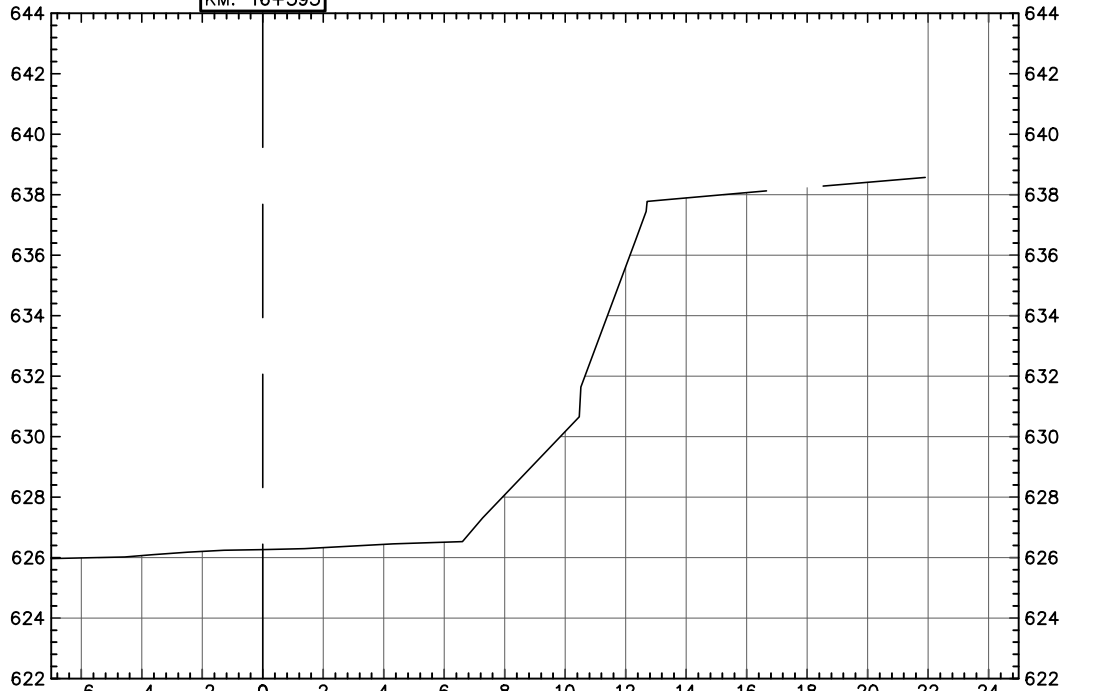
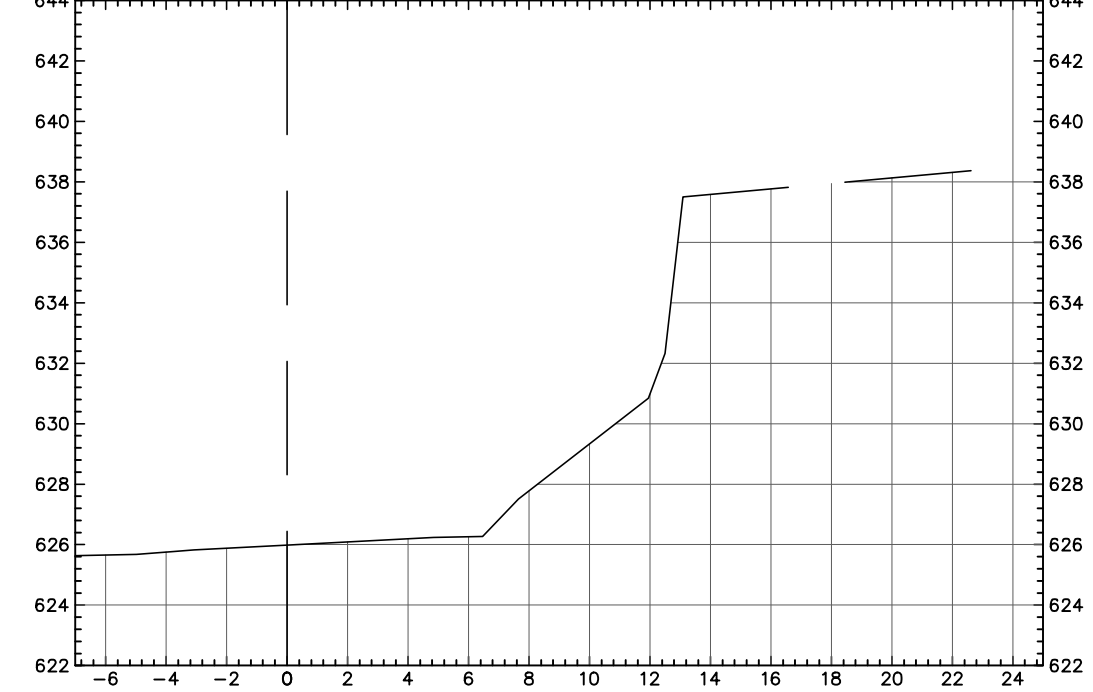
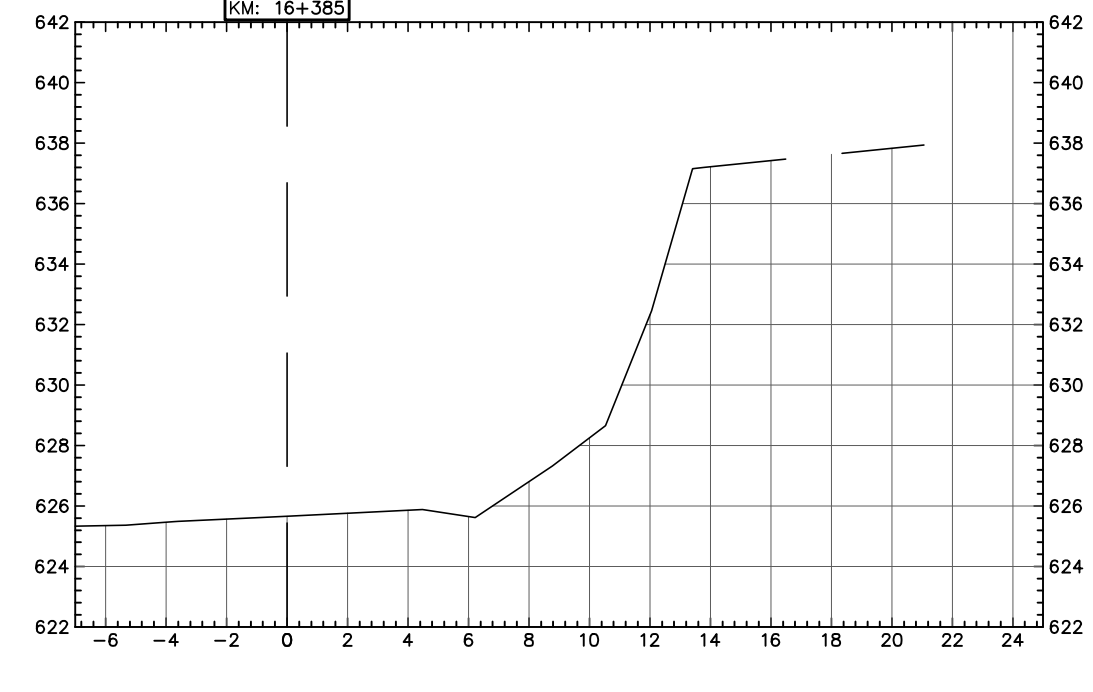
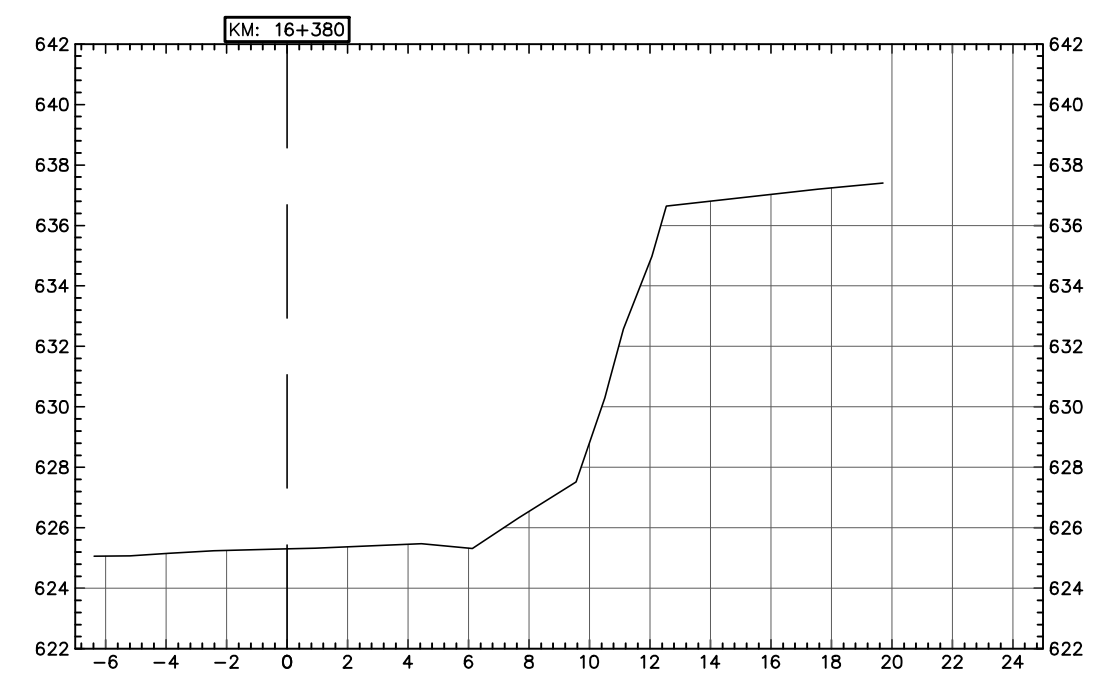
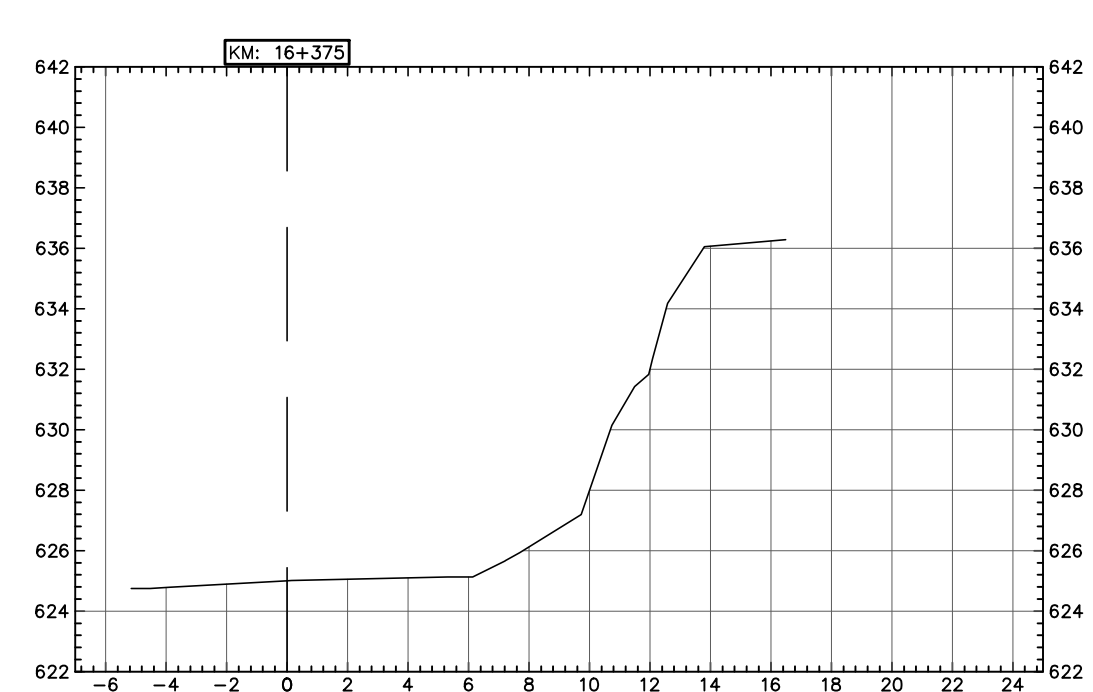
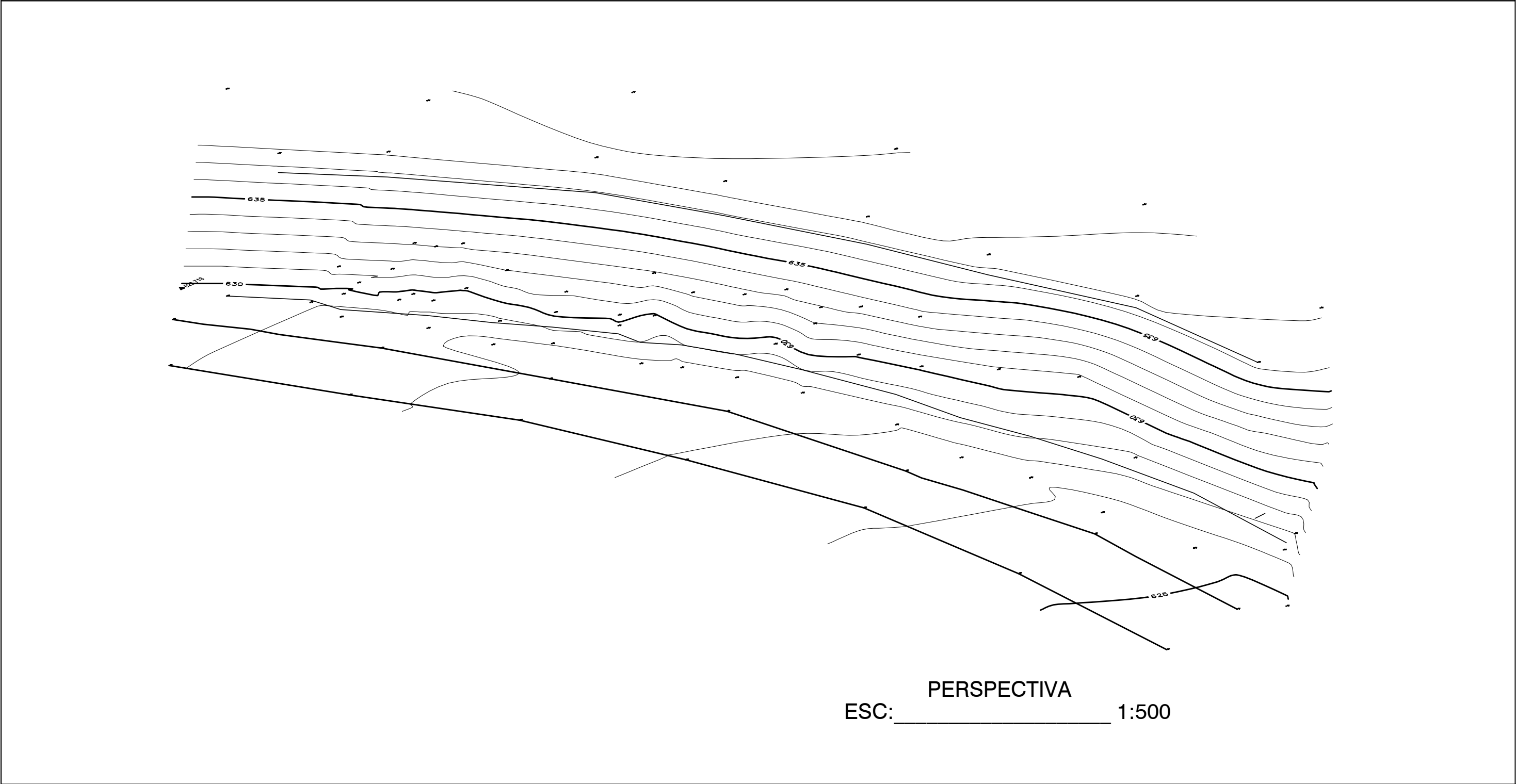
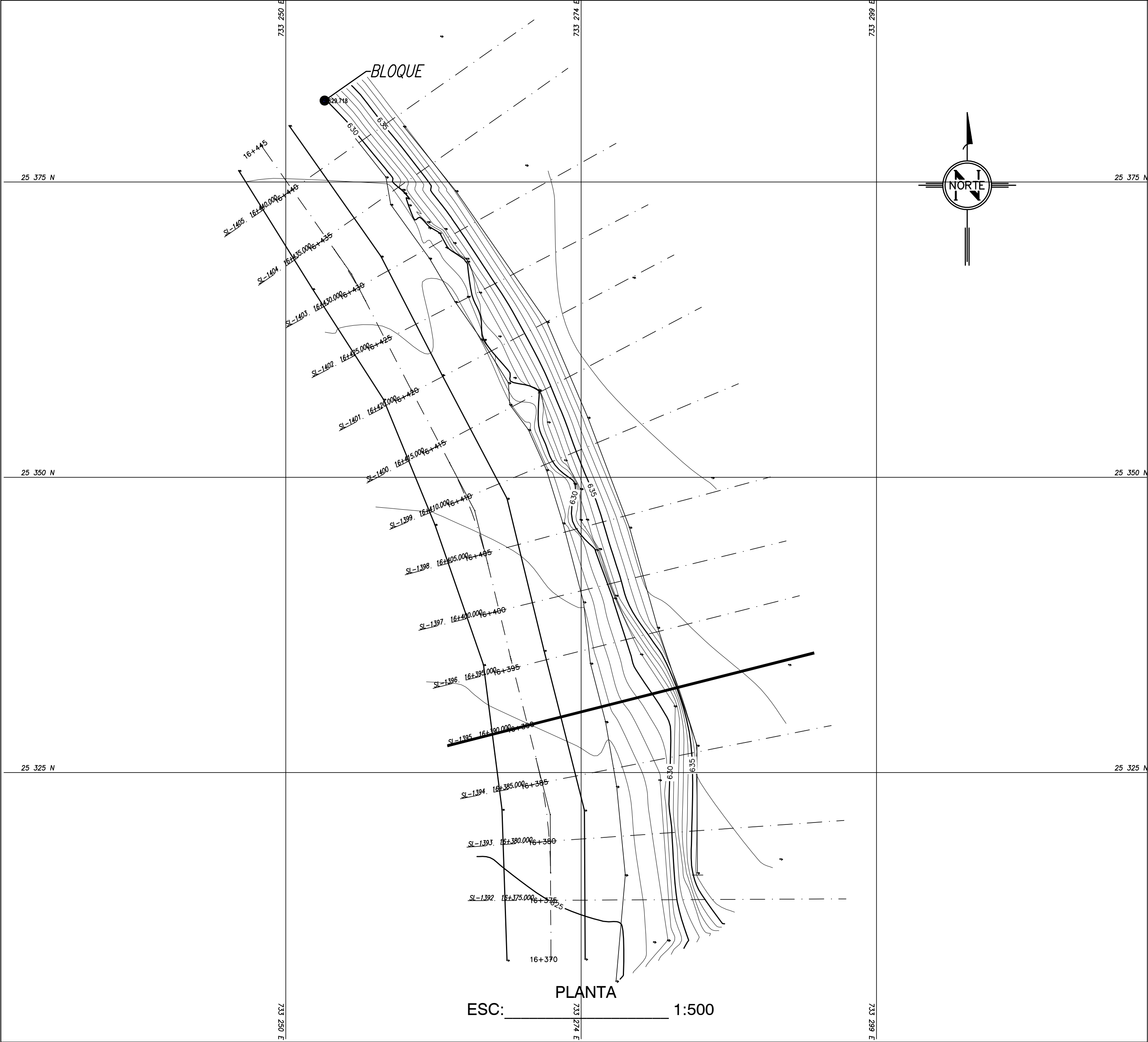
APÉNDICES

APÉNDICE A
LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO



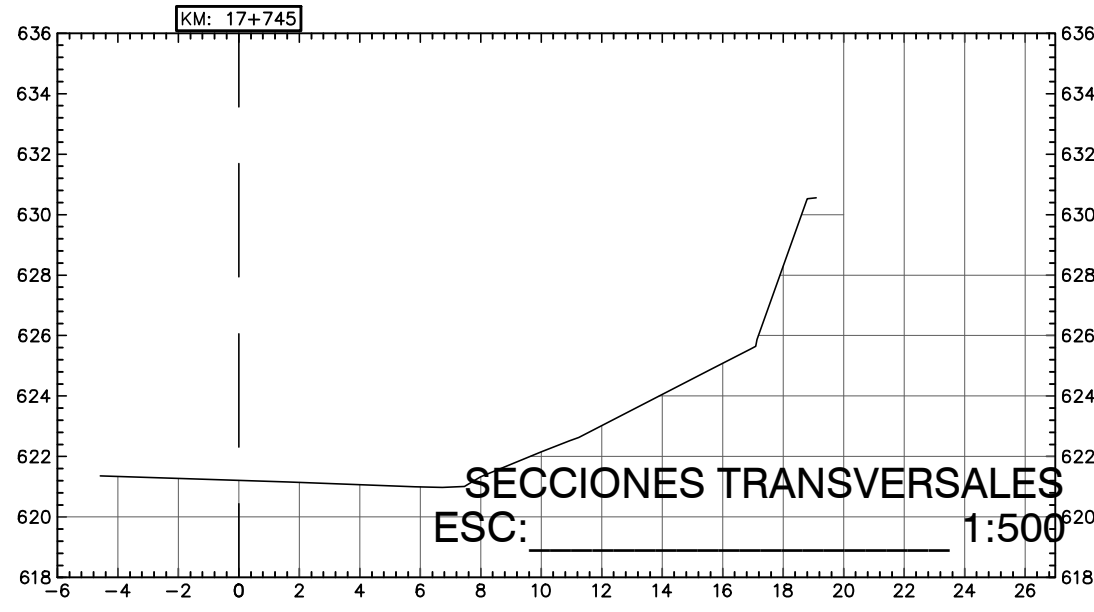
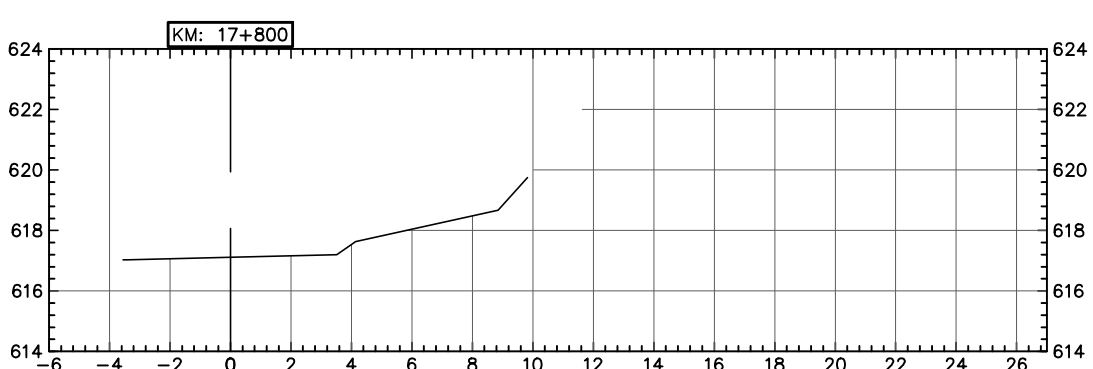
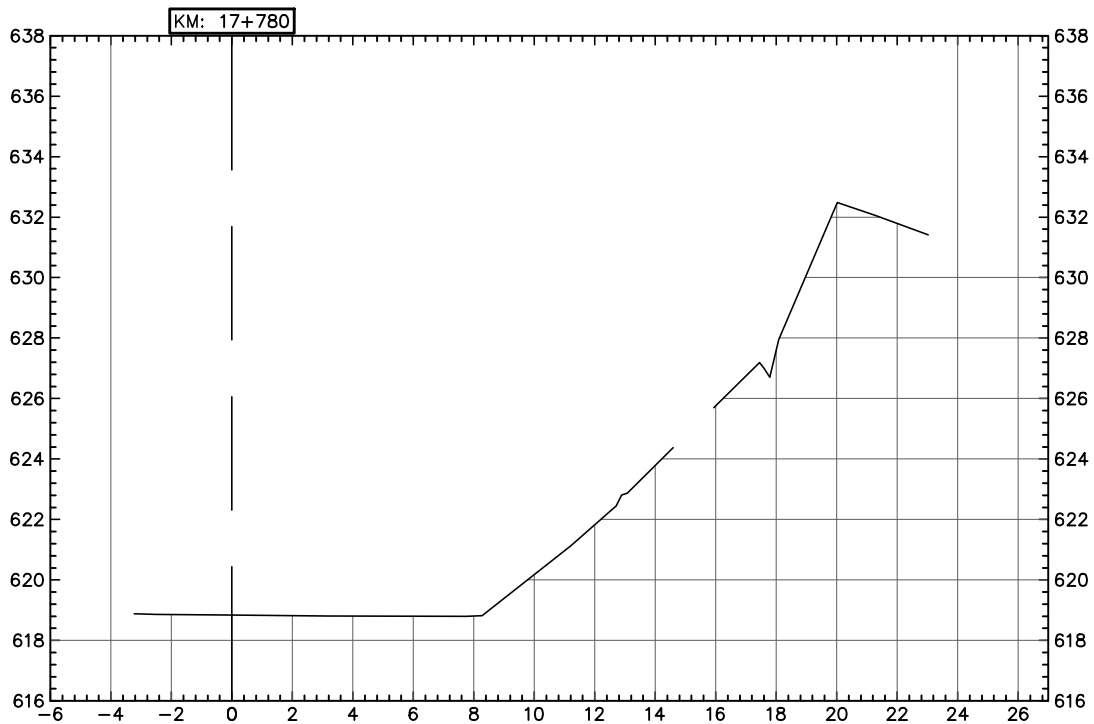
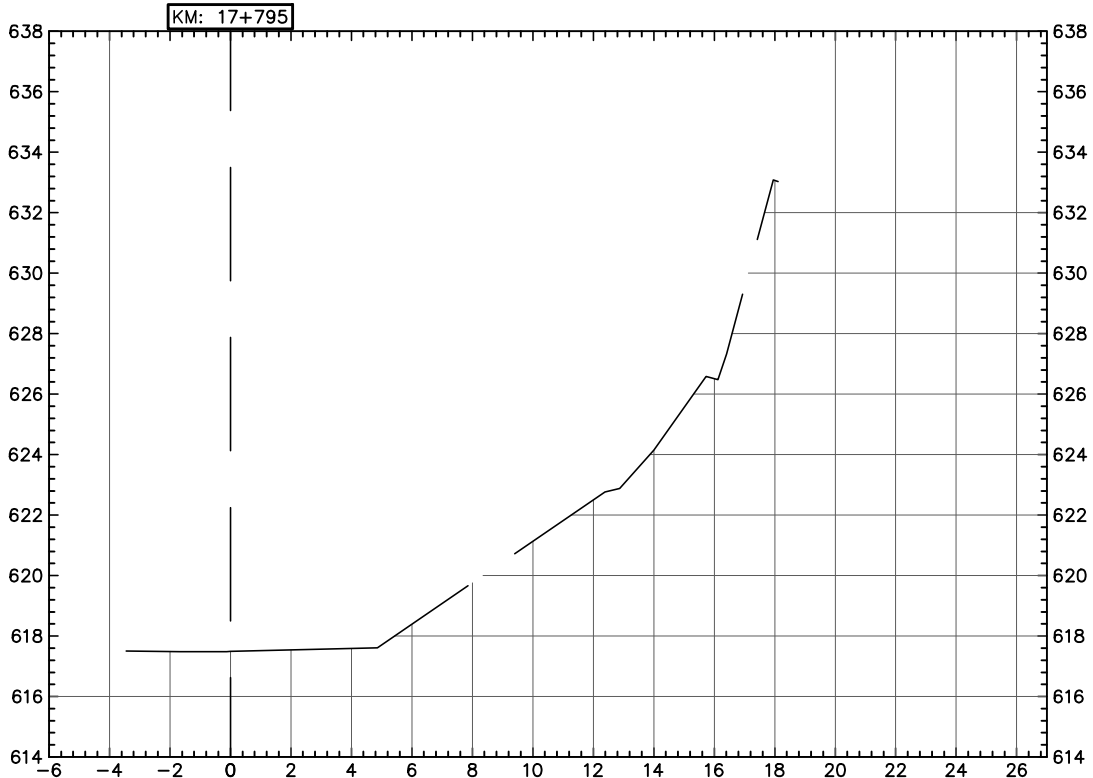
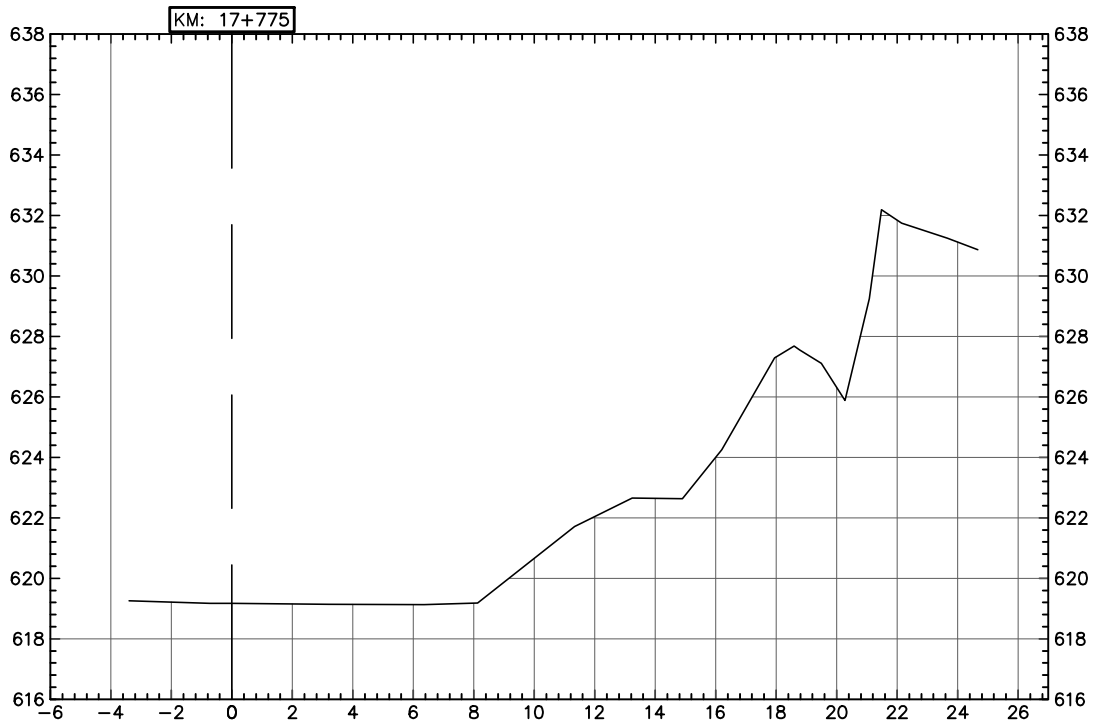
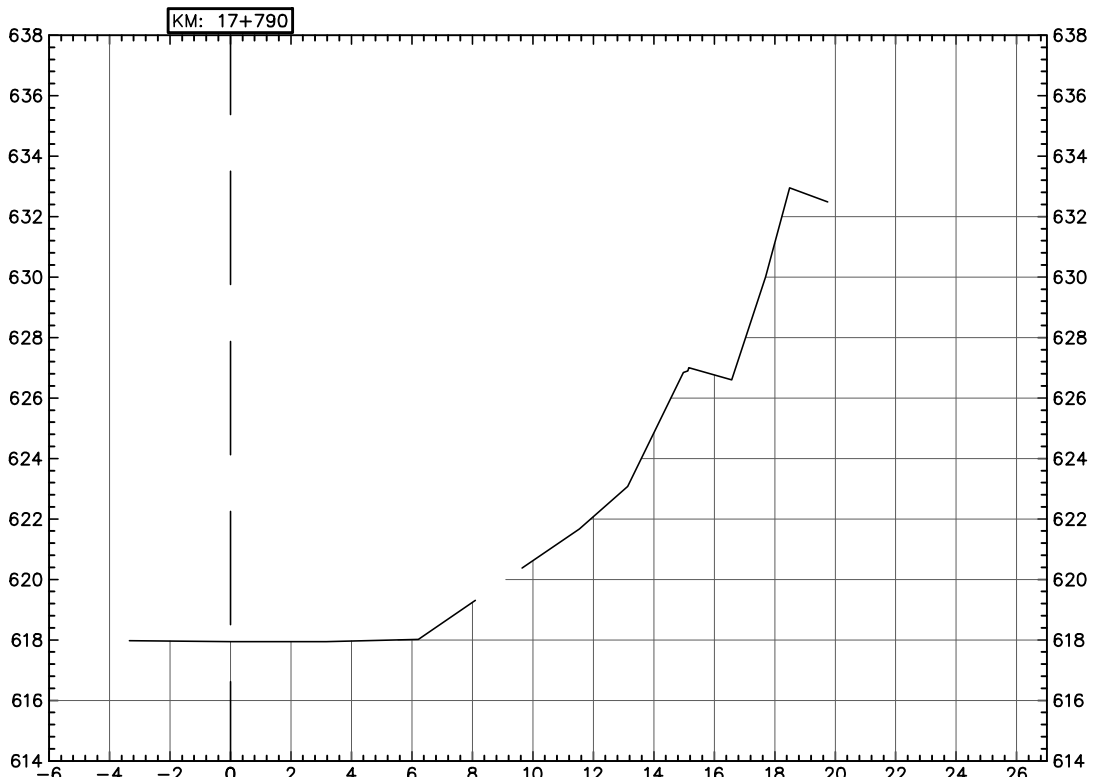
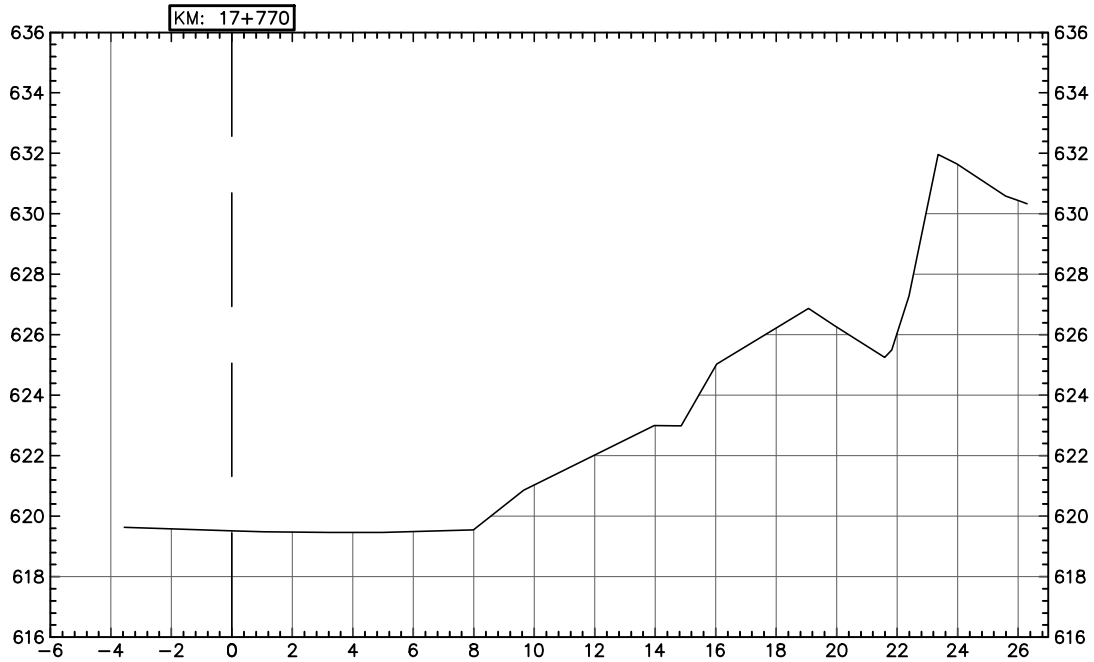
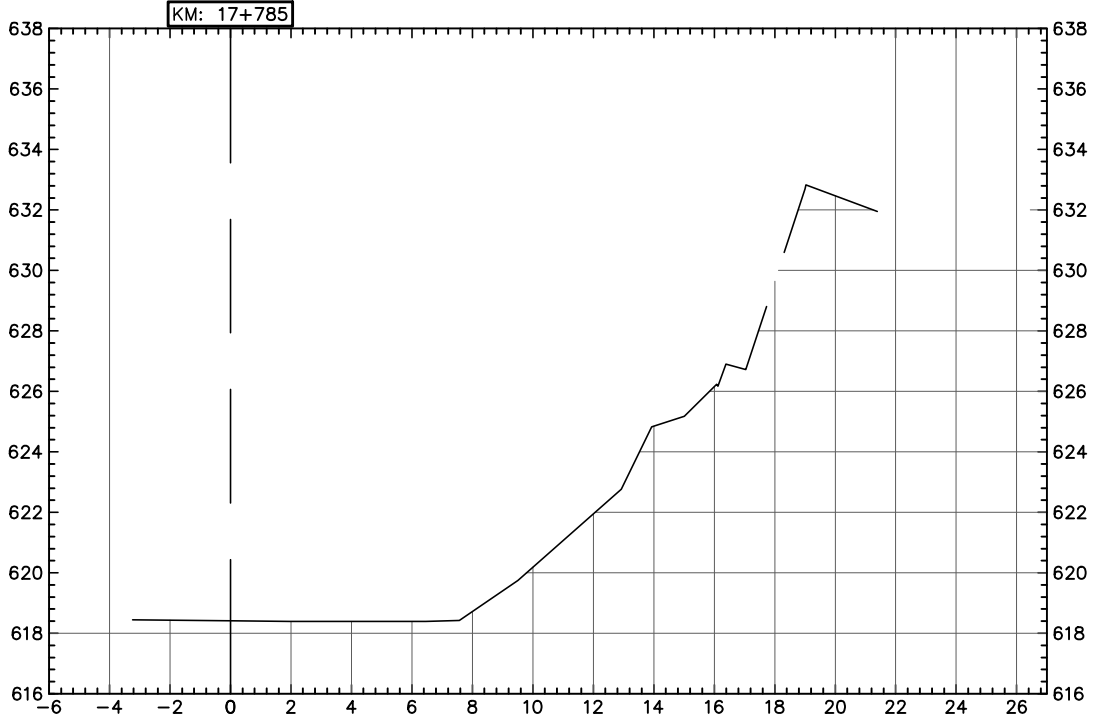
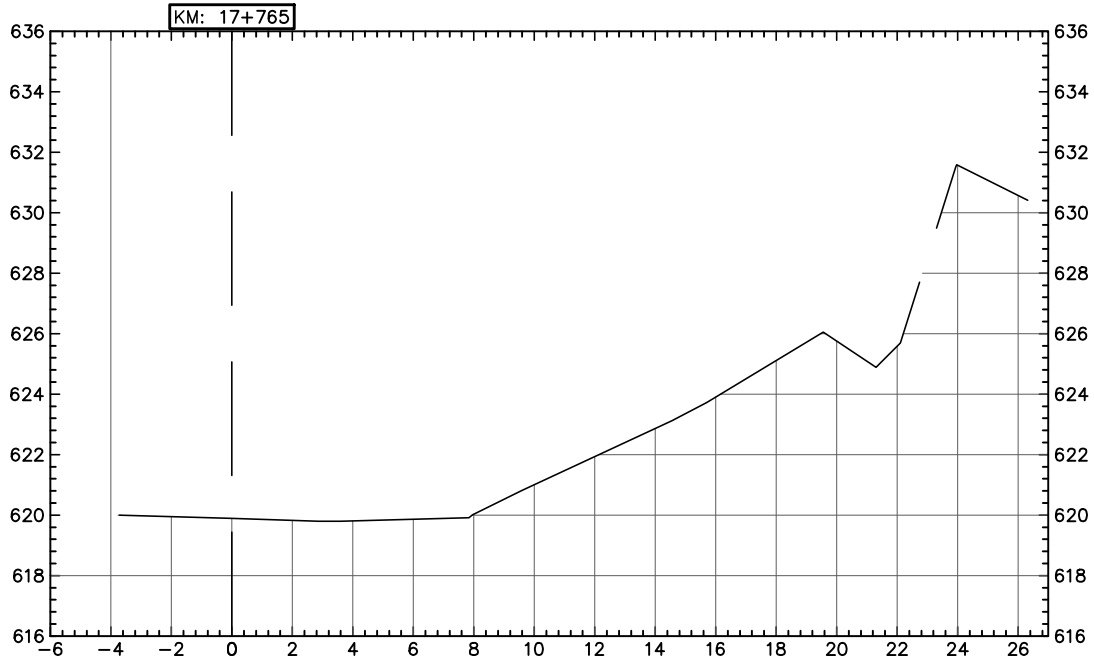
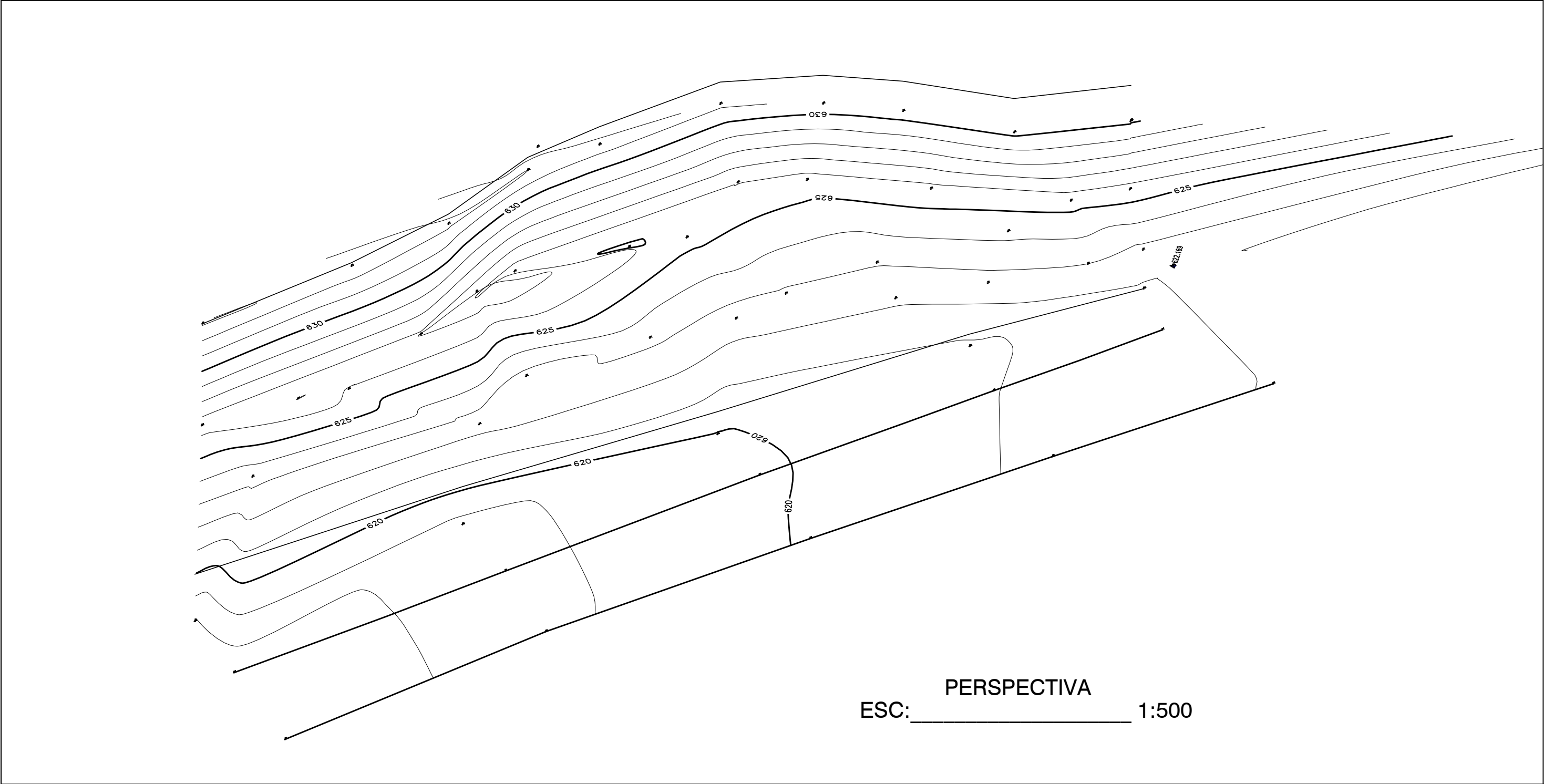
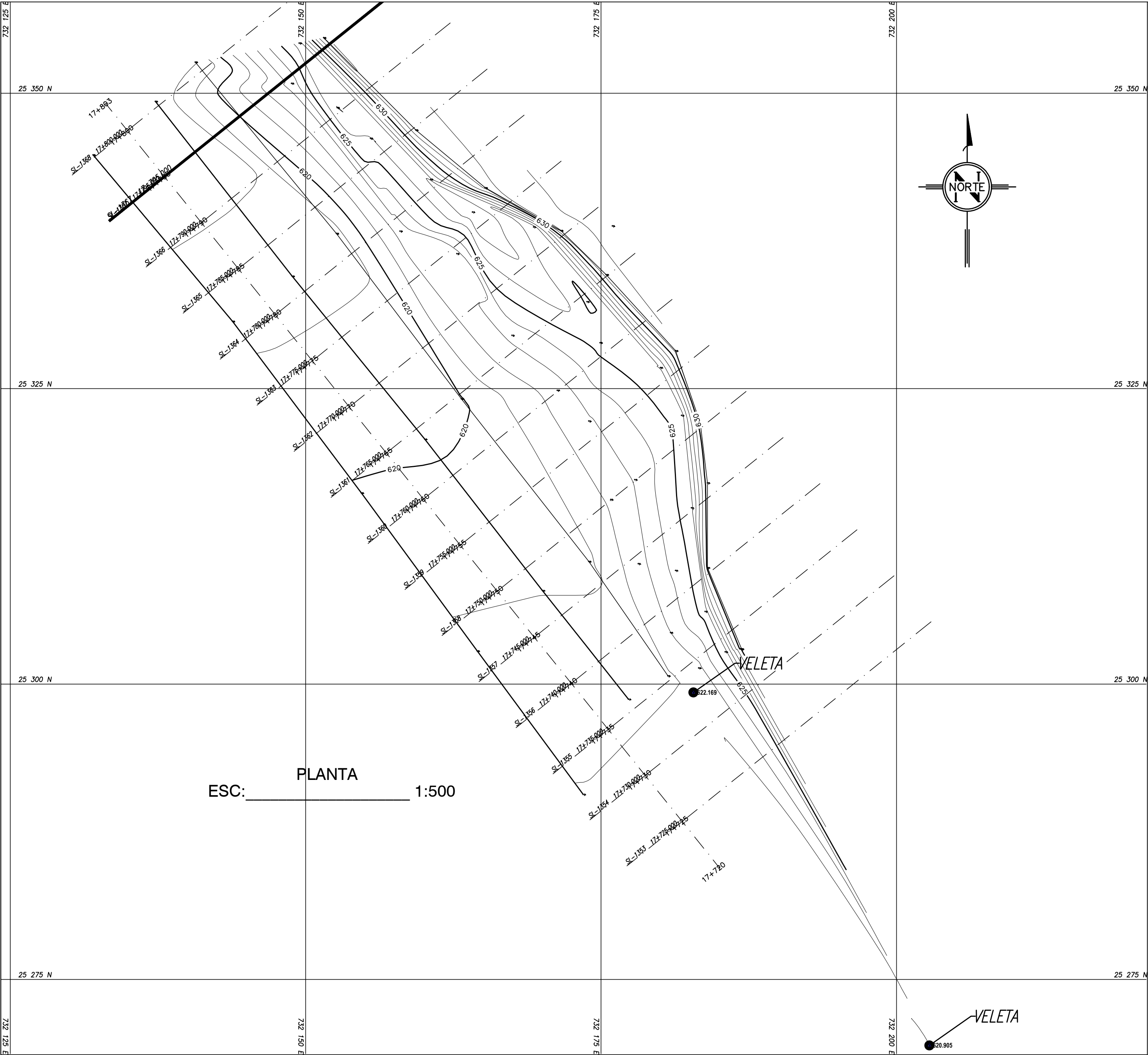
SECCIONES TRANSVERSALES
ESC: 1:500

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL			
PROYECTO: EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS LATERÍTICOS MEDIANTE LA APLICACIÓN RETRO CÁLCULO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD			
CONTIENE: VÍA GOLONDRINAS-TALUDES, PLANTA, SECCIONES Y PERSPECTIVA, SITIO 10			
LEVANTAMIENTO: ING. MARCO GREGORIO LARA CAPATA ING. MARCO LARA	ESCALA: INDICADAS	LAMINA: 10 10	
SOLICITA: ING. GALO RODRIGO LÓPEZ PENA ING. GALO LÓPEZ	FECHA: OCTUBRE - 2022		

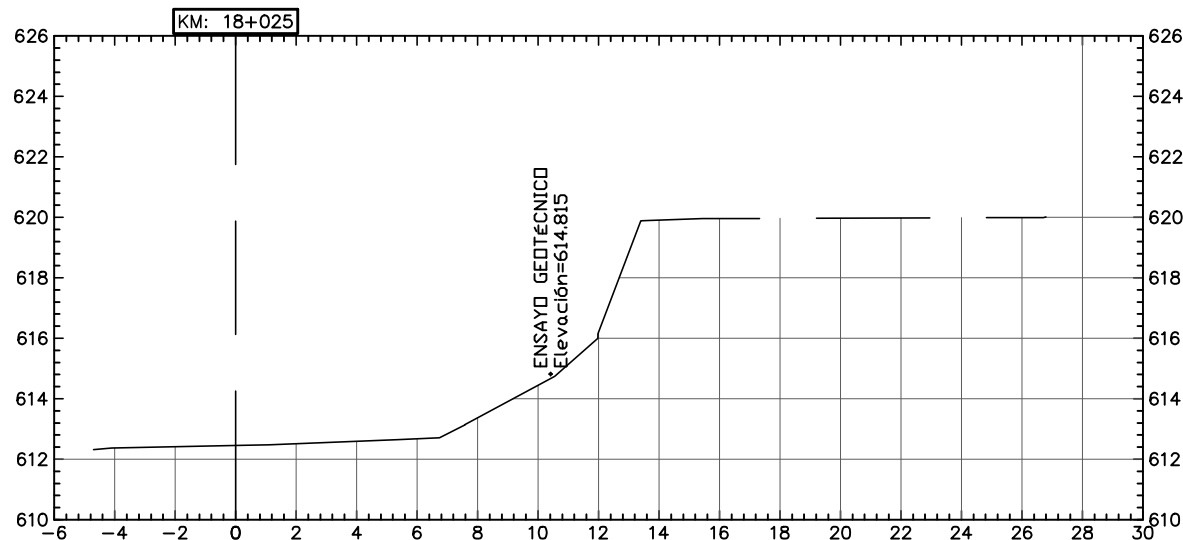
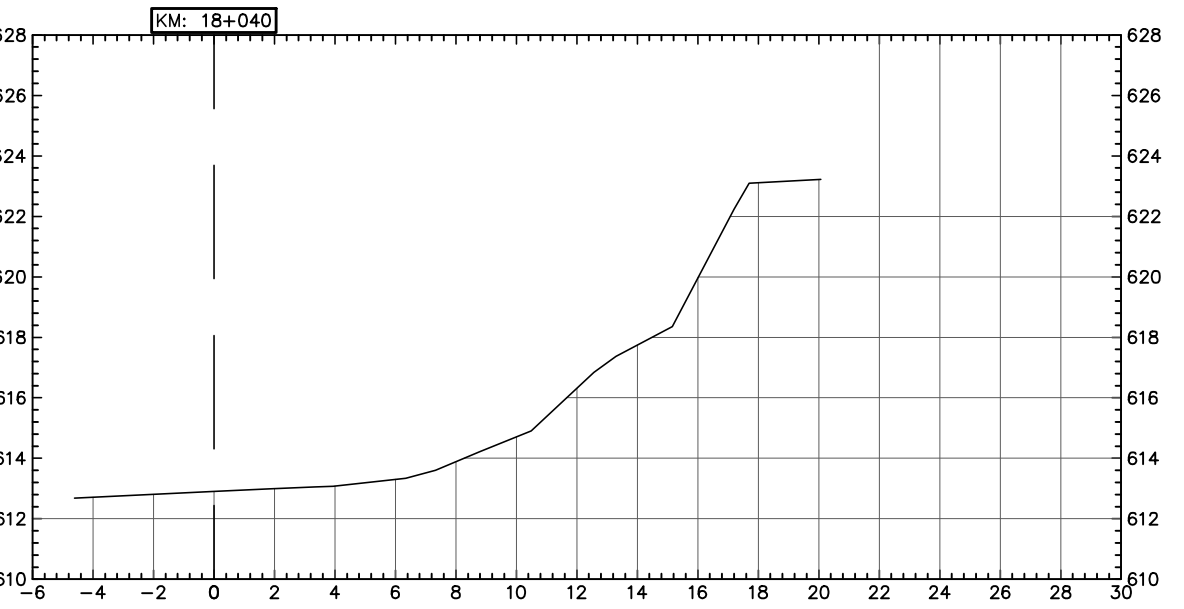
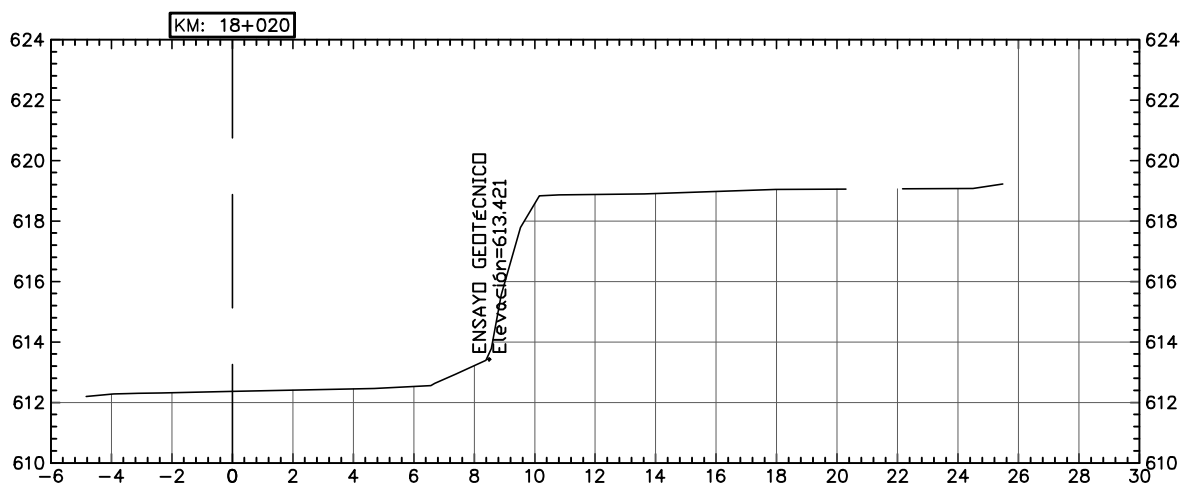
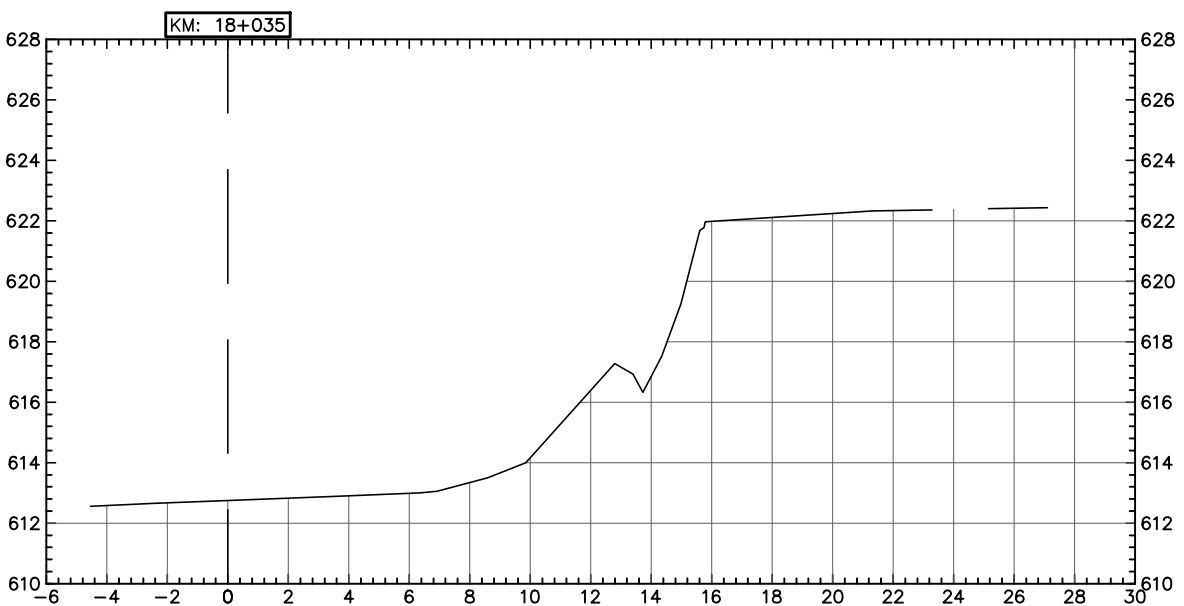
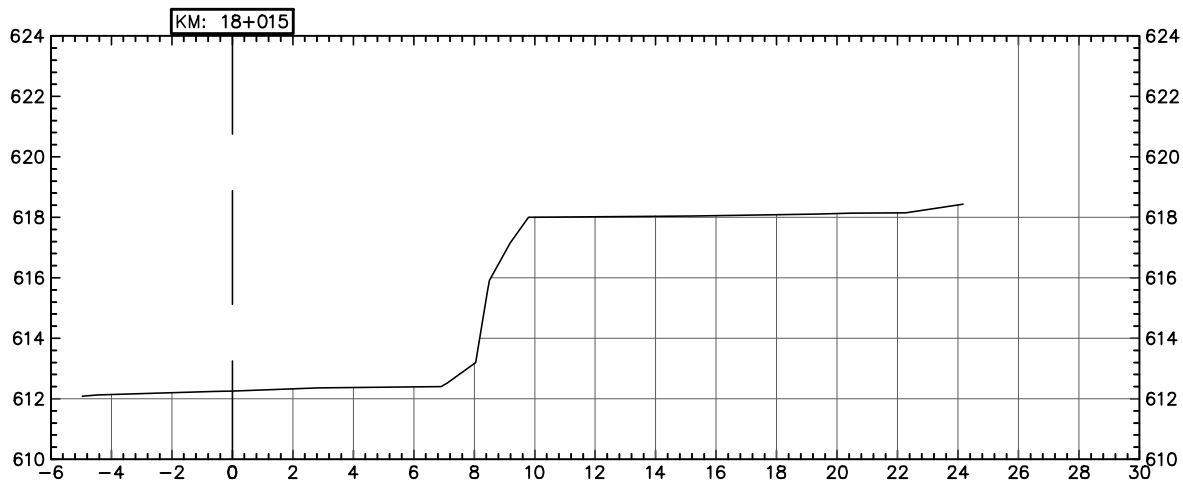
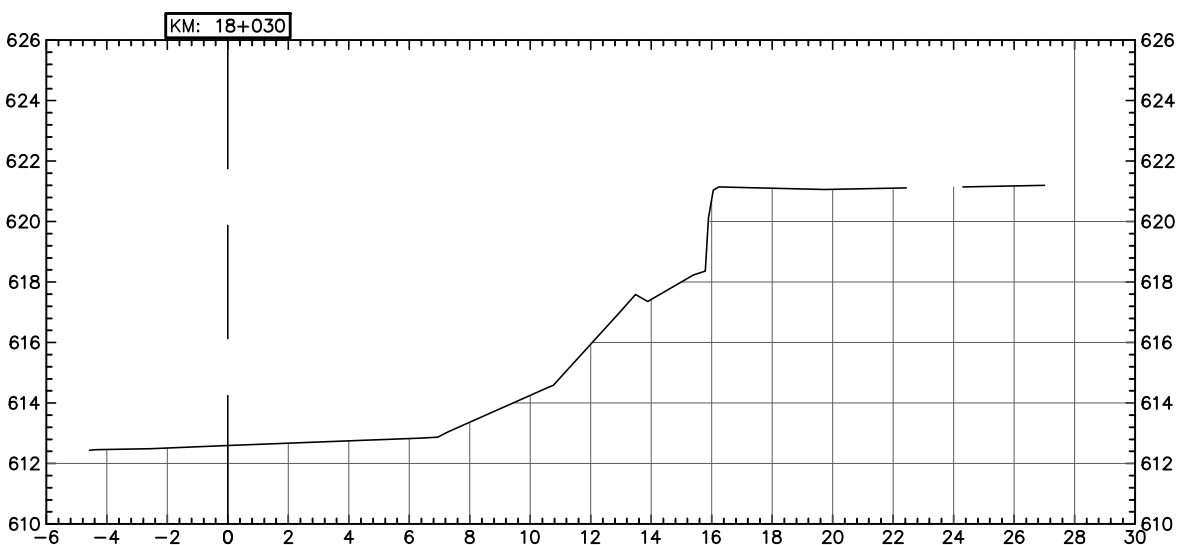
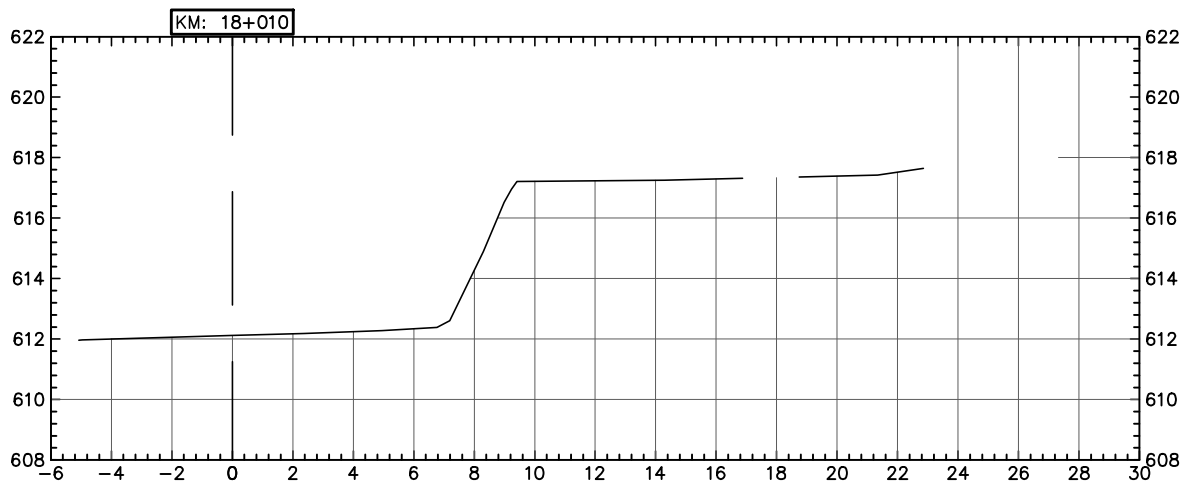
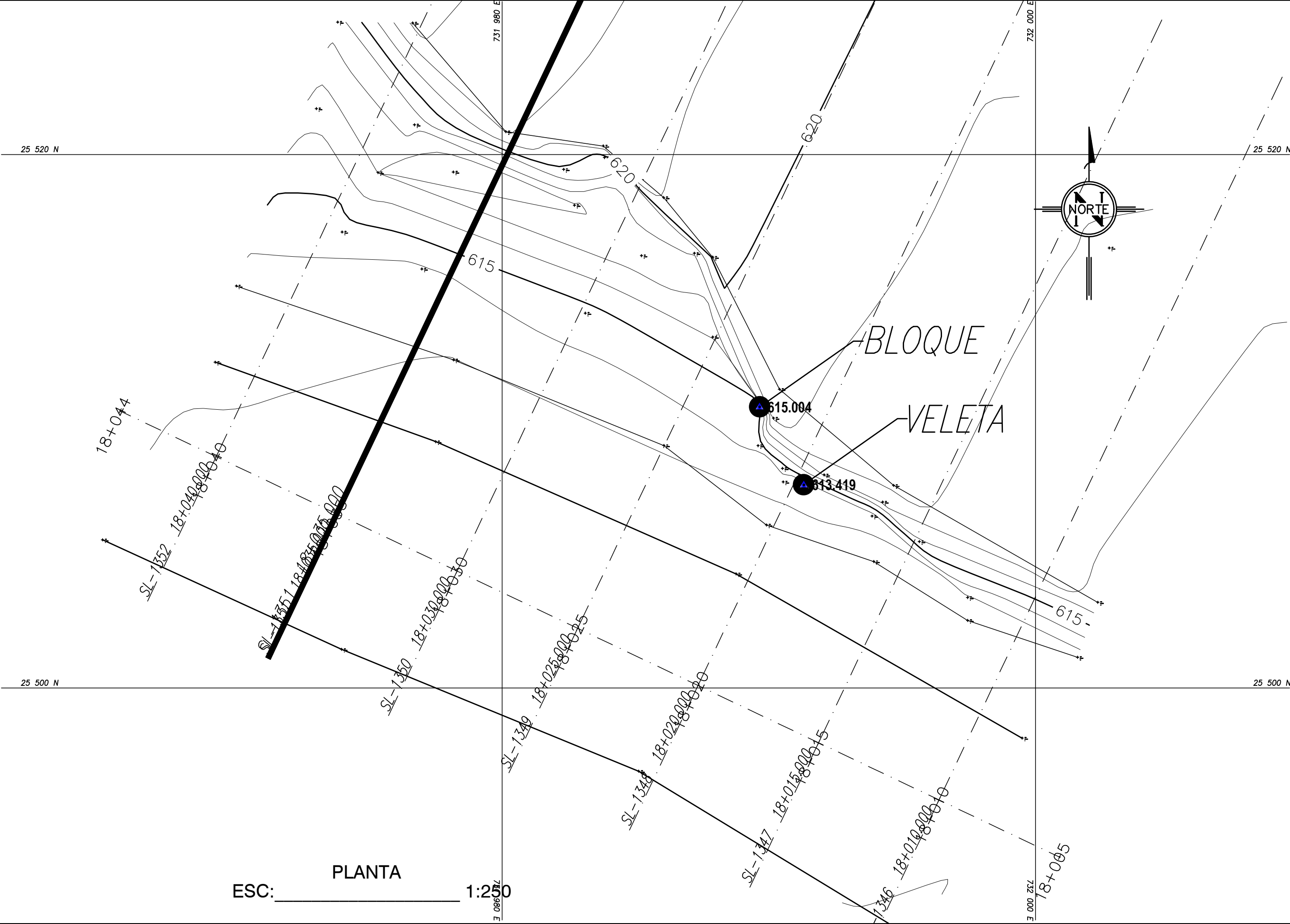


ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL			
PROYECTO: EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS LATERÍTICOS MEDIANTE LA APLICACIÓN RETRO CÁLCULO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD			
CONTIENE: VÍA GOLONDRINAS-TALUDES, PLANTA, SECCIONES Y PERSPECTIVA, SITIO 2			
LEVANTAMIENTO:  ING. MARCO GREGORIO LARA ING. MARCO LARA	ESCALA: INDICADAS	LAMINA: 1 10	
SOLICITA:  ING. GALO RODRÍGUEZ LÓPEZ ING. GALO LÓPEZ	FECHA: OCTUBRE - 2022		

SECCIONES TRANSVERSALES
ESC: 1:750

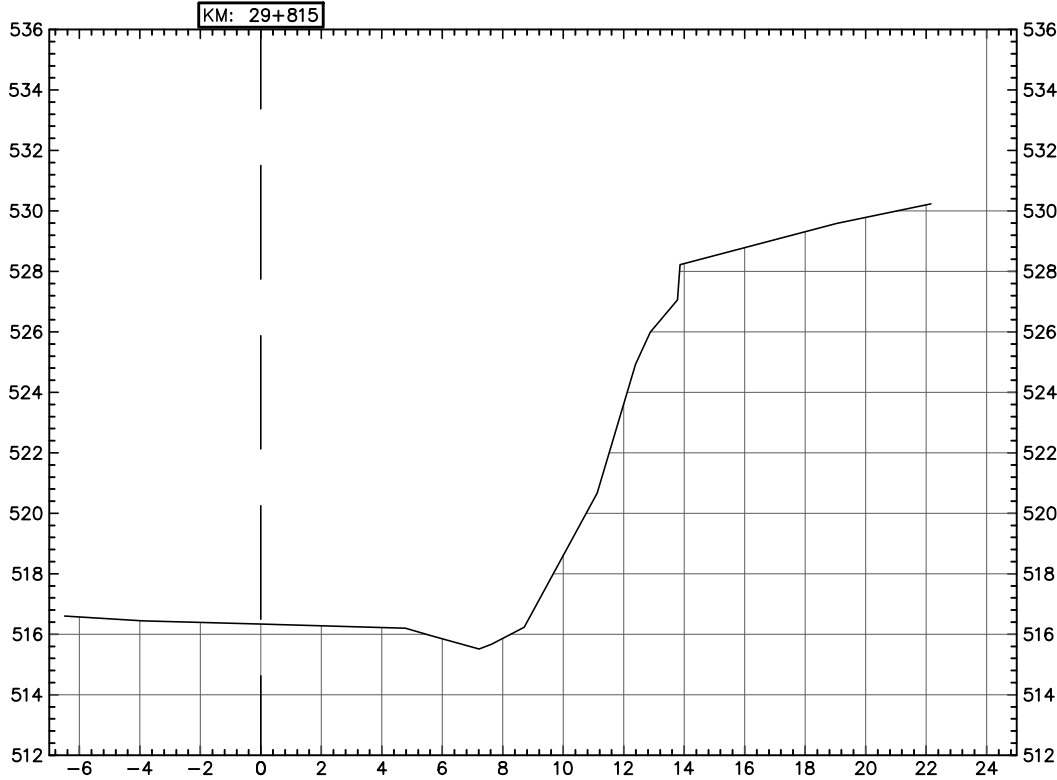
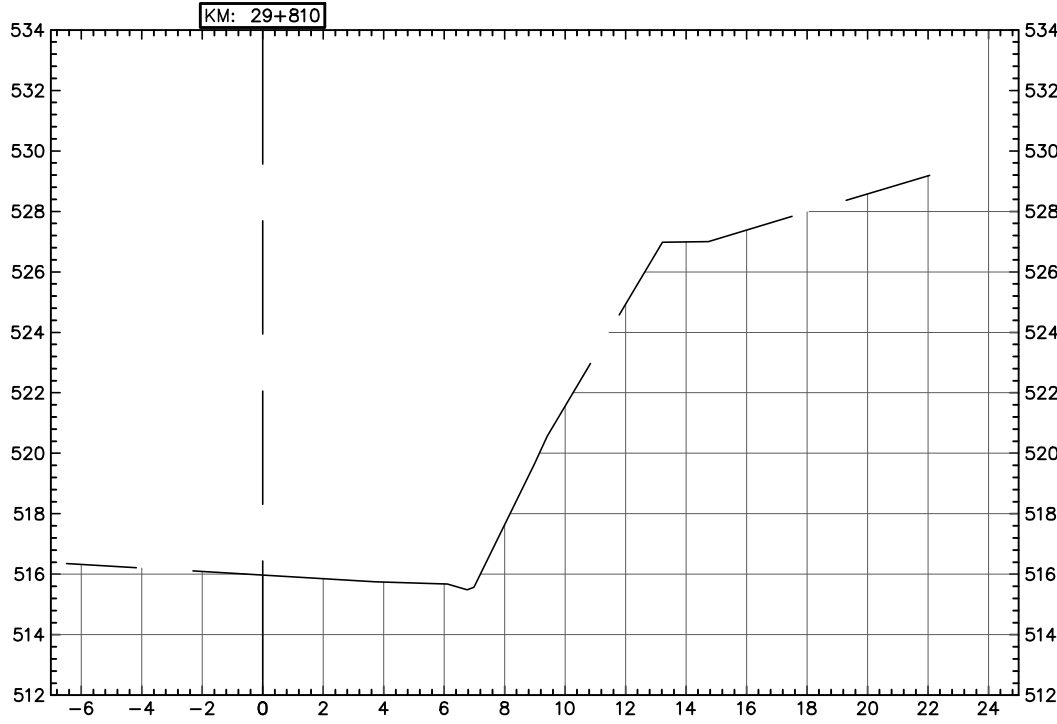
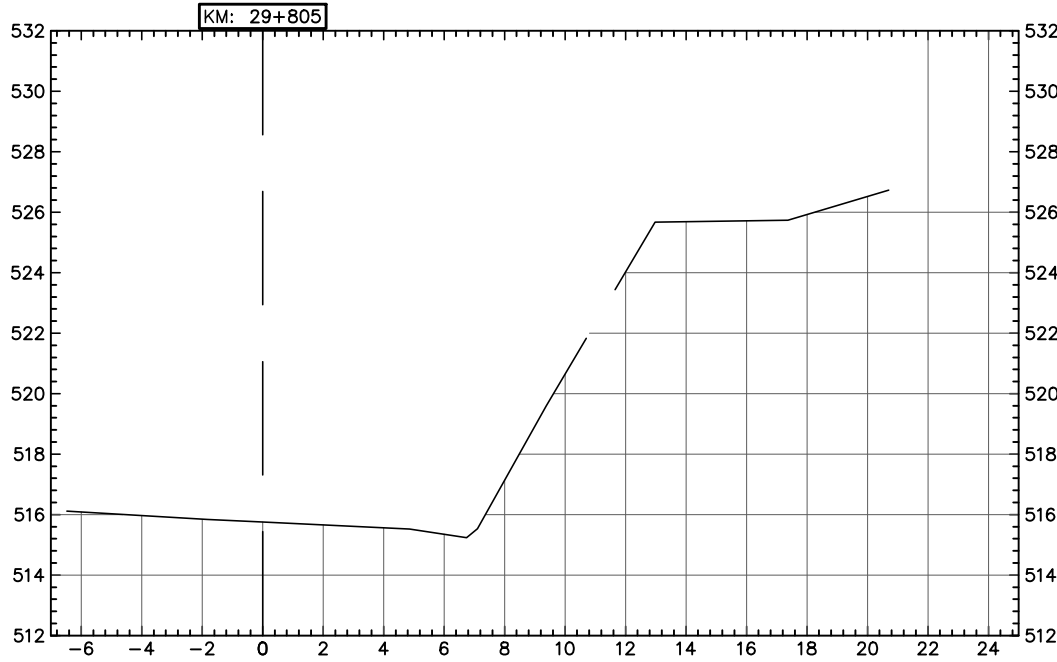
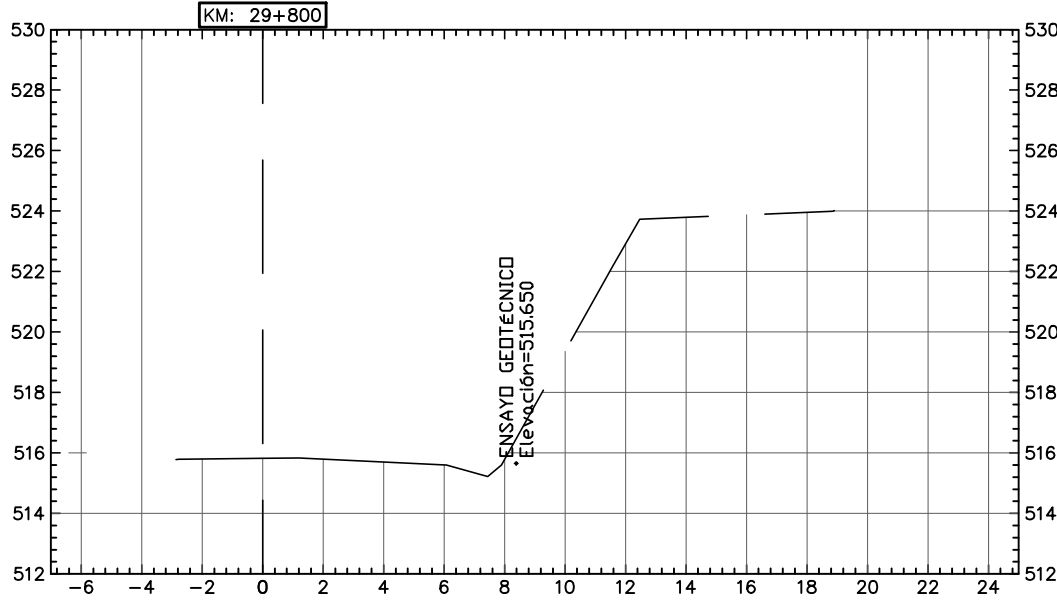
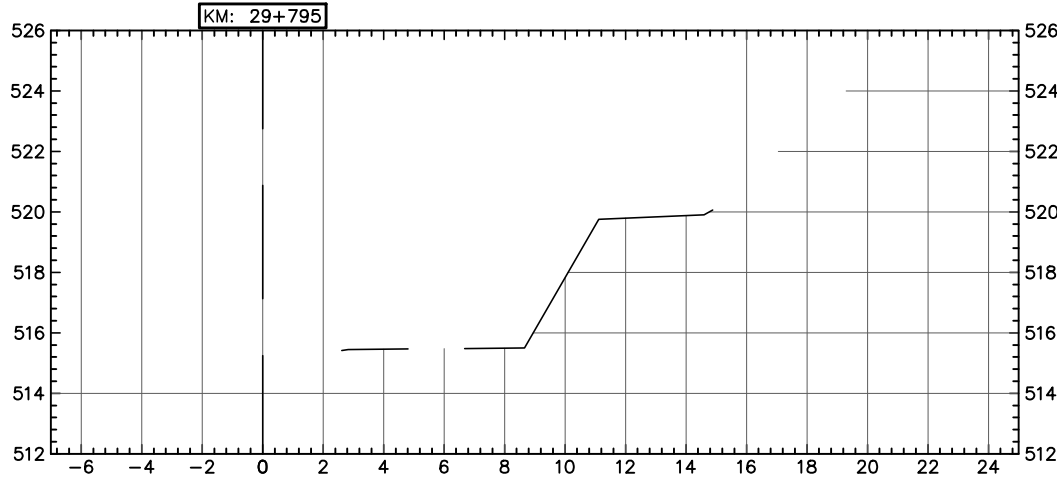
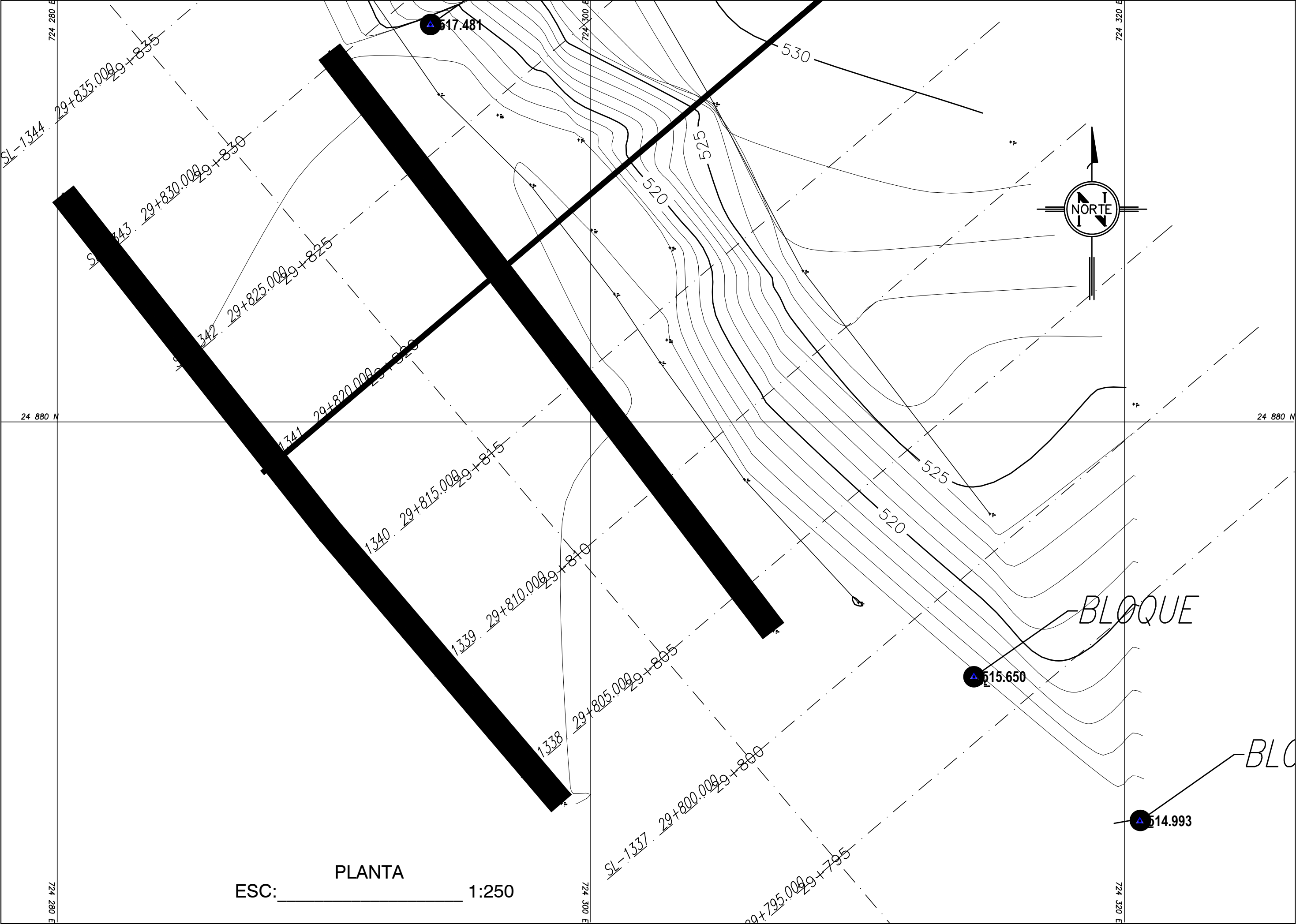


ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL		
PROYECTO: EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS LATERÍTICOS MEDIANTE LA APLICACIÓN RETRO CÁLCULO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD		
CONTIENE: VÍA GOLONDRINAS-TALUDES, PLANTA, SECCIONES Y PERSPECTIVA, SITIO 2		
LEVANTAMIENTO: ING. MARCO GREGORIO LARA ZAPATA	ESCALA: INDICADAS	LAMINA: 2 10
SOLICITA: ING. GALO RODRÍGO LÓPEZ PENA	FECHA: OCTUBRE - 2022	

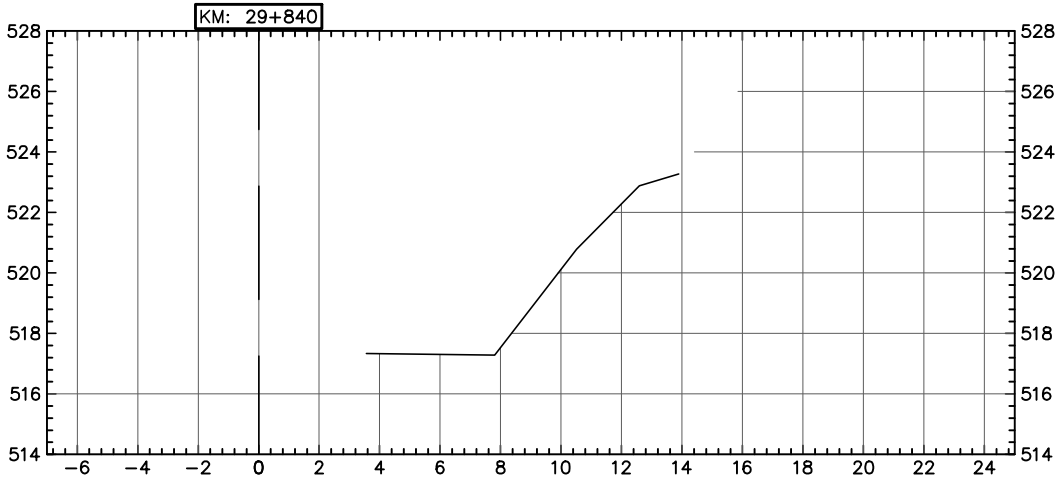
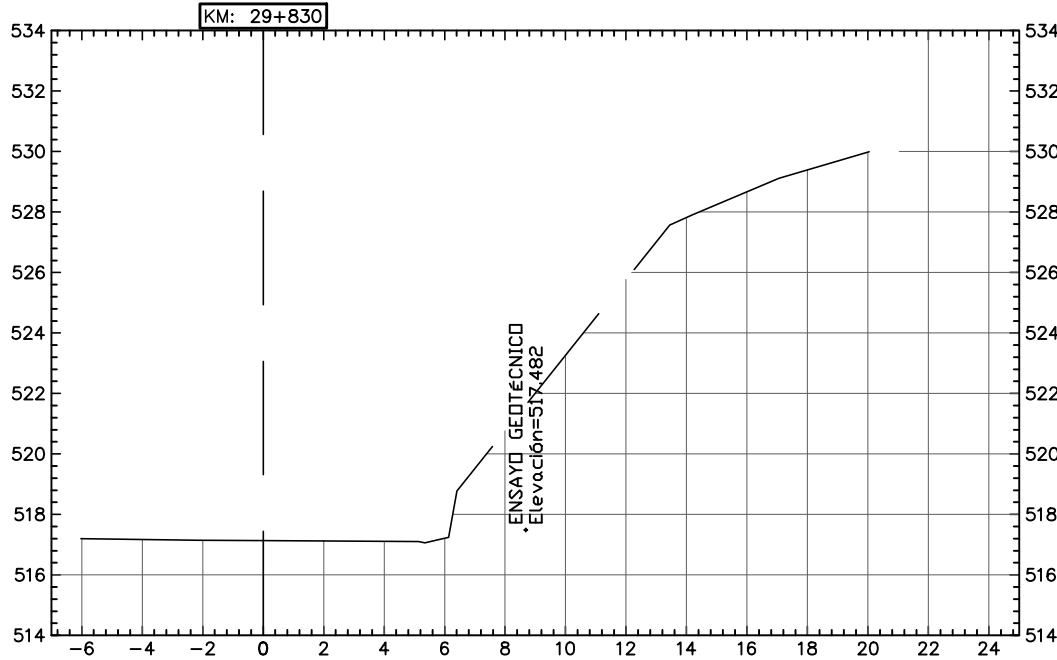
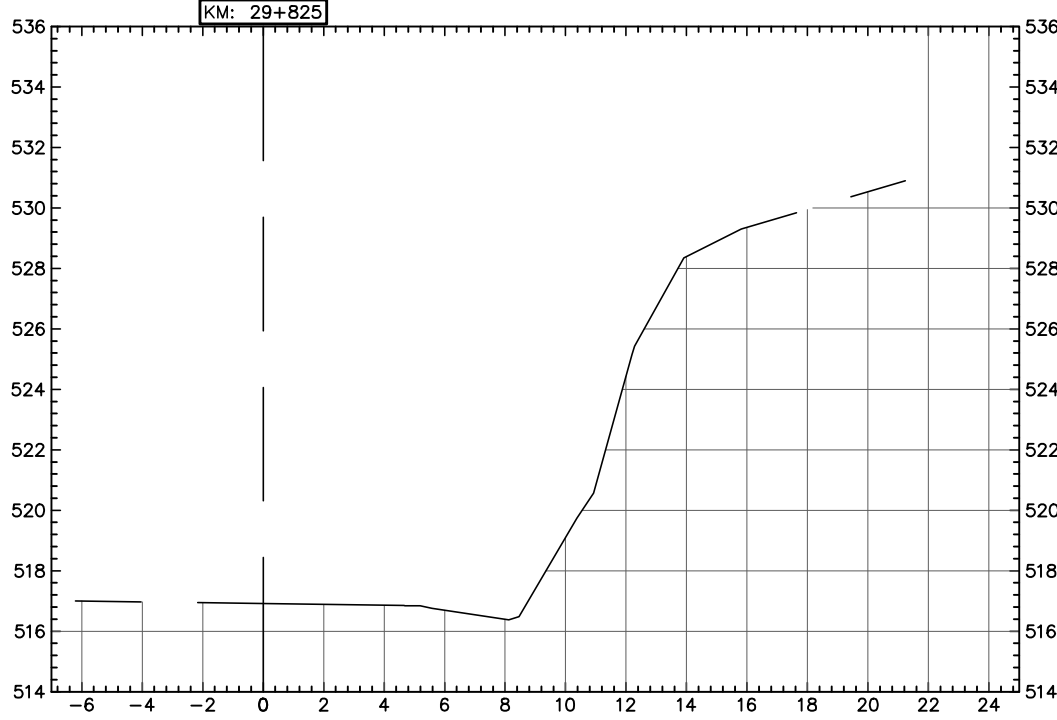
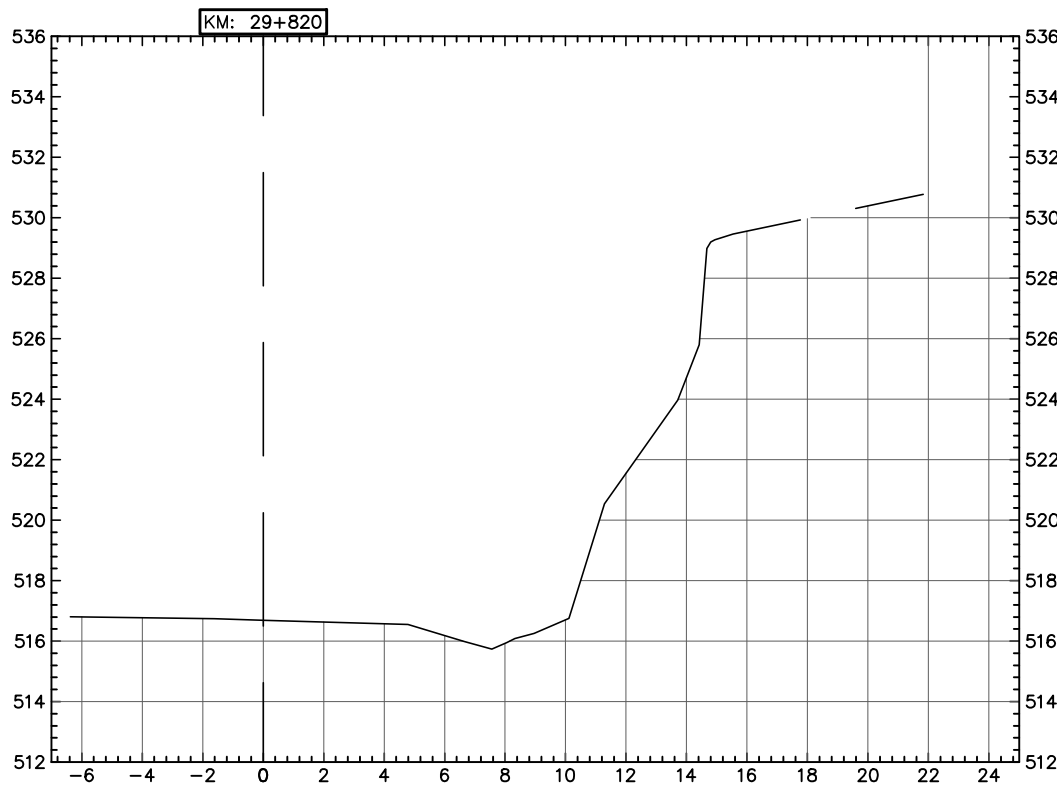


SECCIONES TRANSVERSALES
ESC: 1:500

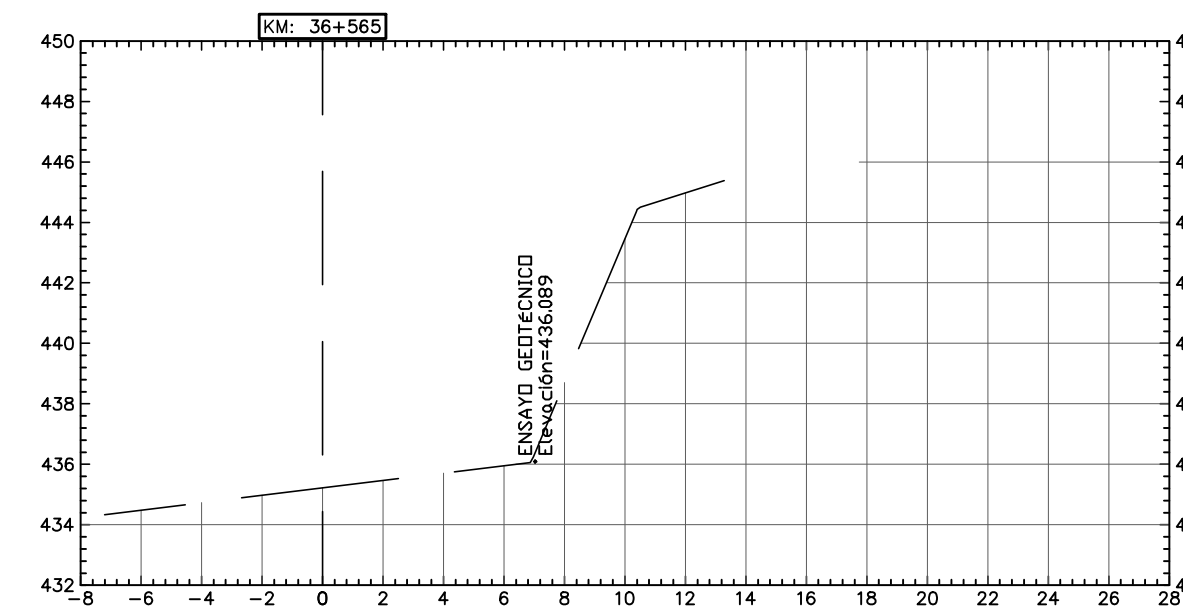
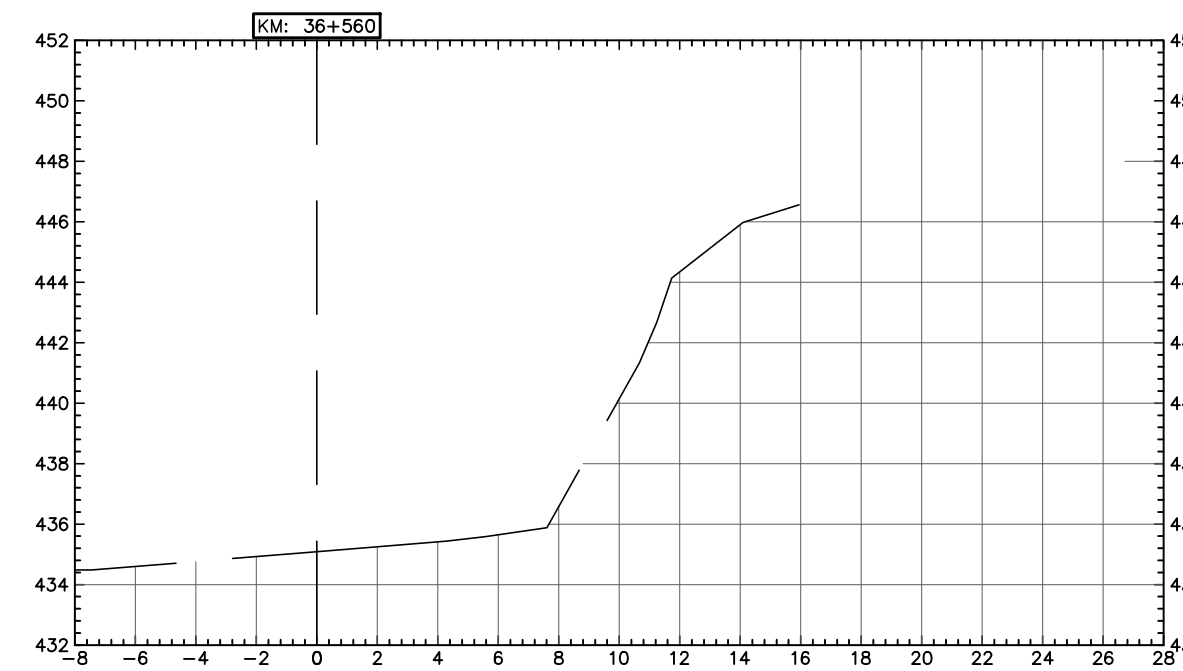
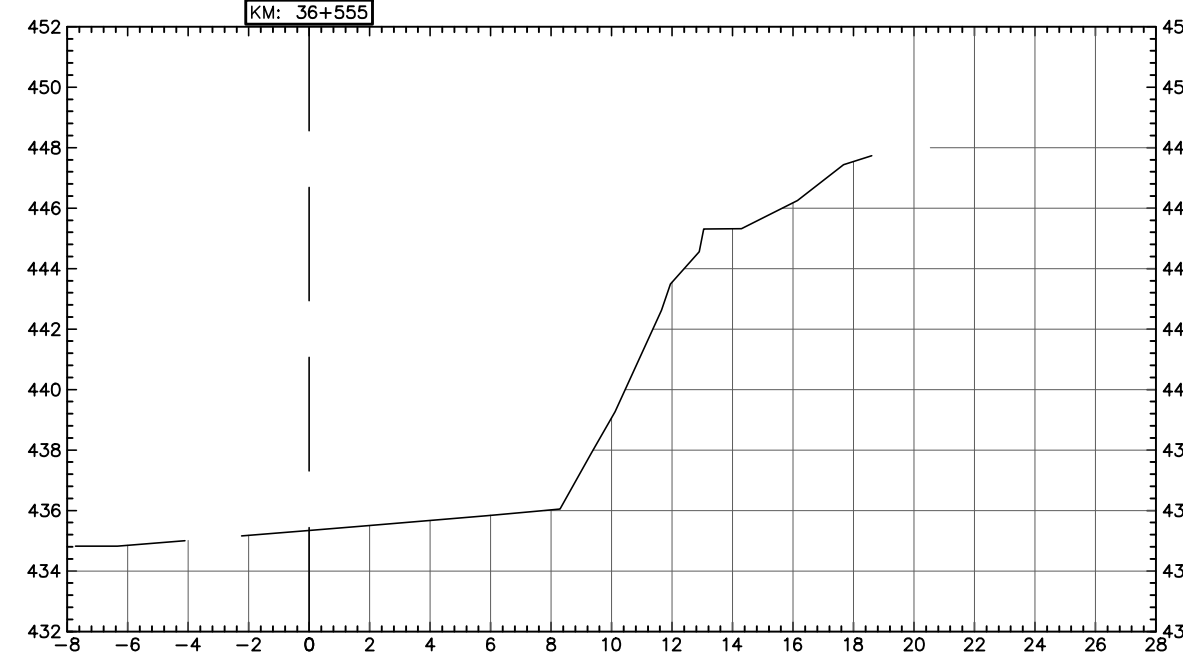
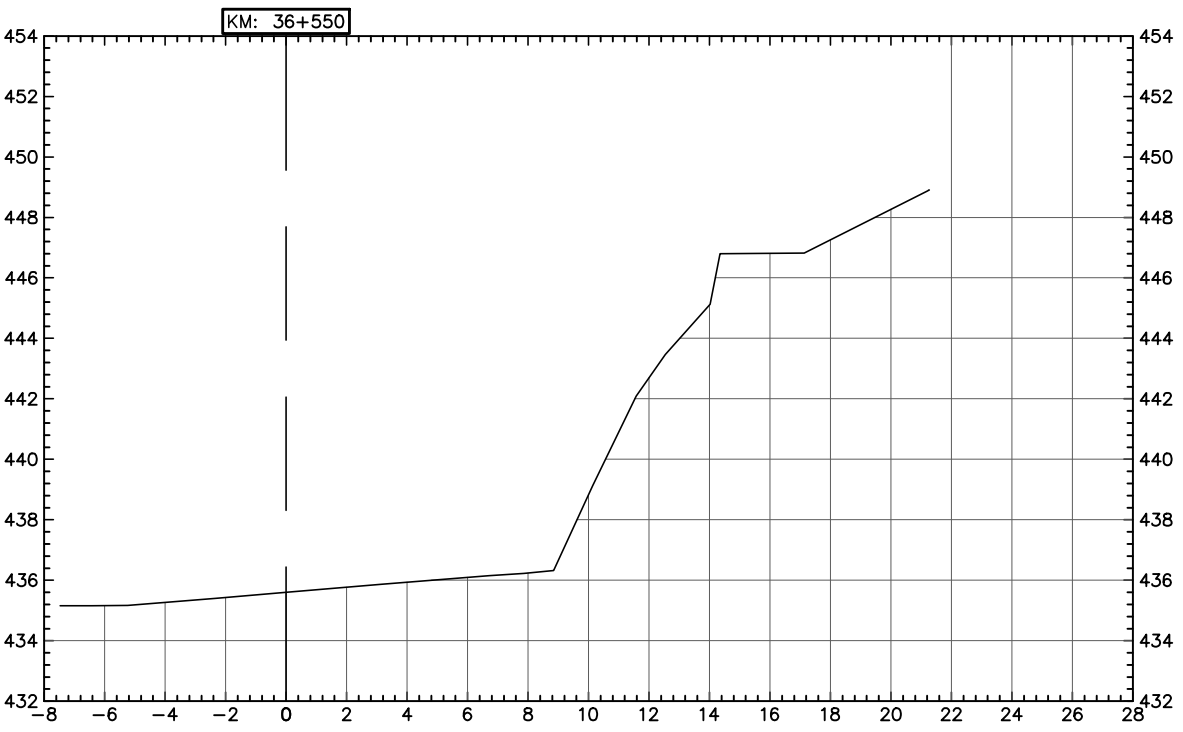
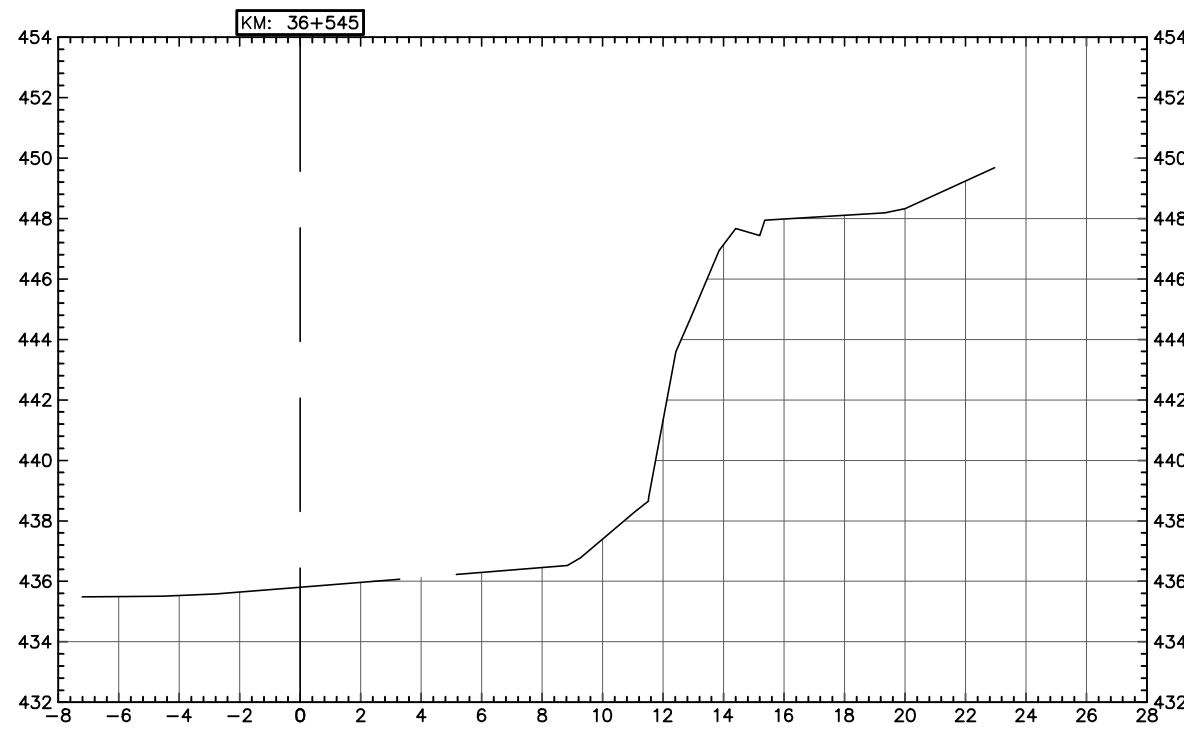
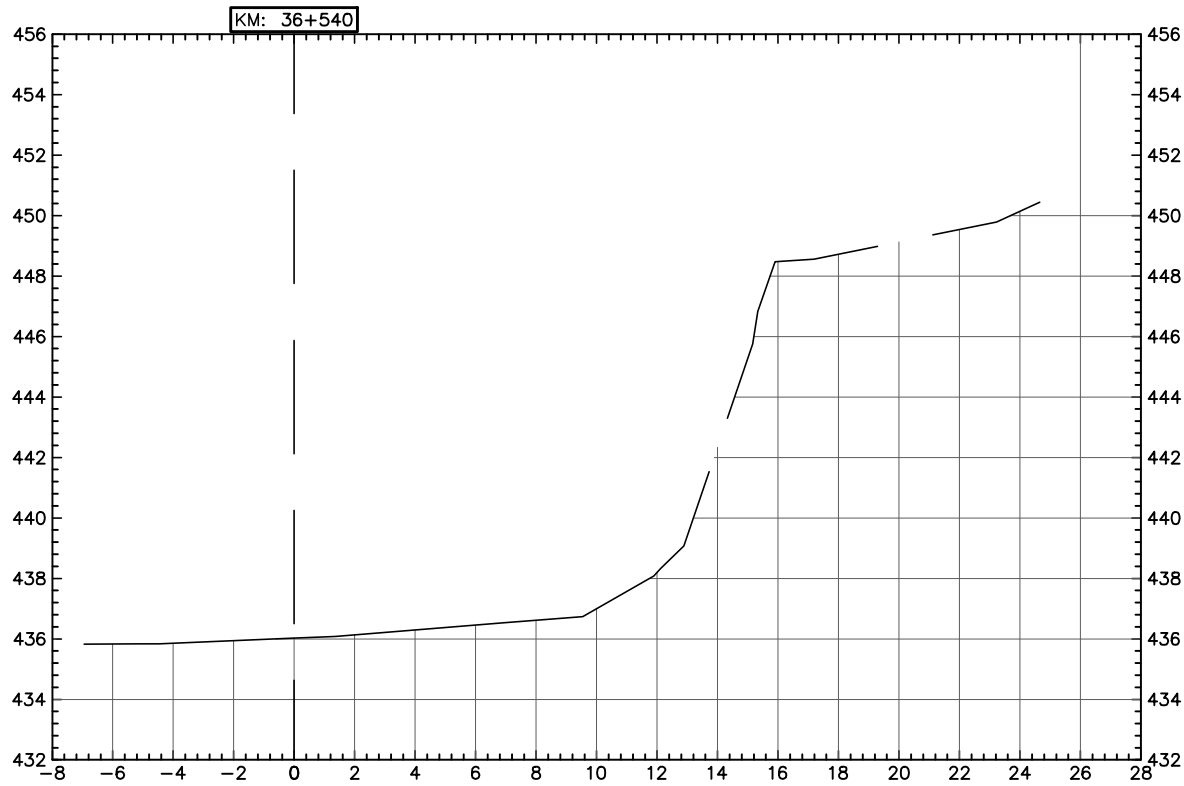
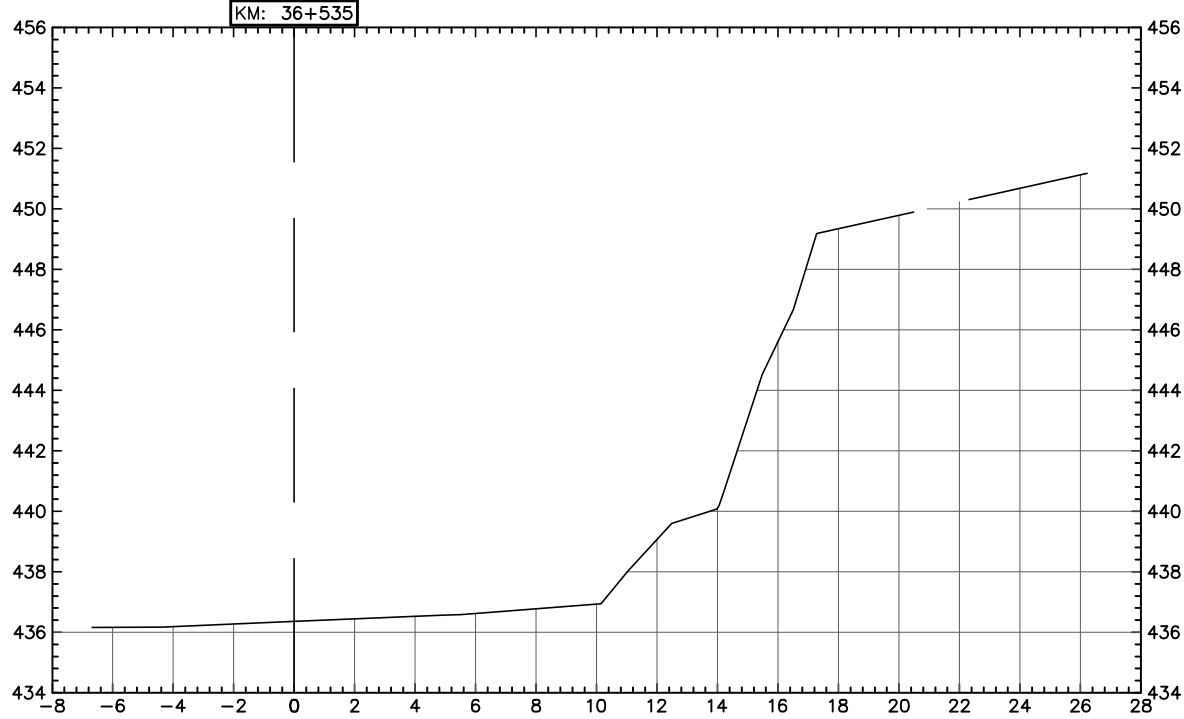
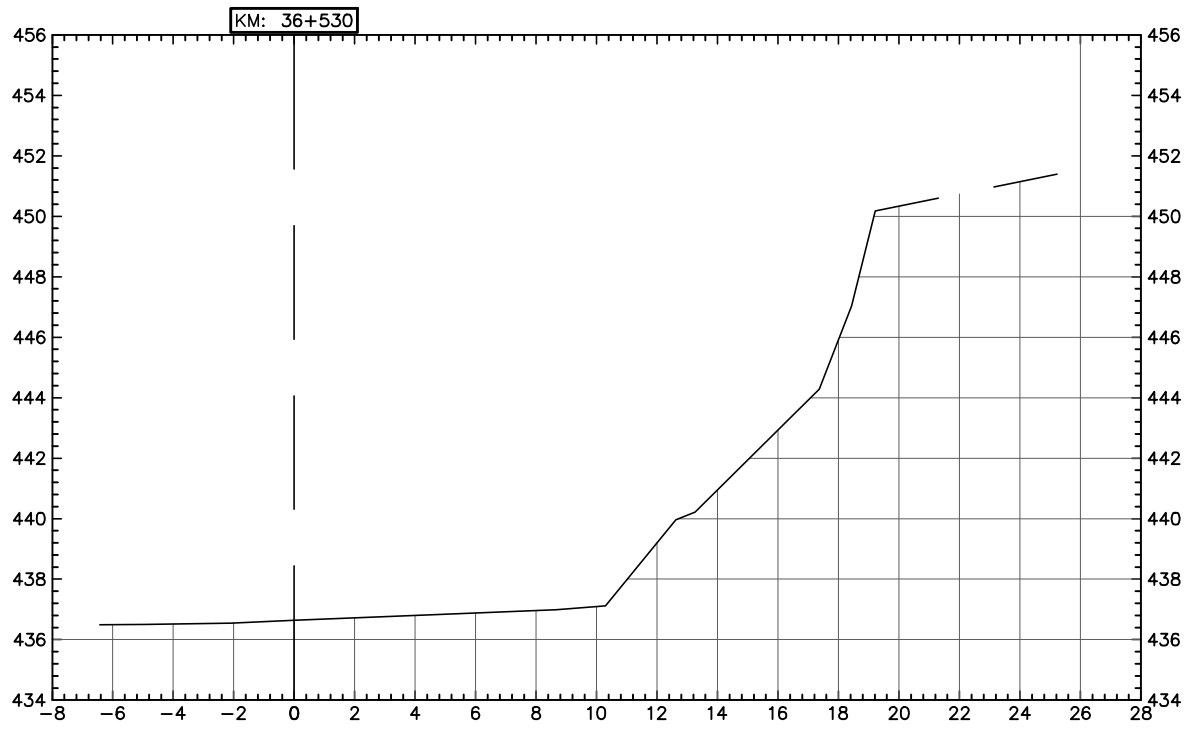
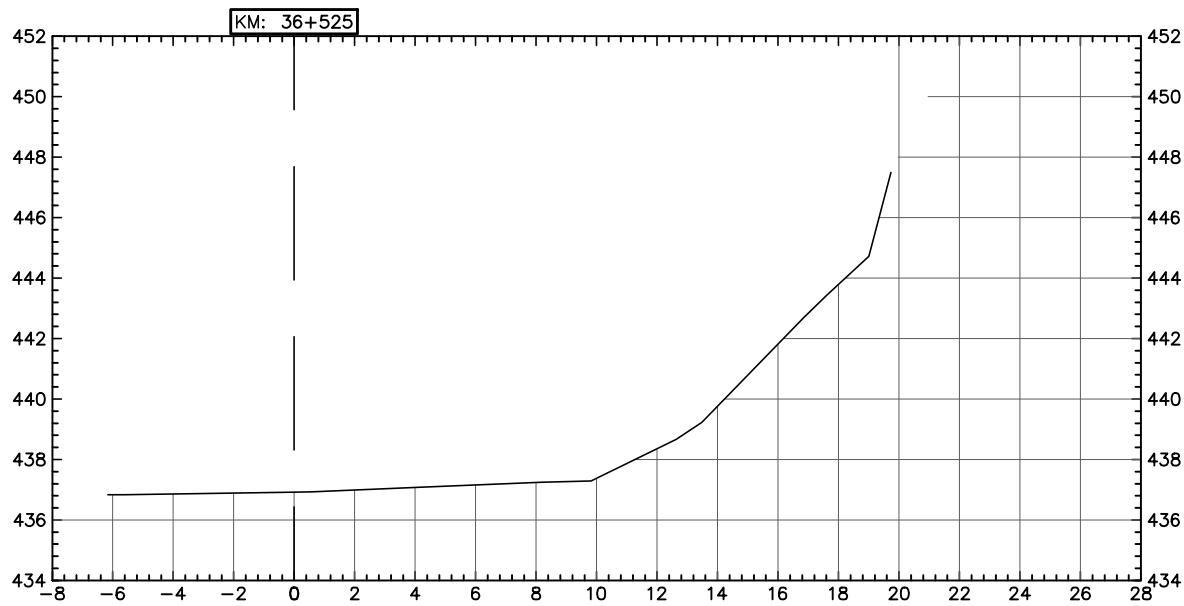
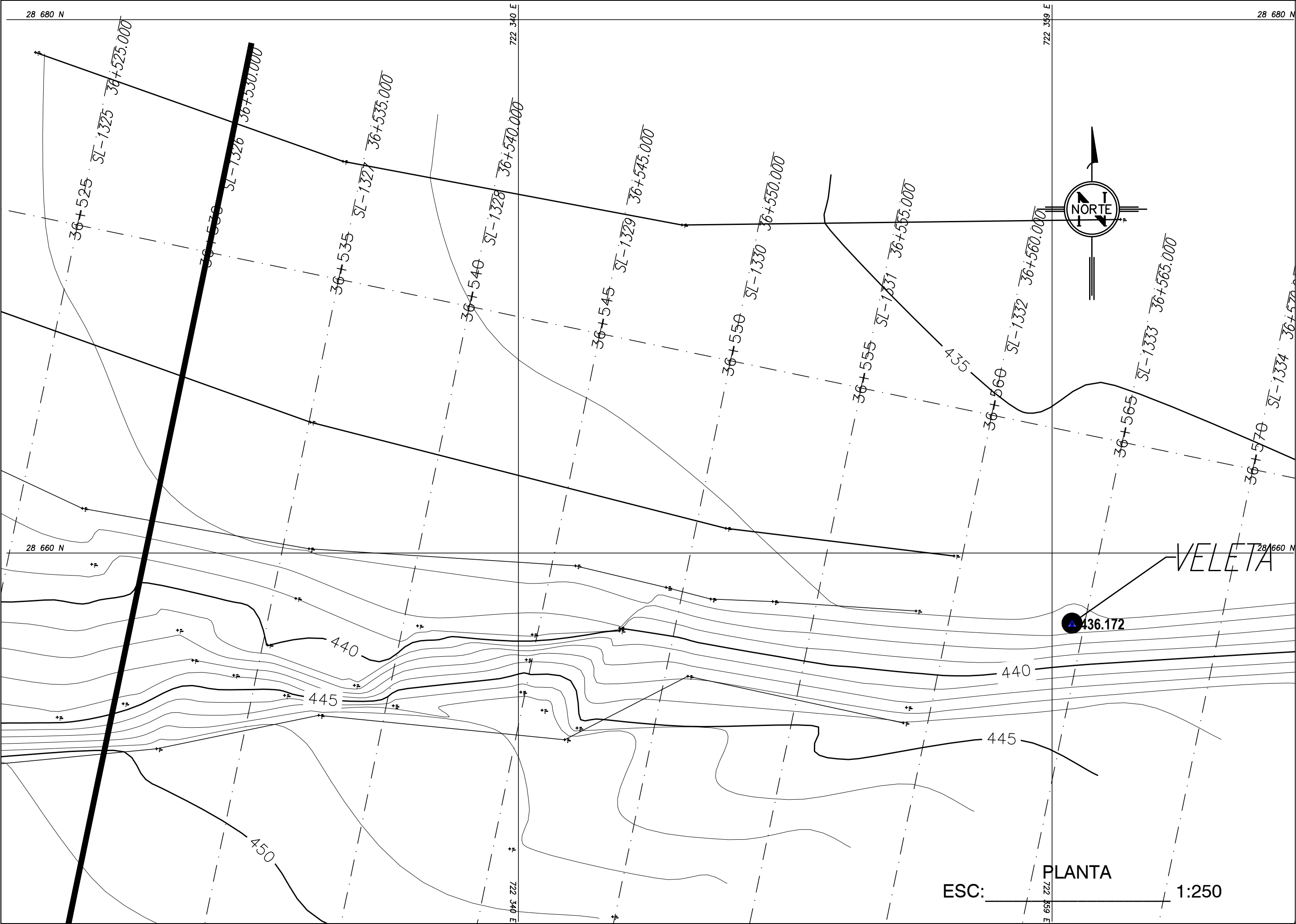
ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL		
PROYECTO: EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS LATERÍTICOS MEDIANTE LA APLICACIÓN RETRO CÁLCULO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD		
CONTIENE: VÍA GOLONDRINAS-TALUDES, PLANTA, SECCIONES Y PERSPECTIVA, SITIO 3		
LEVANTAMIENTO: ING. MARCO GREGORIO LARA ING. MARCO LARA	ESCALA: INDICADAS	LAMINA: 3 10
SOLICITA: ING. GALO RODRÍGUEZ LÓPEZ ING. GALO LÓPEZ	FECHA: OCTUBRE - 2022	



SECCIONES TRANSVERSALES
ESC: 1:500

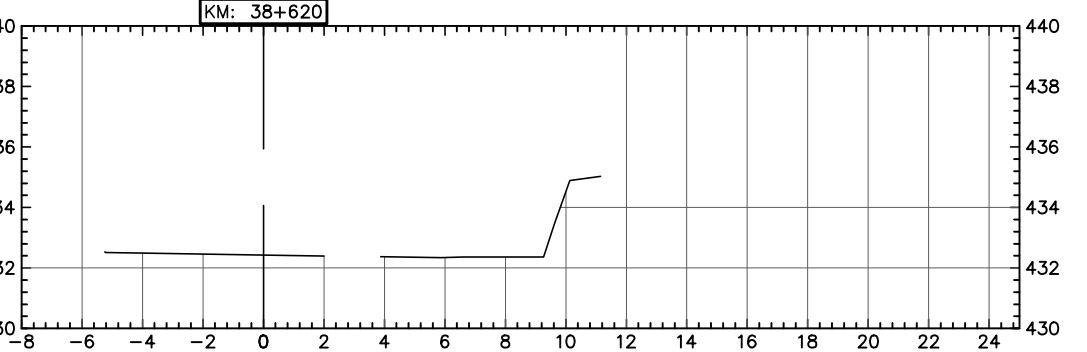
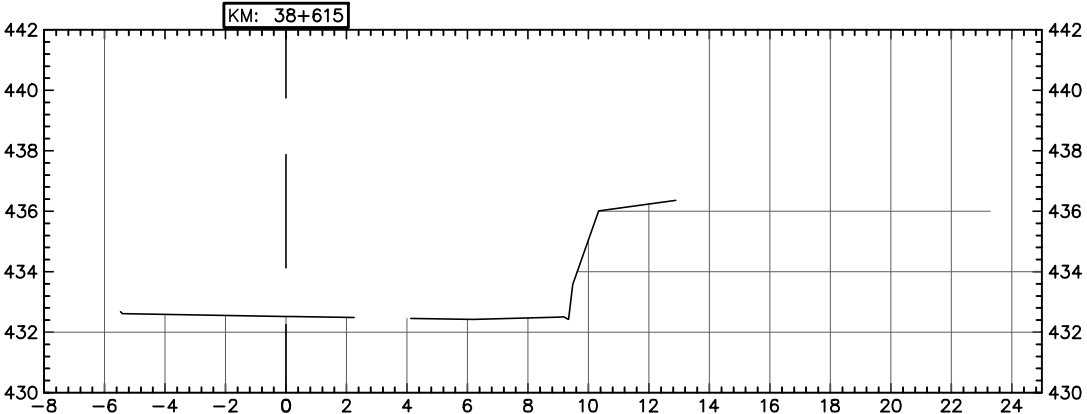
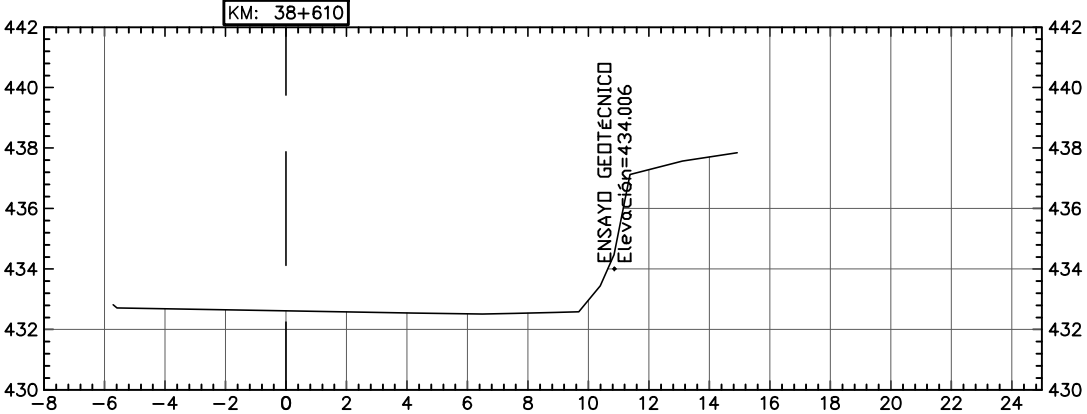
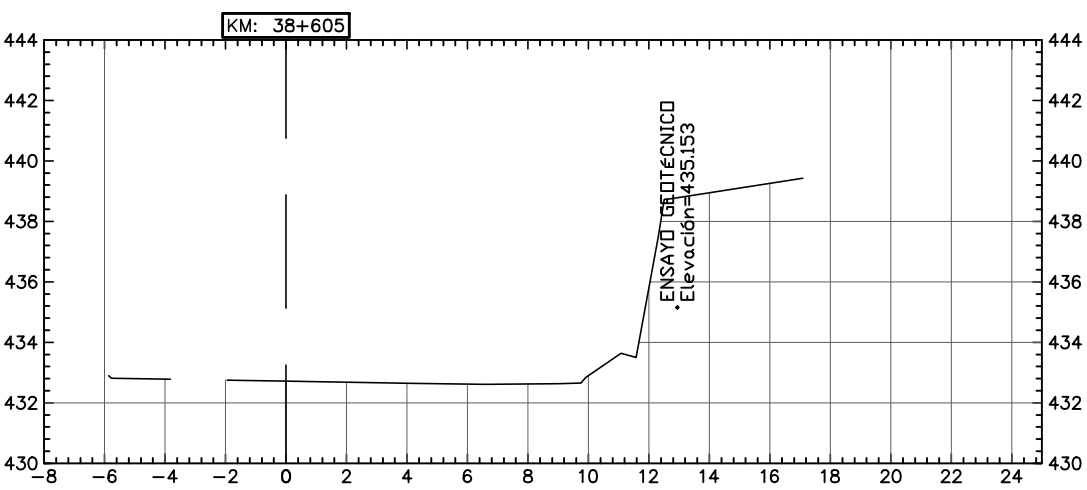
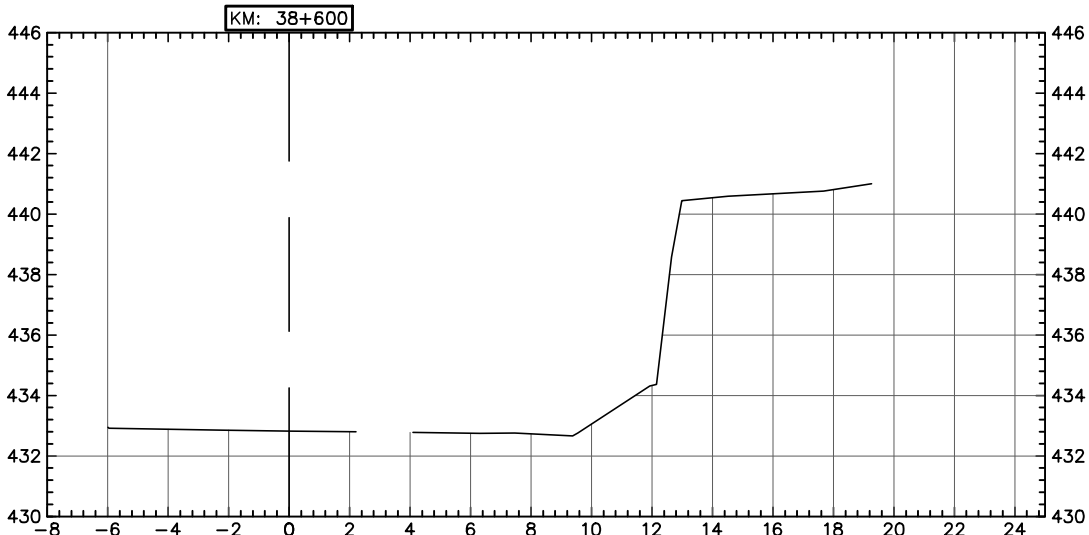
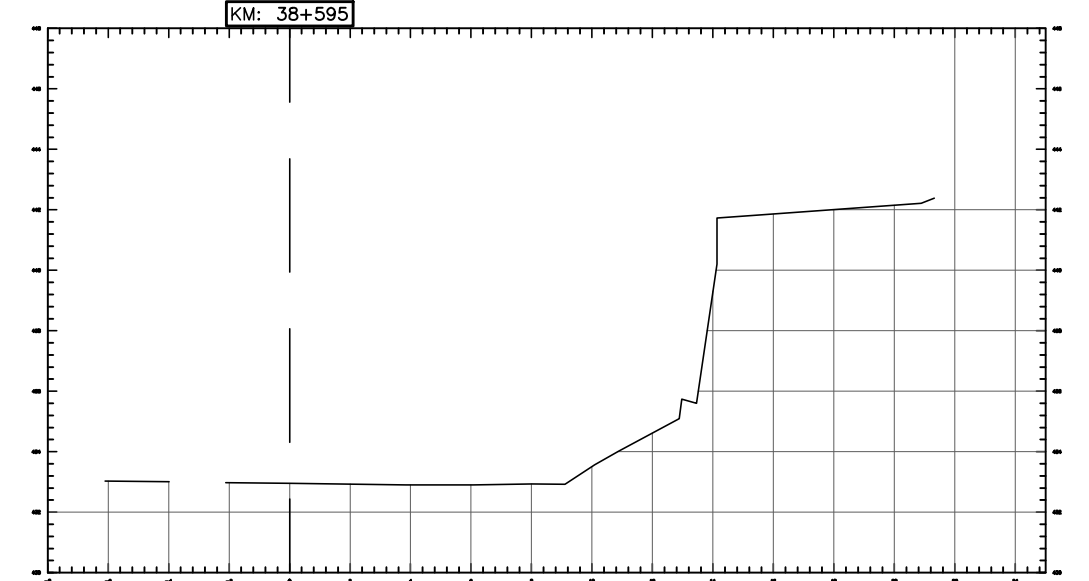
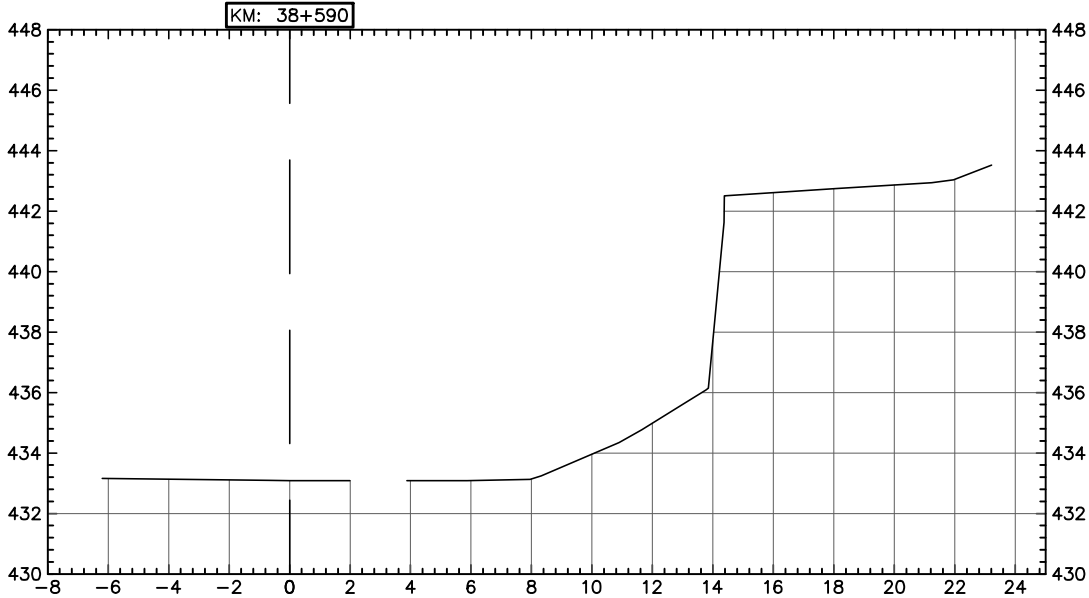
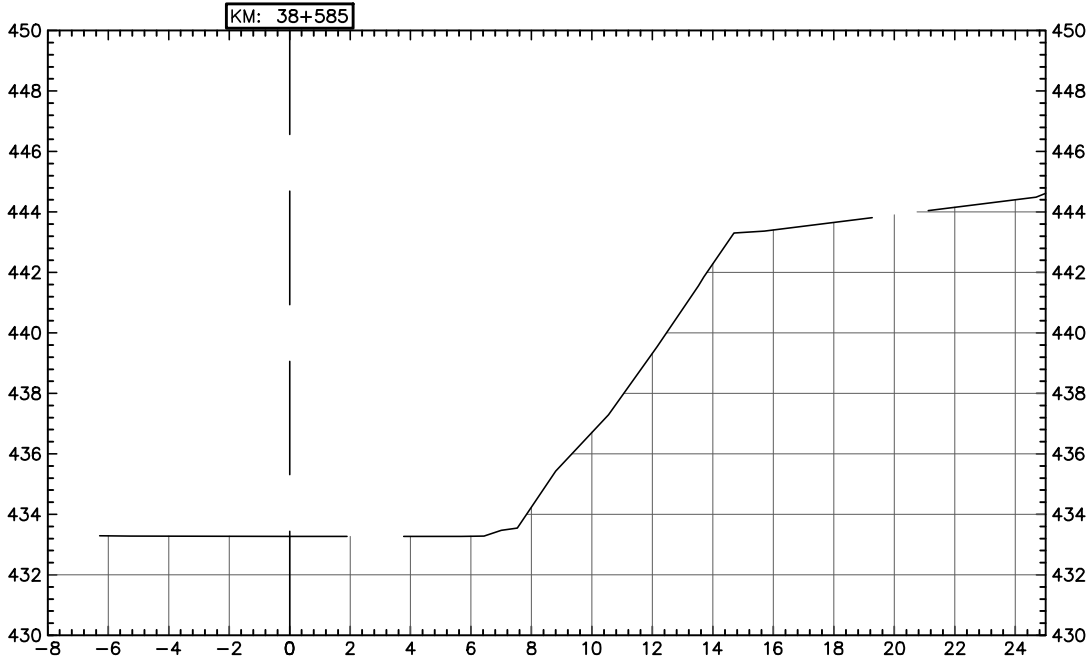
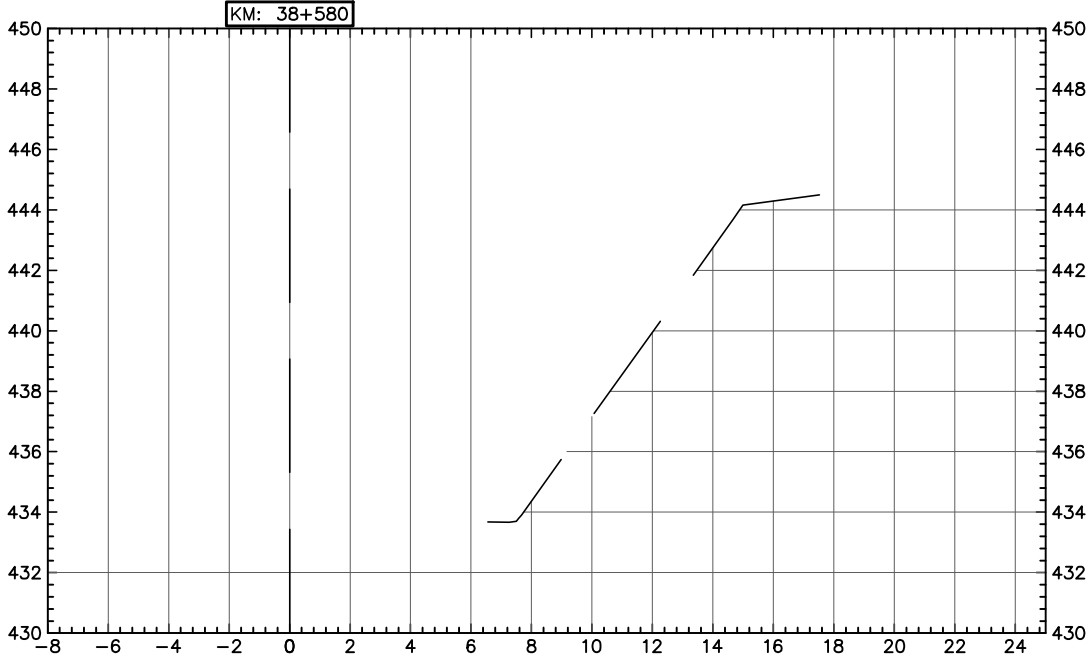
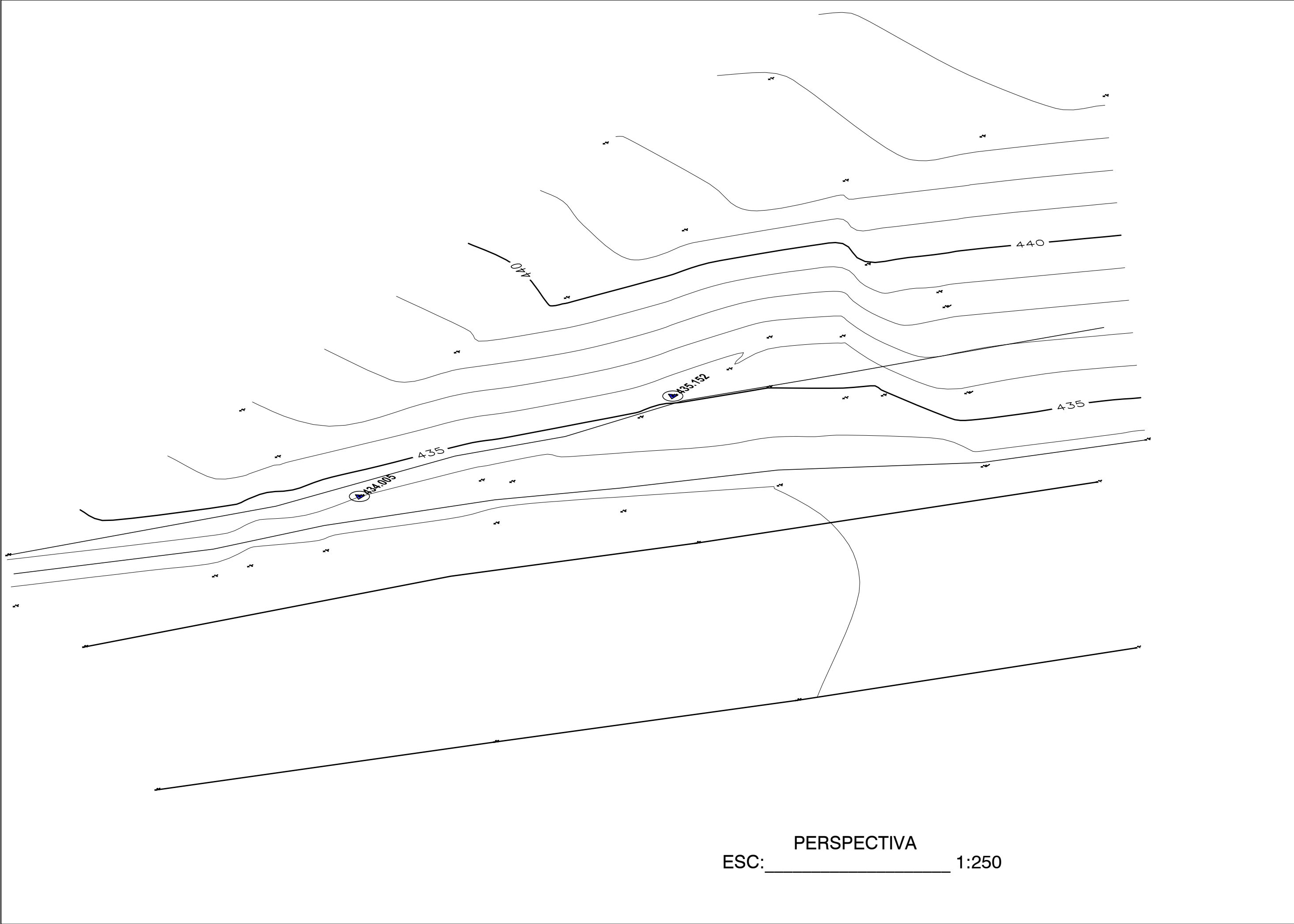
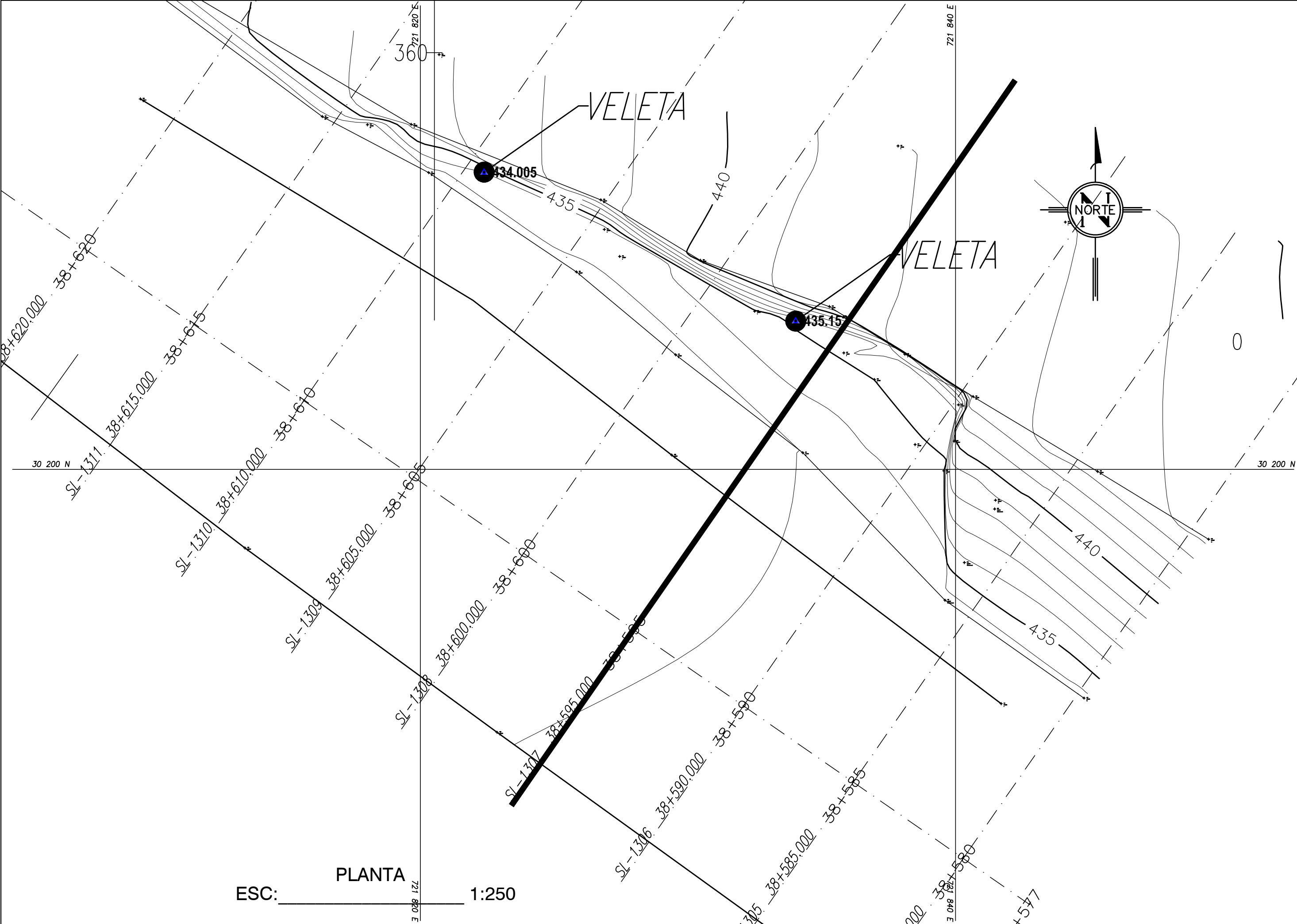


ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL			
PROYECTO: EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS LATERÍTICOS MEDIANTE LA APLICACIÓN RETRO CÁLCULO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD			
CONTIENE: VÍA GOLONDRINAS-TALUDES, PLANTA, SECCIONES Y PERSPECTIVA, SITIO 4			
LEVANTADO POR: ING. MARCO GREGORIO LARA ZAPATA	ESCALA: INDICADAS	LAMINA: 4 10	
SOLICITA: ING. GALO RODRÍGUEZ LÓPEZ PERA	FECHA: OCTUBRE - 2022		



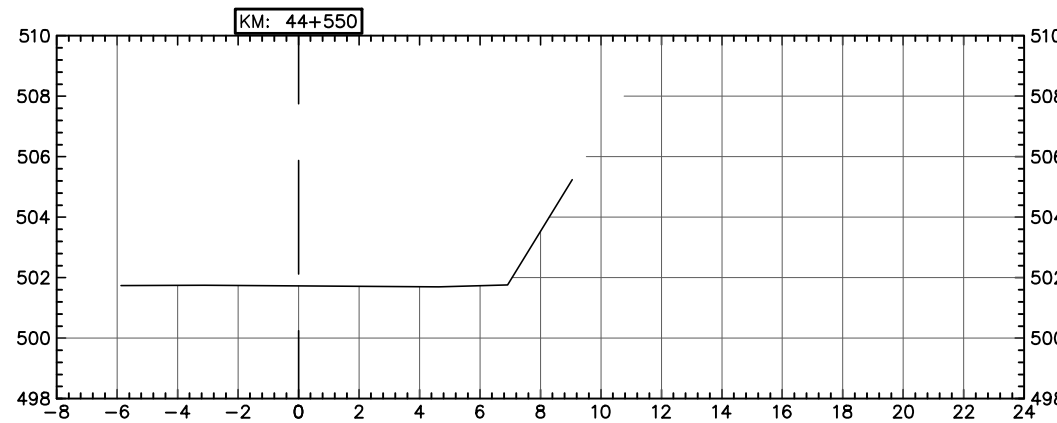
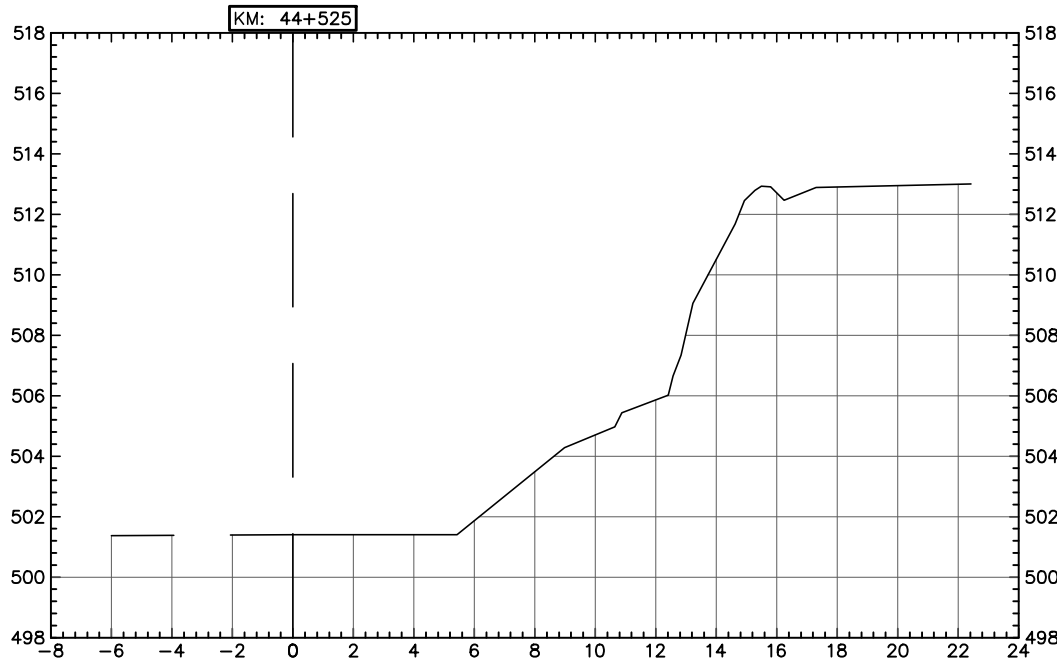
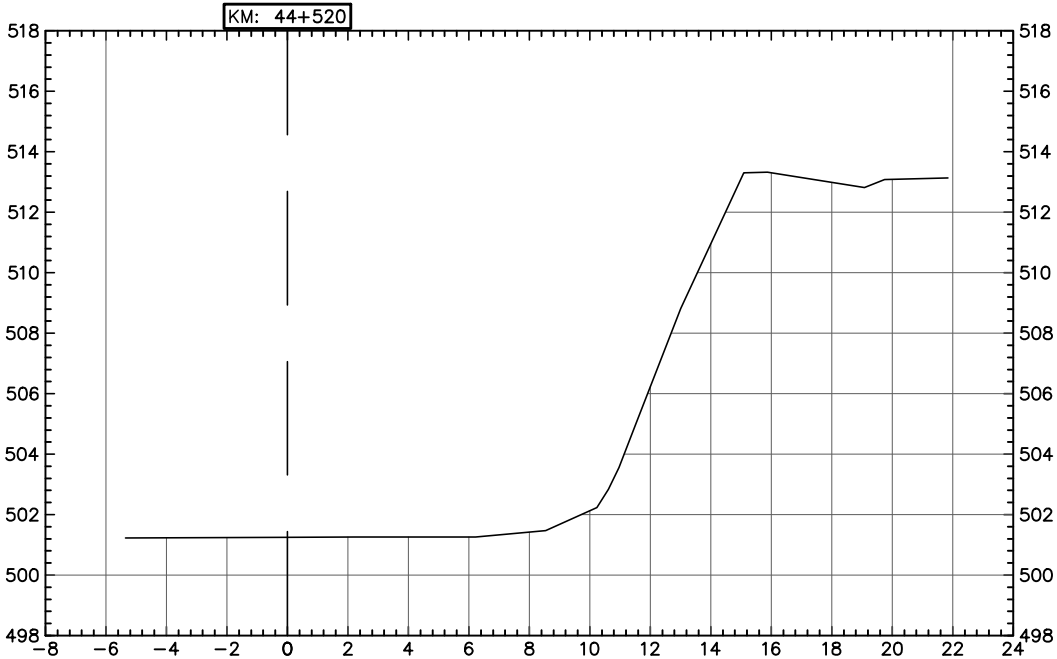
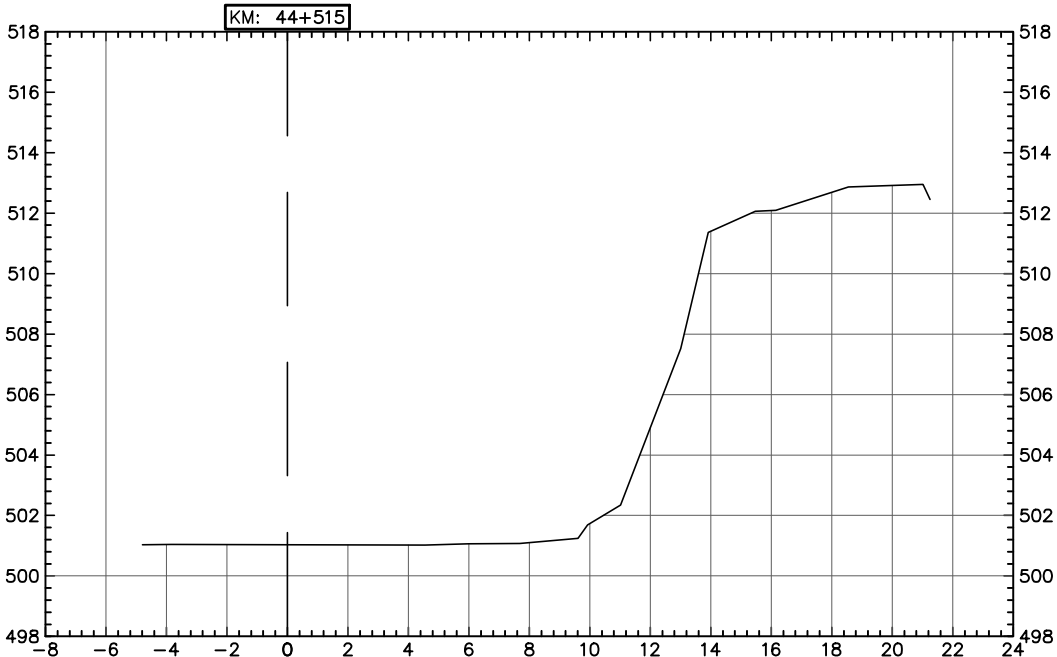
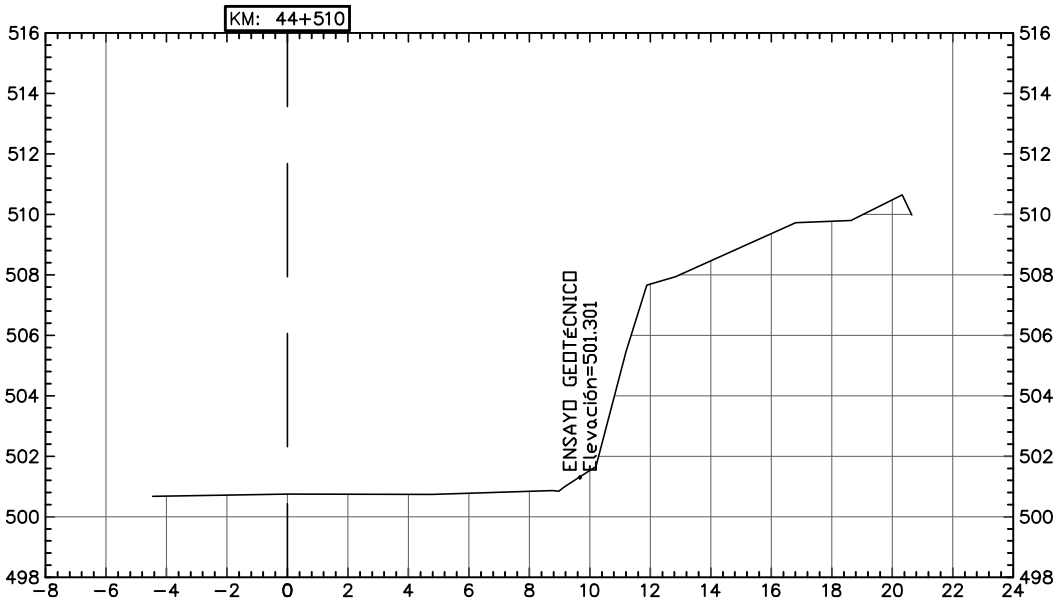
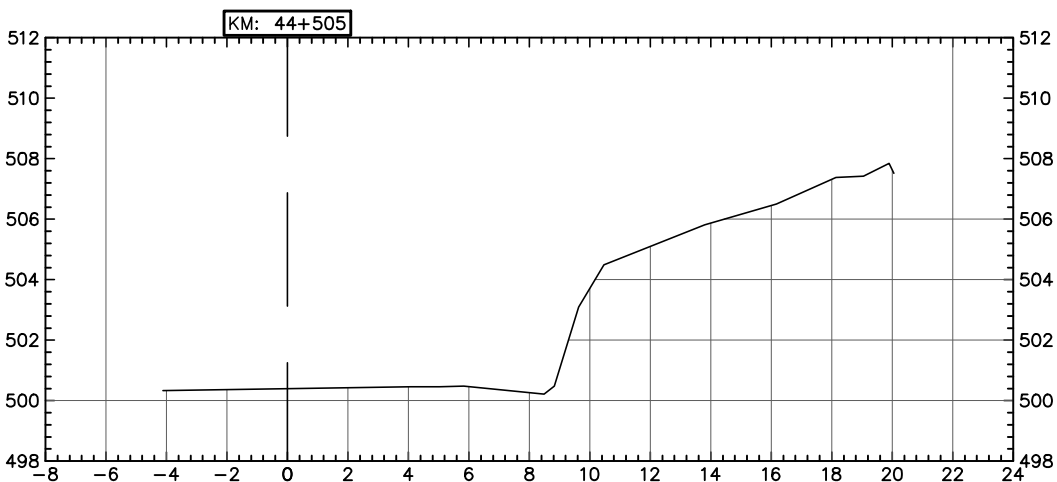
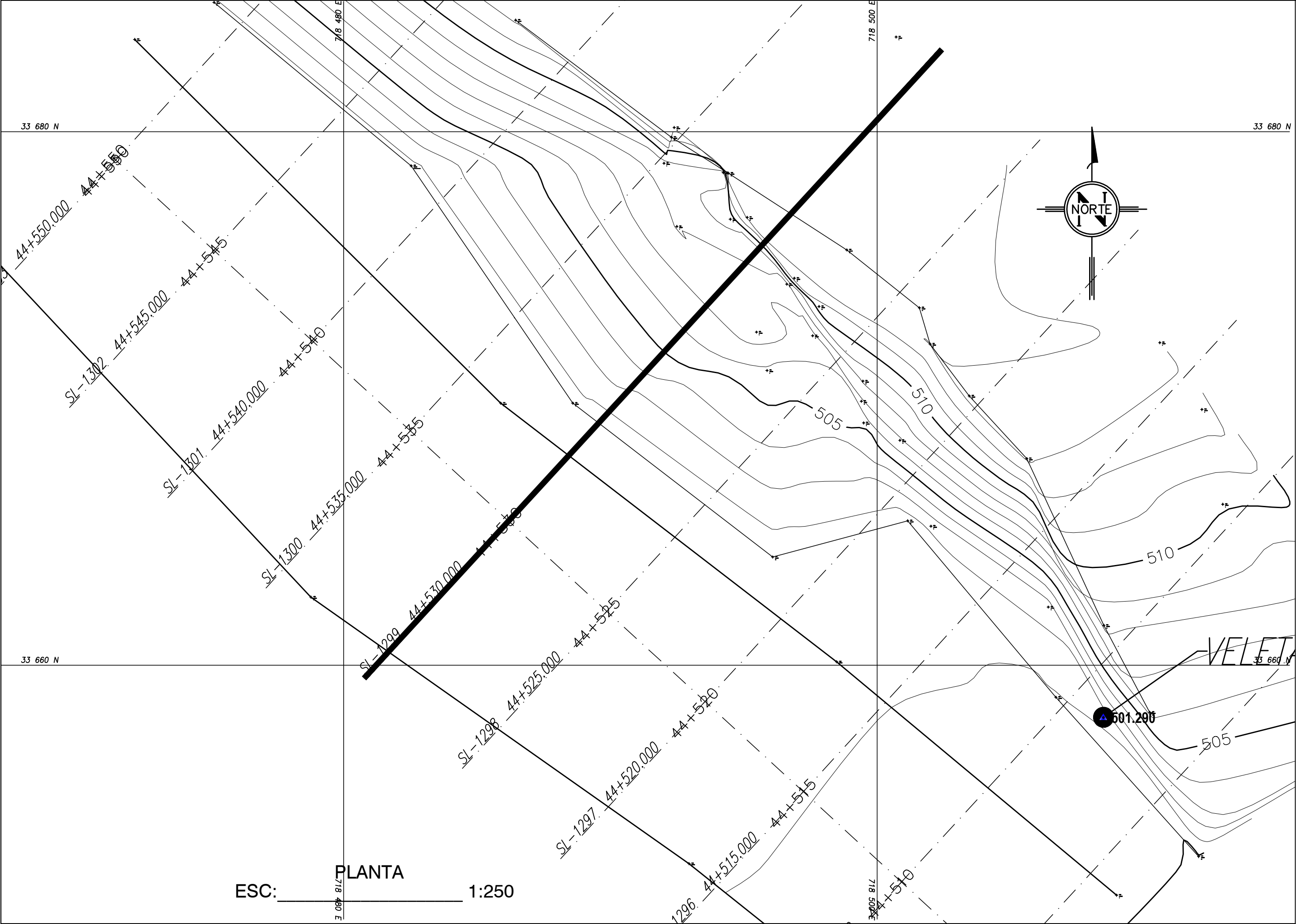
SECCIONES TRANSVERSALES
ESC: 1:500

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL		
PROYECTO: EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS LATERÍTICOS MEDIANTE LA APLICACIÓN RETRO CÁLCULO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD		
CONTIENE: VÍA GOLONDRINAS-TALUDES, PLANTA, SECCIONES Y PERSPECTIVA, SITIO 6		
LEVANTAMIENTO: ING. MARCO GREGORIO LARA ING. MARCO LARA	ESCALA: INDICADAS	LAMINA: 6 / 10
SOLICITA: ING. GALO RODRÍGO LÓPEZ ING. GALO LÓPEZ	FECHA: OCTUBRE - 2022	

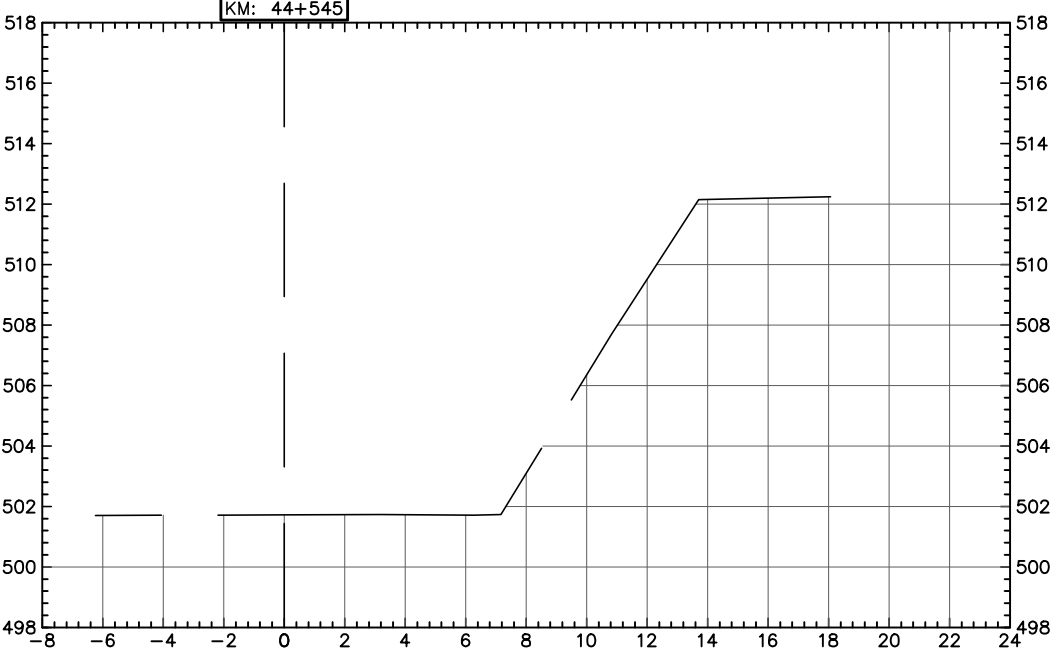
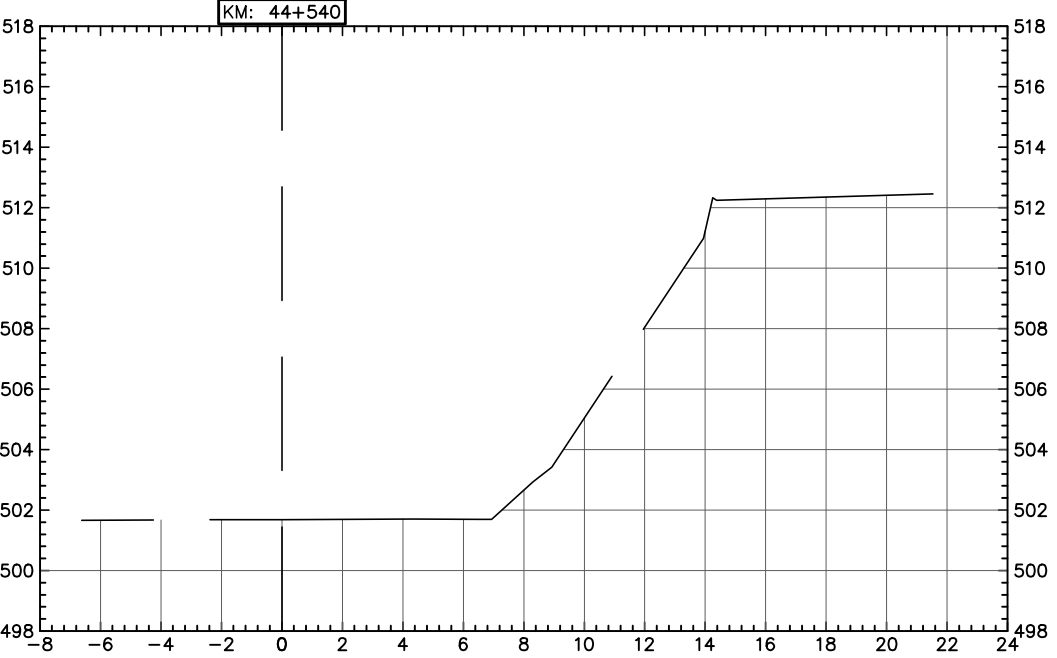
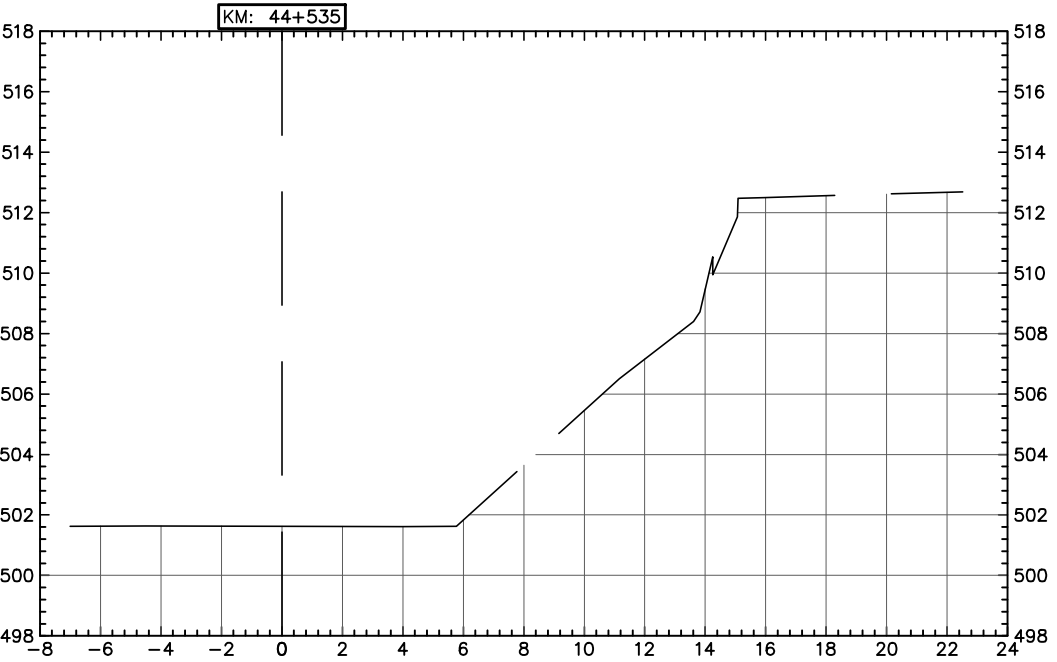
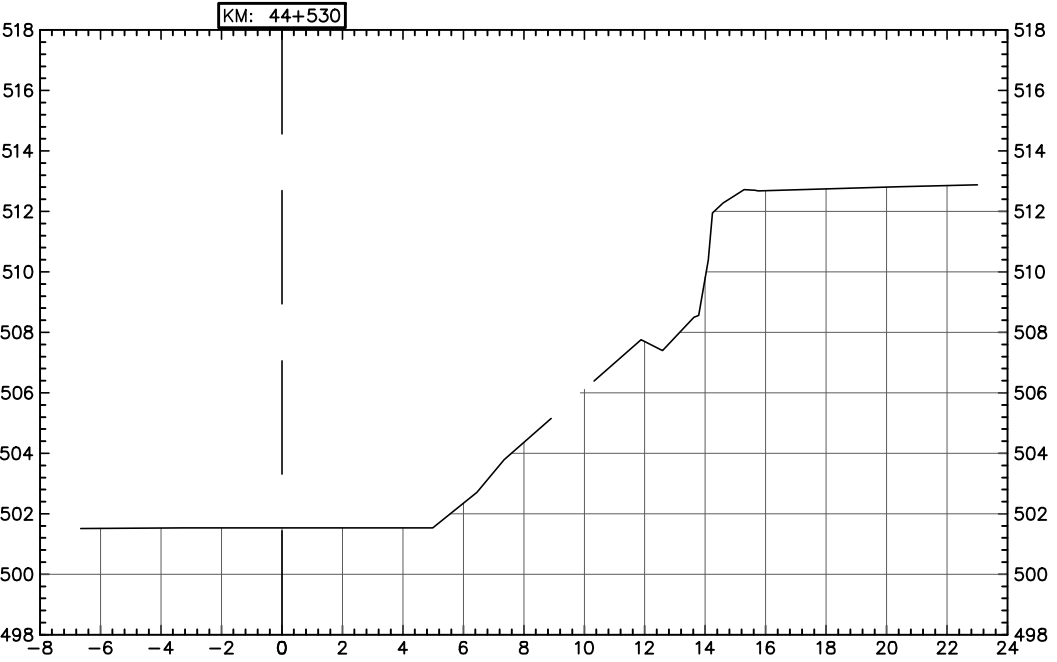


ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL		
PROYECTO: EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS LATERÍTICOS MEDIANTE LA APLICACIÓN RETRO CÁLCULO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD		
CONTIENE: VÍA GOLONDRINAS-TALUDES, PLANTA, SECCIONES Y PERSPECTIVA, SITIO 7		
LEVANTAMIENTO: ING. MARCO GREGORIO LARA ING. MARCO LARA	ESCALA: INDICADAS	LAMINA: 7 10
SOLICITA: ING. GALO RODRÍGUEZ LÓPEZ ING. GALO LÓPEZ	FECHA: OCTUBRE - 2022	

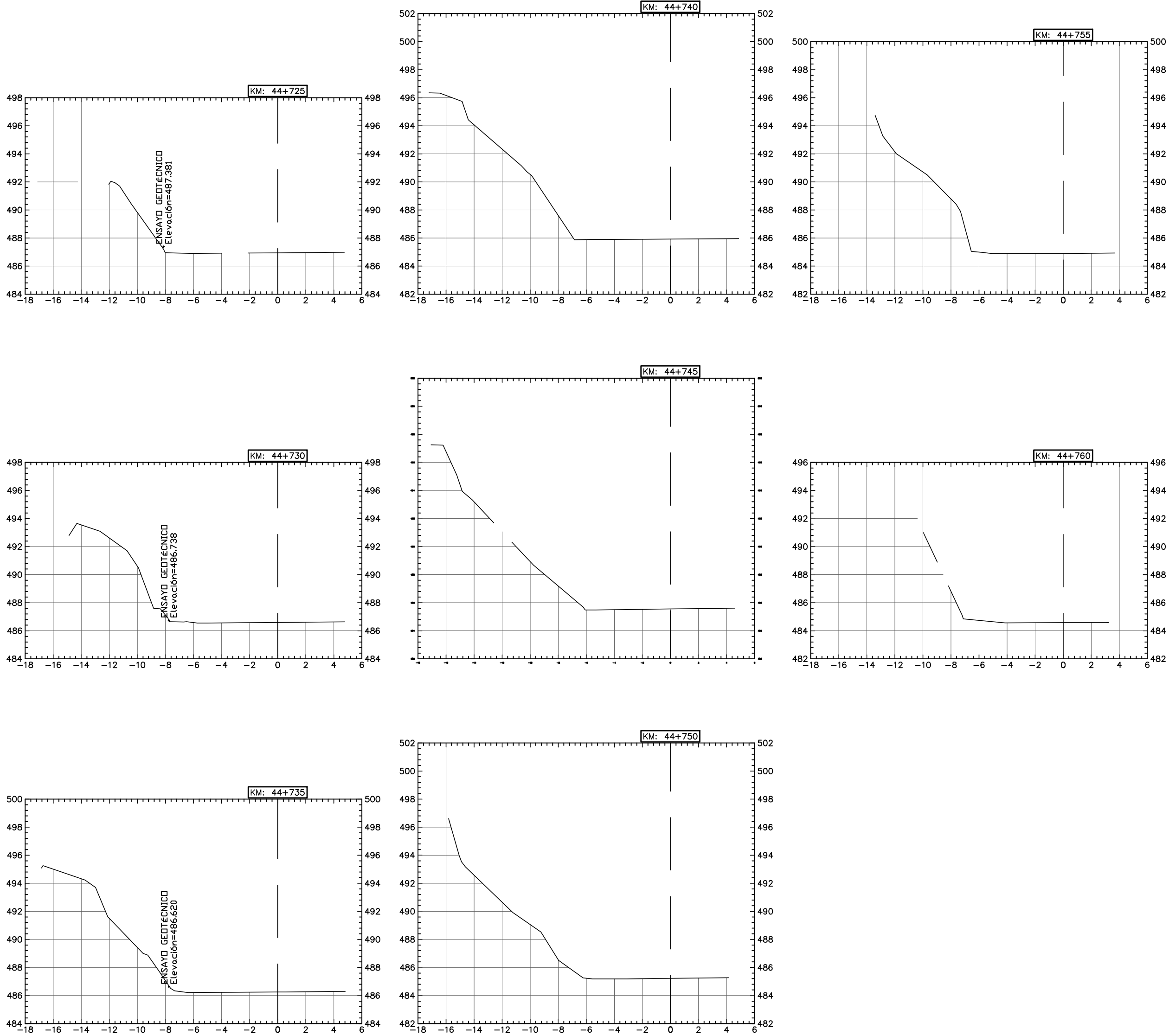
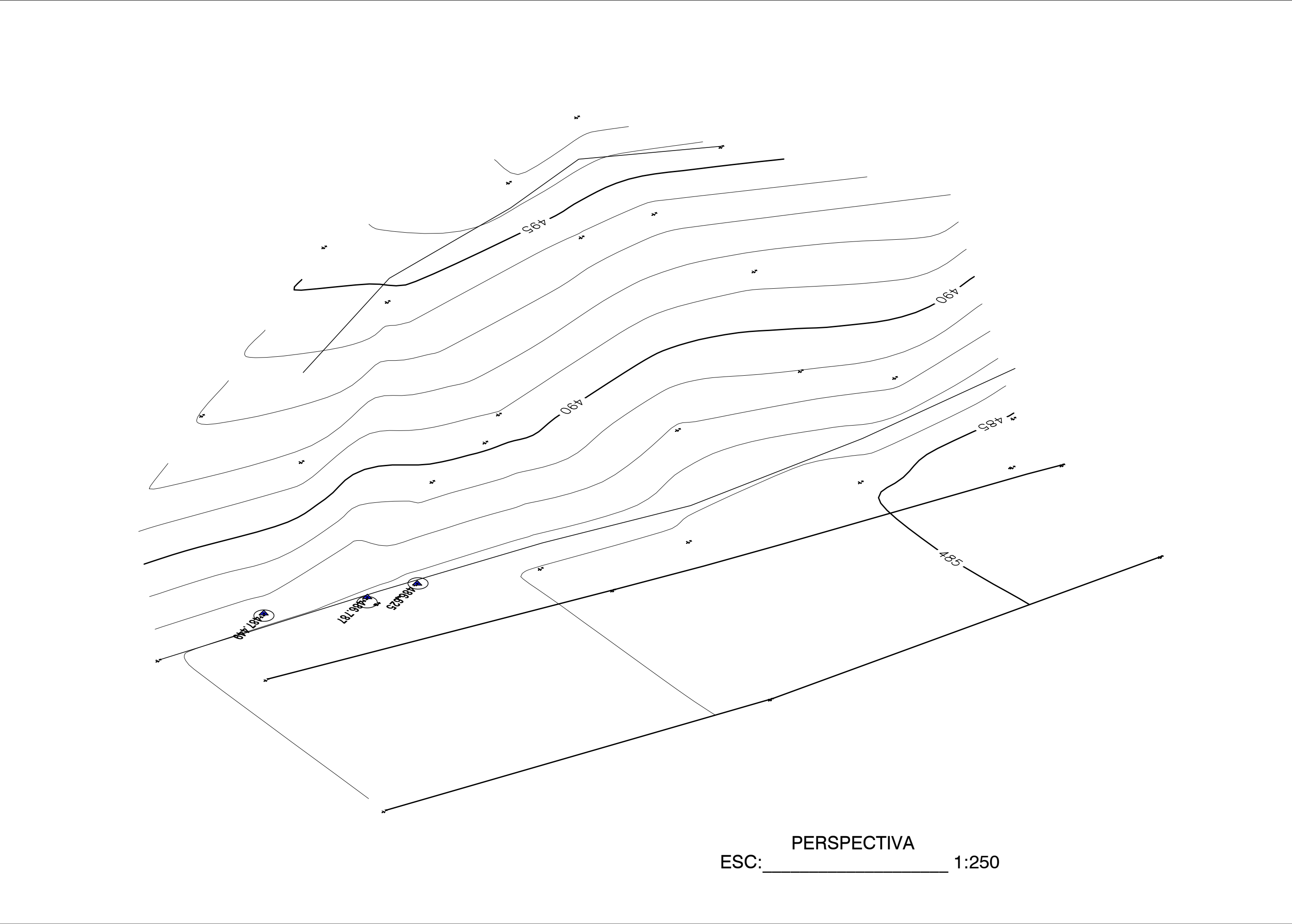
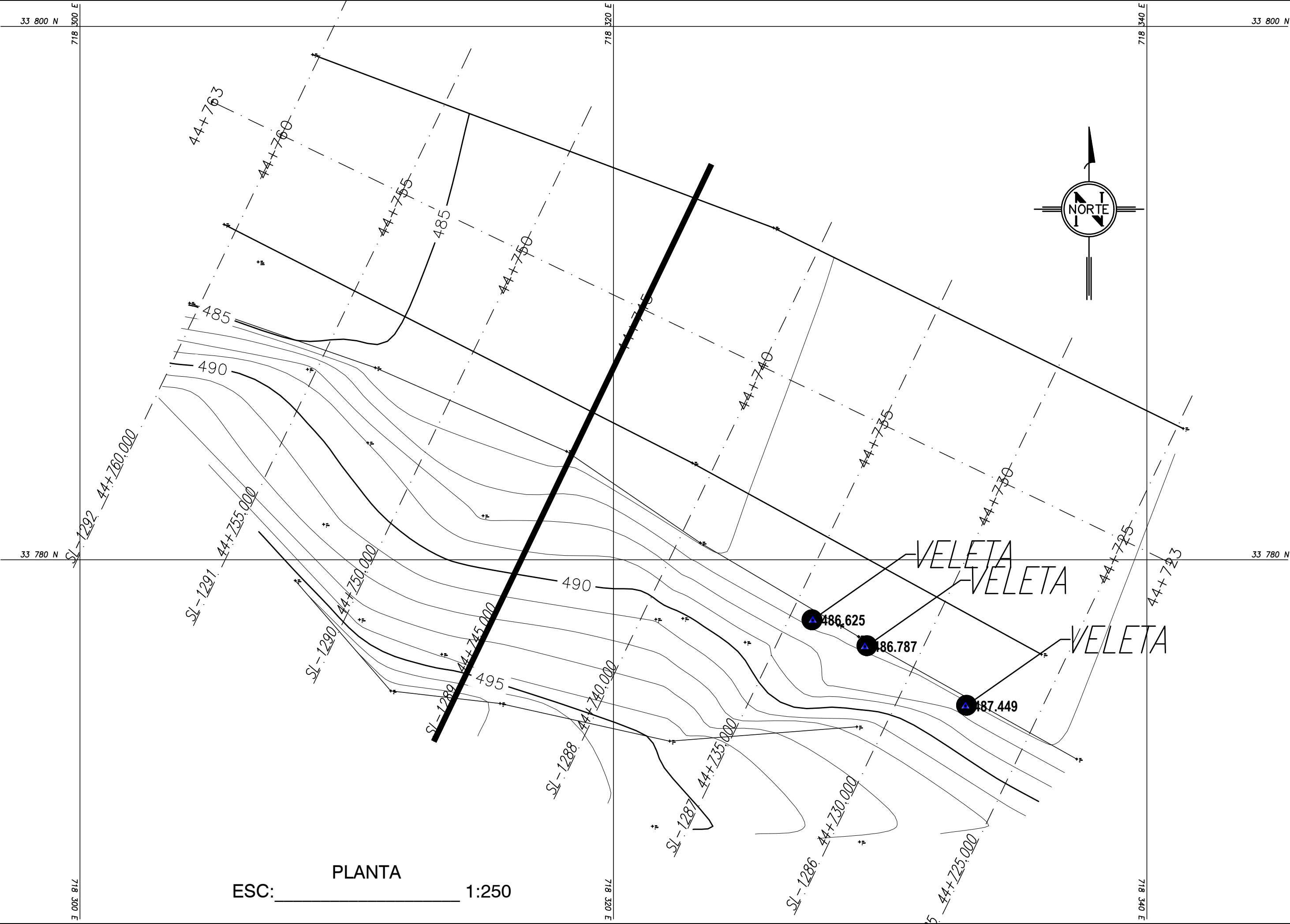
SECCIONES TRANSVERSALES
ESC: 1:500



SECCIONES TRANSVERSALES
ESC: 1:500



ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL		
PROYECTO: EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS LATERÍTICOS MEDIANTE LA APLICACIÓN RETRO CÁLCULO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD		
CONTIENE: VÍA GOLONDRINAS-TALUDES, PLANTA, SECCIONES Y PERSPECTIVA, SITIO 8		
LEVANTAMIENTO: ING. MARCO GREGORIO LARA	ESCALA: INDICADAS	LAMINA: 8 / 10
SOLICITA: ING. GALO RODRÍGO LÓPEZ	FECHA: OCTUBRE - 2022	



SECCIONES TRANSVERSALES
ESC: 1:500

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL		
PROYECTO: EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS LATERÍTICOS MEDIANTE LA APLICACIÓN RETRO CÁLCULO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD		
CONTIENE: VÍA GOLONDRINAS-TALUDES, PLANTA, SECCIONES Y PERSPECTIVA, SITIO 9		
LEVANTAMIENTO: ING. MARCO GREGORIO LARA CAPATA ING. MARCO LARA	ESCALA: INDICADAS	LAMINA: 9 10
SOLICITA: ING. GALO RODRÍGO LÓPEZ PERA ING. GALO LÓPEZ	FECHA: OCTUBRE - 2022	

APÉNDICE B
FICHAS DE LEVANTAMIENTO DE CAMPO

FICHA DE INFORMACIÓN DE TALUD	
-------------------------------	--

PROYECTO	CARRETERA SAGUANGAL-GOLONDRINAS	SITIO No.	1
-----------------	--	------------------	----------

1 UBICACIÓN			
CORDENADAS	E	733276,73	
	N	25330,57	
ELEV. PROMEDIO		629	msnm
ABSCISAS	INICIO	km.	16+370
	FIN	km.	16+440

2 GEOMETRÍA			
LONGITUD		70,00	m
ALTURA PROMEDIO		11,20	m
PENDIENTE DISEÑO		63,26	°

FOTOGRAFÍA


3 GEOLOGÍA		PLANTA	
AMBIENTE	TROPICAL		
SUCS	MH		
DESCRIPCIÓN	Limos plásticos café rojizo		
4 VEGETACIÓN SOBRE LA CORONA			
ARBOLES			
ARBUSTOS	X		
HIERBA			

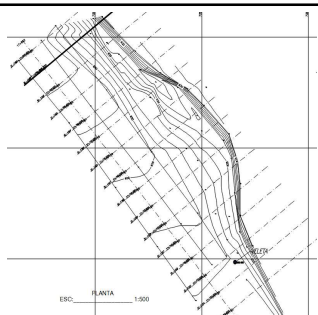
5 HUMEDAD EN EL TALUD		SECCION	
BAJA			
MEDIA	X		
ALTA			
6 TIPO DE FALLA			
ROTACIONAL	X		
TRASLACIONAL			
FLUJO			

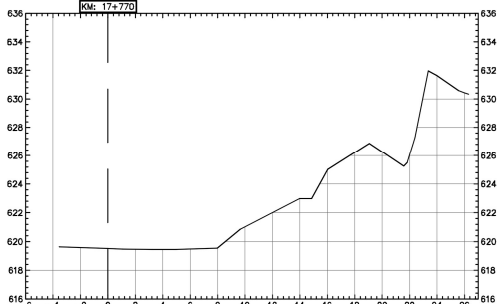
7 ENSAYOS DE VELETA					8 RECOLECCION DE MUESTRAS			
ID	Li	Lf	c _{u i} (kg/cm2)	c _u (kPa)	ALTERADA		BLOQUE	
V1	1,3	5,2	0,98	102	No.	ENSAYO	No.	ENSAYO
	1,2	5,7	1,13		A1	SUCS	I1	Triaxial UU
	1,2	5,3	1,03					

FICHA DE INFORMACIÓN DE TALUD

PROYECTO	CARRETERA SAGUANGAL-GOLONDRINAS	SITIO No.	2
----------	---------------------------------	-----------	---

1 UBICACIÓN				FOTOGRAFÍA
CORDENADAS	E	732140,63		
	N	25345,02		
ELEV. PROMEDIO		622	msnm	
ABSCISAS	INICIO	km.	17+730	
	FIN	km.	17+800	
2 GEOMETRÍA				
LONGITUD		70,00	m	
ALTURA PROMEDIO		12,40	m	
PENDIENTE DISEÑO		63.26	°	

3 GEOLOGÍA		PLANTA	
AMBIENTE	TROPICAL		
SUCS	MH		
DESCRIPCIÓN	Limos plásticos café		
4 VEGETACIÓN SOBRE LA CORONA			
ARBOLES	X		
ARBUSTOS			
HIERBA			

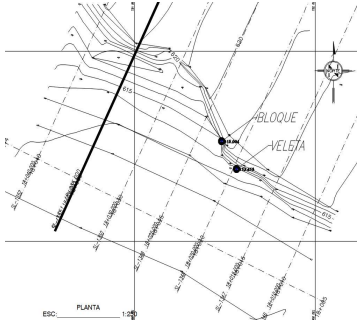
5 HUMEDAD EN EL TALUD		SECCION	
BAJA			
MEDIA	X		
ALTA			
6 TIPO DE FALLA			
ROTACIONAL	X		
TRASLACIONAL			
FLUJO			

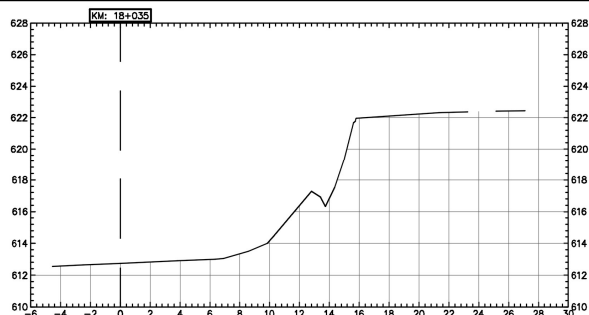
7 ENSAYOS DE VELETA					8 RECOLECCION DE MUESTRAS			
ID	Li	Lf	c _{ui} (kg/cm2)	c _u (kPa)	ALTERADA		BLOQUE	
V1	0,9	8,0	1,78	157	No.	ENSAYO	No.	ENSAYO
	3,5	9,2	1,43		A1	SUCS	I1	Triaxial UU
	3,5	9,9	1,60			existente		existente
V2	1,2	6,6	1,35	137				
	1,3	7,6	1,58					
	1,7	6,8	1,28					

FICHA DE INFORMACIÓN DE TALUD

PROYECTO	CARRETERA SAGUANGAL-GOLONDRINAS	SITIO No.	3
----------	---------------------------------	-----------	---

1 UBICACIÓN				FOTOGRAFÍA
CORDENADAS	E	731976,94		
	N	25513,14		
ELEV. PROMEDIO		518	msnm	
ABSCISAS	INICIO	km.	18+015	
	FIN	km.	18+045	
2 GEOMETRÍA				
LONGITUD		30,00	m	
ALTURA PROMEDIO		8,30	m	
PENDIENTE DISEÑO		63,26	°	

3 GEOLOGÍA		PLANTA	
AMBIENTE	TROPICAL		
SUCS	MH		
DESCRIPCIÓN	Limos cafés		
4 VEGETACIÓN SOBRE LA CORONA			
ARBOLES			
ARBUSTOS			
HIERBA	X		

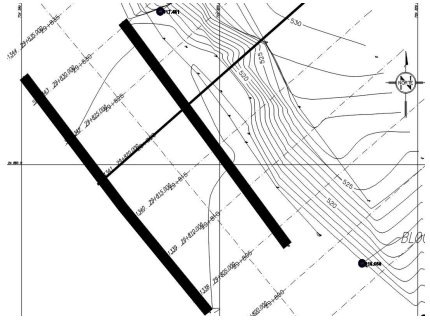
5 HUMEDAD EN EL TALUD		SECCION	
BAJA	X		
MEDIA			
ALTA			
6 TIPO DE FALLA			
ROTACIONAL	X		
TRASLACIONAL			
FLUJO			

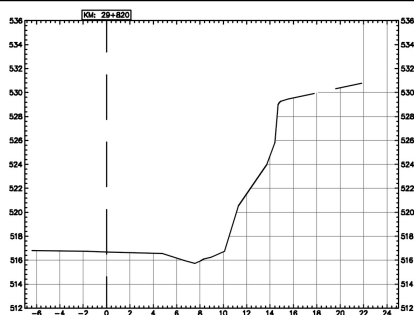
7 ENSAYOS DE VELETA					8 RECOLECCION DE MUESTRAS			
ID	Li	Lf	c_{ui} (kg/cm ²)	c_u (kPa)	ALTERADA		BLOQUE	
V1	1,5	6,3	1,20	137	No.	ENSAYO	No.	ENSAYO
	1,6	7,4	1,45		A1	SUCS	I1	Triaxial UU
	1,6	7,7	1,53					
V2	1,7	7,5	1,45	138				
	1,5	6,9	1,35					
	1,5	7,2	1,43					

FICHA DE INFORMACIÓN DE TALUD

PROYECTO	CARRETERA SAGUANGAL-GOLONDRINAS	SITIO No.	4
----------	---------------------------------	-----------	---

1 UBICACIÓN					FOTOGRAFÍA
CORDENADAS	E	724297,55			
	N	24886,46			
ELEV. PROMEDIO		523	msnm		
ABSCISAS	INICIO	km.	29+810		
	FIN	km.	29+830		
2 GEOMETRÍA					
LONGITUD		20,00	m		
ALTURA PROMEDIO		8,40	m		
PENDIENTE DISEÑO		63,26	°		

3 GEOLOGÍA		PLANTA	
AMBIENTE	TROPICAL		
SUCS	MH		
DESCRIPCIÓN	Limos cafées plásticos		
4 VEGETACIÓN SOBRE LA CORONA			
ARBOLES			
ARBUSTOS			
HIERBA	X		

5 HUMEDAD EN EL TALUD		SECCION	
BAJA			
MEDIA	X		
ALTA			
6 TIPO DE FALLA			
ROTACIONAL	X		
TRASLACIONAL			
FLUJO			

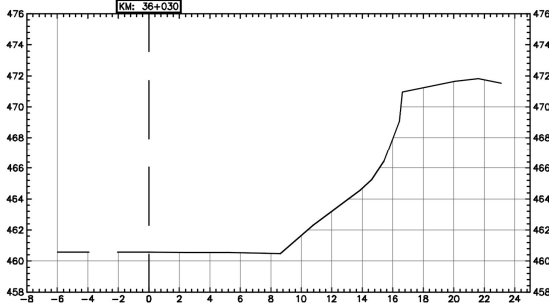
7 ENSAYOS DE VELETA					8 RECOLECCION DE MUESTRAS			
ID	Li	Lf	c_{ui} (kg/cm ²)	c_u (kPa)	ALTERADA		BLOQUE	
V1	1,5	6,2	1,18	118	No.	ENSAYO	No.	ENSAYO
	1,5	6,1	1,15		A1	SUCS	I1	Triaxial UU
	1,5	6,6	1,28					
V2	1,5	6,2	1,18	111				
	1,5	5,6	1,03					
	1,5	6,3	1,20					
V3	1,5	7,5	1,50	137				
	1,5	7,3	1,45					
	1,5	6,5	1,25					

FICHA DE INFORMACIÓN DE TALUD

PROYECTO	CARRETERA SAGUANGAL-GOLONDRINAS	SITIO No.	5
----------	---------------------------------	-----------	---

1 UBICACIÓN				FOTOGRAFÍA	
CORDENADAS	E	721871,49			
	N	28700,19			
ELEV. PROMEDIO		465	msnm		
ABSCISAS	INICIO	km.	36+010		
	FIN	km.	36+050		
2 GEOMETRÍA					
LONGITUD		40,00	m		
ALTURA PROMEDIO		10,00	m		
PENDIENTE DISEÑO		63,26	°		

3 GEOLOGÍA		PLANTA	
AMBIENTE	TROPICAL		
SUCS	MH		
DESCRIPCIÓN	Limos cafés rojizos		
4 VEGETACIÓN SOBRE LA CORONA			
ARBOLES			
ARBUSTOS	X		
HIERBA			

5 HUMEDAD EN EL TALUD		SECCION	
BAJA			
MEDIA			
ALTA	X		
6 TIPO DE FALLA			
ROTACIONAL	X		
TRASLACIONAL			
FLUJO			

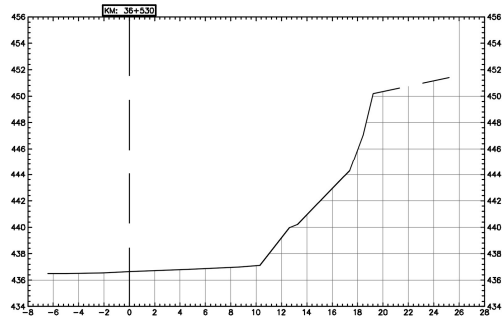
7 ENSAYOS DE VELETA					8 RECOLECCION DE MUESTRAS			
ID	Li	Lf	c _{ui} (kg/cm2)	c _u (kPa)	ALTERADA		BLOQUE	
V1	1,5	6,2	1,18	120	No.	ENSAYO	No.	ENSAYO
	1,5	6,5	1,25		A1	SUCS	I1	Triaxial UU
	1,5	6,5	1,25					
V2	1,5	6,8	1,33	130				
	1,5	7,0	1,38					
	1,5	6,6	1,28					
V3	1,5	5,9	1,10	115				
	1,5	6,5	1,25					
	1,5	6,2	1,18					

FICHA DE INFORMACIÓN DE TALUD

PROYECTO	CARRETERA SAGUANGAL-GOLONDRINAS	SITIO No.	6
----------	---------------------------------	-----------	---

1 UBICACIÓN				FOTOGRAFÍA	
CORDENADAS	E	722326,27			
	N	28661,21			
ELEV. PROMEDIO		442	msnm		
ABSCISAS	INICIO	km.	36+525		
	FIN	km.	36+550		
2 GEOMETRÍA					
LONGITUD		25,00	m		
ALTURA PROMEDIO		11,50	m		
PENDIENTE DISEÑO		63.26	°		

3 GEOLOGÍA		PLANTA	
AMBIENTE	TROPICAL		
SUCS	MH		
DESCRIPCIÓN	Limos plásticos café		
4 VEGETACIÓN SOBRE LA CORONA			
ARBOLES			
ARBUSTOS	X		
HIERBA			

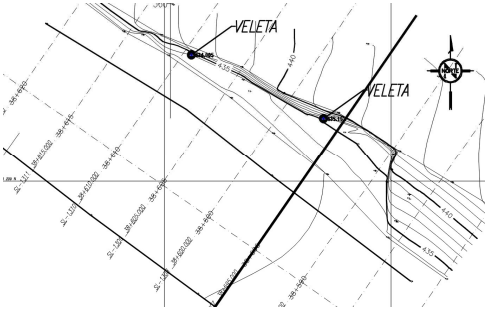
5 HUMEDAD EN EL TALUD		SECCION	
BAJA			
MEDIA	X		
ALTA			
6 TIPO DE FALLA			
ROTACIONAL	X		
TRASLACIONAL			
FLUJO			

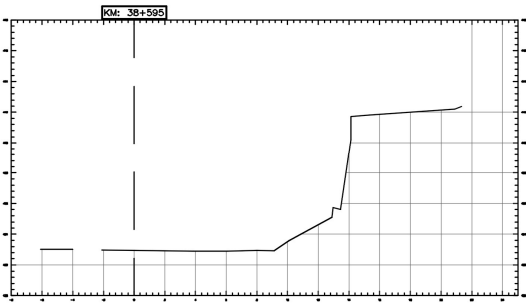
7 ENSAYOS DE VELETA					8 RECOLECCION DE MUESTRAS			
ID	Li	Lf	c _{ui} (kg/cm2)	c _u (kPa)	ALTERADA		BLOQUE	
V1	1,5	7,9	1,60	164	No.	ENSAYO	No.	ENSAYO
	1,5	8,7	1,80		A1	SUCS	I1	Triaxial UU
	1,5	7,9	1,60			existente		existente
V2	1,1	6,7	1,40	144				
	1,0	6,9	1,48					
	2,0	8,1	1,53					

FICHA DE INFORMACIÓN DE TALUD

PROYECTO	CARRETERA SAGUANGAL-GOLONDRINAS	SITIO No.	7
----------	---------------------------------	-----------	---

1 UBICACIÓN					FOTOGRAFÍA
CORDENADAS	E	721831,76			
	N	30199,48			
ELEV. PROMEDIO		435	msnm		
ABSCISAS	INICIO	km.	38+585		
	FIN	km.	38+615		
2 GEOMETRÍA					
LONGITUD		30,00	m		
ALTURA PROMEDIO		8,90	m		
PENDIENTE DISEÑO		63,26	°		

3 GEOLOGÍA		PLANTA	
AMBIENTE	TROPICAL		
SUCS	MH		
DESCRIPCIÓN	Limos plásticos cafés		
4 VEGETACIÓN SOBRE LA CORONA			
ARBOLES			
ARBUSTOS	X		
HIERBA			

5 HUMEDAD EN EL TALUD		SECCION	
BAJA			
MEDIA	X		
ALTA			
6 TIPO DE FALLA			
ROTACIONAL	X		
TRASLACIONAL			
FLUJO			

7 ENSAYOS DE VELETA					8 RECOLECCION DE MUESTRAS			
ID	Li	Lf	c _{ui} (kg/cm2)	c _u (kPa)	ALTERADA		BLOQUE	
V1	1,2	4,4	0,80	78	No.	ENSAYO	No.	ENSAYO
	1,2	4,1	0,73		A1	SUCS	I1	Triaxial UU
	1,2	4,7	0,88					
V2	1,2	5,5	1,08	105				
	1,2	5,7	1,13					
	1,2	5,3	1,03					

FICHA DE INFORMACIÓN DE TALUD	
-------------------------------	--

PROYECTO	CARRETERA SAGUANGAL-GOLONDRINAS	SITIO No.	8
-----------------	---------------------------------	------------------	---

1 UBICACIÓN				FOTOGRAFÍA			
CORDENADAS	E	718489,25					
	N	33668,50					
ELEV. PROMEDIO		506	msnm				
ABSCISAS	INICIO	km.	44+505				
	FIN	km.	44+540				
2 GEOMETRÍA							
LONGITUD		35,00	m				
ALTURA PROMEDIO		10,60	m				
PENDIENTE DISEÑO		63.26	°				

3 GEOLOGÍA	
AMBIENTE	TROPICAL
SUCS	MH
DESCRIPCIÓN	Limos cafés rojizos

4 VEGETACIÓN SOBRE LA CORONA	
ARBOLES	
ARBUSTOS	
HIERBA	X

PLANTA	
AMBIENTE	TROPICAL
SUCS	MH
DESCRIPCIÓN	Limos cafés rojizos

5 HUMEDAD EN EL TALUD	
BAJA	
MEDIA	
ALTA	X

6 TIPO DE FALLA	
ROTACIONAL	X
TRASLACIONAL	
FLUJO	

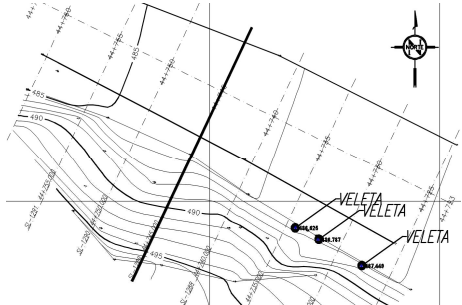


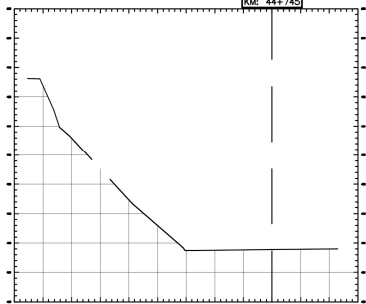
7 ENSAYOS DE VELETA					8 RECOLECCION DE MUESTRAS			
ID	Li	Lf	c _{u i} (kg/cm2)	c _u (kPa)	ALTERADA		BLOQUE	
V1	1,2	4,6	0,85	90	No.	ENSAYO	No.	ENSAYO
	1,3	5,5	1,05		A1	SUCS	I1	Triaxial UU
	1,2	4,6	0,85					

FICHA DE INFORMACIÓN DE TALUD

PROYECTO	CARRETERA SAGUANGAL-GOLONDRINAS	SITIO No.	9
-----------------	---------------------------------	------------------	---

1 UBICACIÓN				FOTOGRAFÍA
CORDENADAS	E	718318,43		
	N	33783,93		
ELEV. PROMEDIO		491	msnm	
ABSCISAS	INICIO	km.	44+725	
	FIN	km.	44+760	
2 GEOMETRÍA				
LONGITUD		35,00	m	
ALTURA PROMEDIO		9,80	m	
PENDIENTE DISEÑO		63,26	°	

3 GEOLOGÍA		PLANTA	
AMBIENTE	TROPICAL		
SUCS	MH		
DESCRIPCIÓN	Limos cafés amarillentos		
4 VEGETACIÓN SOBRE LA CORONA			
ARBOLES	X		
ARBUSTOS			
HIERBA			

5 HUMEDAD EN EL TALUD		SECCION	
BAJA			
MEDIA	X		
ALTA			
6 TIPO DE FALLA			
ROTACIONAL	X		
TRASLACIONAL			
FLUJO			

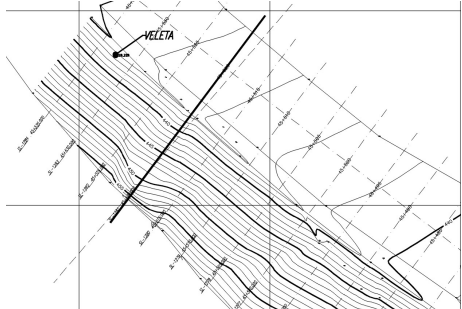
7 ENSAYOS DE VELETA					8 RECOLECCION DE MUESTRAS			
ID	Li	Lf	c_{ui} (kg/cm2)	c_u (kPa)	ALTERADA		BLOQUE	
V1	1,3	3,5	0,55	55	No.	ENSAYO	No.	ENSAYO
	1,3	3,4	0,53		A1	SUCS		
	1,2	3,6	0,60		A2	SUCS		
V2	1,2	4,3	0,78	75				
	1,1	4,1	0,75					
	1,2	4,3	0,78					
V3	1,2	4,1	0,73	87				
	1,2	5,1	0,98					
	1,2	5,0	0,95					

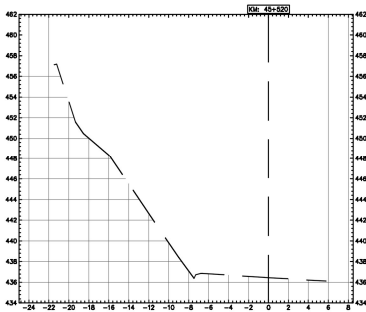
FICHA DE INFORMACIÓN DE TALUD

PROYECTO	CARRETERA SAGUANGAL-GOLONDRINAS	SITIO No.	10
----------	---------------------------------	-----------	----

1 UBICACIÓN			
CORDENADAS	E	717589,90	
	N	34011,97	
ELEV. PROMEDIO		446	msnm
ABSCISAS	INICIO	km.	45+490
	FIN	km.	45+535
2 GEOMETRÍA			
LONGITUD		45,00	m
ALTURA PROMEDIO		25,00	m
PENDIENTE DISEÑO		63,26	°

FOTOGRAFÍA


3 GEOLOGÍA		PLANTA	
AMBIENTE	TROPICAL		
SUCS	MH		
DESCRIPCIÓN	Limos plásticos rojizos		
4 VEGETACIÓN SOBRE LA CORONA			
ARBOLES	X		
ARBUSTOS			
HIERBA			

5 HUMEDAD EN EL TALUD		SECCION	
BAJA			
MEDIA			
ALTA	X		
6 TIPO DE FALLA			
ROTACIONAL	X		
TRASLACIONAL			
FLUJO			

7 ENSAYOS DE VELETA					8 RECOLECCION DE MUESTRAS			
ID	Li	Lf	c_{ui} (kg/cm ²)	c_u (kPa)	ALTERADA		BLOQUE	
V1	1,4	4,0	0,65	61	No.	ENSAYO	No.	ENSAYO
	1,3	3,9	0,65		A1	SUCS	I1	Triaxial UU
	1,2	3,5	0,58					
V2	1,4	4,5	0,78	79				
	1,3	4,5	0,80					
	1,2	4,6	0,85					
V3	1,2	3,7	0,63	60				
	1,2	3,6	0,60					
	1,2	3,7	0,63					

APÉNDICE C
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO



UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU

ASTM D-2850

REPORTE DE ENSAYO

PROYECTO: Evaluación de los parámetros de resistencia al corte de suelos lateríticos mediante la aplicación retro cálculo para el análisis de estabilidad

LOCALIZACIÓN: Carretera: Saguangal - Las Golondrinas,
Provincias de Pichincha, Imbabura y Esmeraldas

No. TRABAJO: 1746

MUESTRA: Tomada por el Cliente

SOLICITADO POR: Ing. Galo López

DESCRIPCIÓN: Muestra B-1- Absc. 16+360

CONTRATISTA: -----

PROFUNDIDAD: -----

FISCALIZACIÓN: -----

TIPO DE MUESTRA: Bloque Inalterado

ENSAYADO POR: A.M.

FECHA DE REPORTE: 2022-12-19

DATOS INICIALES														
PROBETA No.	DIMENSIONES					CONTENIDO DE AGUA				DENSIDAD		Gs	Saturación	Relación de vacíos
	Diámetro	Altura	Área	Volumen	Peso probeta	Masa del Recipiente	Masa del recipiente +		Contenido de agua	Húmeda	Seca			
	mm	mm	mm ²	cm ³	g	g	Suelo Húmedo	Suelo Seco		g/cm ³	g/cm ³			
1	70.68	140.05	3923.95	549.55	634.60	65.53	699.20	314.46	154.6%	1.155	0.454	2.660	84.5%	4.864
2	71.17	139.85	3977.80	556.30	603.71	68.62	670.72	300.82	159.3%	1.085	0.419	2.660	79.1%	5.356
3	70.35	140.50	3887.03	546.13	649.97	64.50	713.17	323.02	150.9%	1.190	0.474	2.660	87.1%	4.608

PROBETA No. 1					PROBETA No. 2					PROBETA No. 3				
Defor.	Deformación Unitaria, ε	Área Corregida	Carga	Esfuerzo Desviador, σ ₁	Defor.	Deformación Unitaria, ε	Área Corregida	Carga	Esfuerzo Desviador	Defor.	Deformación Unitaria, ε	Área Corregida	Carga	Esfuerzo Desviador
mm	%	mm ²	kg	KPa	mm	%	mm ²	kg	KPa	mm	%	mm ²	kg	KPa
0.00	0.00	3924.0	0.0	0.0	0.00	0.00	3977.8	0.0	0.0	0.00	0.00	3887.0	0.0	0.0
0.35	0.25	3933.8	6.6	16.4	0.36	0.26	3988.1	17.3	42.5	0.35	0.25	3896.7	9.9	24.9
0.70	0.50	3943.7	27.3	67.9	0.71	0.51	3998.1	38.0	93.2	0.71	0.51	3906.8	26.5	66.5
1.05	0.75	3953.6	51.8	128.5	1.06	0.76	4008.2	54.8	134.0	1.05	0.75	3916.3	55.8	139.7
1.40	1.00	3963.6	71.2	176.1	1.41	1.01	4018.3	67.7	165.2	1.40	1.00	3926.1	74.1	185.0
1.75	1.25	3973.6	85.2	210.2	1.76	1.26	4028.5	77.6	188.9	1.75	1.25	3936.1	88.8	221.2
2.11	1.51	3984.0	94.0	231.3	2.11	1.51	4038.7	85.6	207.8	2.11	1.50	3946.3	99.3	246.7
2.46	1.76	3994.1	98.9	242.8	2.47	1.77	4049.3	91.5	221.5	2.46	1.75	3956.3	106.6	264.2
2.81	2.01	4004.3	101.4	248.3	2.81	2.01	4059.4	96.1	232.1	2.81	2.00	3966.4	112.5	278.1
3.16	2.26	4014.5	102.4	250.1	3.16	2.26	4069.8	99.3	239.2	3.15	2.24	3976.2	117.8	290.5
3.51	2.51	4024.8	102.1	248.7	3.51	2.51	4080.2	102.1	245.3	3.50	2.49	3986.3	121.6	299.1
3.86	2.76	4035.2	101.4	246.4	3.87	2.77	4091.0	104.3	250.0	3.86	2.75	3996.8	124.6	305.6
4.21	3.01	4045.6	101.0	244.8	4.21	3.01	4101.2	106.1	253.6	4.20	2.99	4006.8	127.2	311.2
4.55	3.25	4055.7	100.9	243.9	4.57	3.27	4112.2	107.6	256.5	4.55	3.24	4017.1	129.6	316.3
4.90	3.50	4066.2	100.3	241.8	4.91	3.51	4122.5	108.7	258.5	4.91	3.50	4027.8	131.8	320.8
5.25	3.75	4076.8	99.3	238.8	5.26	3.76	4133.3	109.6	260.0	5.25	3.74	4037.9	134.0	325.3
5.60	4.00	4087.4	98.8	237.0	5.61	4.01	4144.0	110.6	261.7	5.61	3.99	4048.7	135.8	328.8
5.95	4.25	4098.1	98.1	234.7	5.97	4.27	4155.2	111.5	263.1	5.96	4.24	4059.2	136.9	330.6
6.31	4.51	4109.1	97.5	232.6	6.31	4.51	4165.8	112.0	263.6	6.30	4.48	4069.5	137.8	332.0
6.65	4.75	4119.6	96.8	230.4	6.66	4.76	4176.7	112.6	264.3	6.65	4.73	4080.1	139.1	334.2
7.01	5.01	4130.7	95.5	226.7	7.03	5.03	4188.4	113.0	264.5	7.00	4.98	4090.8	139.4	334.1
7.35	5.25	4141.3	94.3	223.2	7.36	5.26	4198.8	113.3	264.5	7.35	5.23	4101.6	140.5	335.8
7.70	5.50	4152.2	93.2	220.1	7.71	5.51	4209.9	113.7	264.8	7.71	5.49	4112.7	140.3	334.4
8.05	5.75	4163.3	92.1	216.9	8.05	5.76	4220.7	113.9	264.6	8.05	5.73	4123.3	141.1	335.5
8.14	5.81	4166.1	91.8	216.0	8.41	6.01	4232.3	114.3	264.8	8.40	5.98	4134.2	140.5	333.2
					8.75	6.26	4243.3	114.3	264.1	8.76	6.24	4145.5	140.8	333.0
					9.11	6.51	4255.0	114.5	263.8	9.11	6.48	4156.5	141.1	332.8
					9.46	6.76	4266.4	114.5	263.1	9.46	6.73	4167.6	140.3	330.0
					9.82	7.02	4278.2	114.5	262.4	9.81	6.98	4178.8	140.2	328.9
					10.16	7.27	4289.4	114.6	261.9					
					10.50	7.51	4300.7	114.3	260.6					
					10.87	7.77	4313.1	114.2	259.6					

Nota: Documento válido únicamente con el sello seco de la Institución. El laboratorio no se responsabiliza por la reproducción parcial o total de este documento.

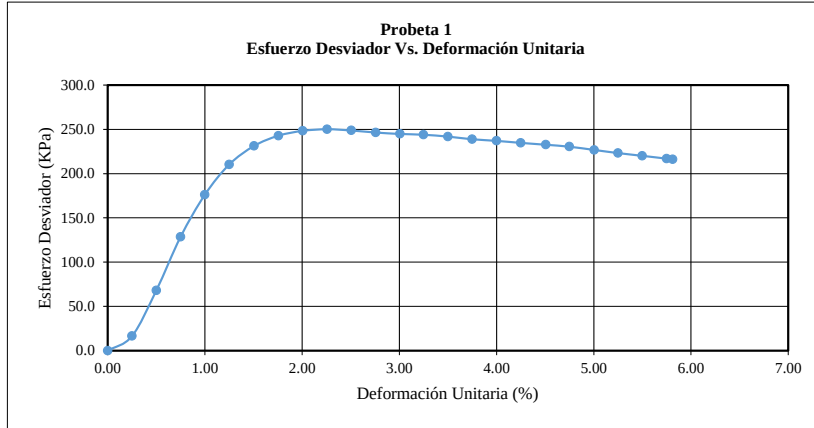
Ciudadela Universitaria - Gilberto Gatto Sobral S/N y Alejandro de Valdez
Teléfono: 02 223 8744 ext. 211, 234 / Correo: lms.fing@uce.edu.ec

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU
ASTM D-2850

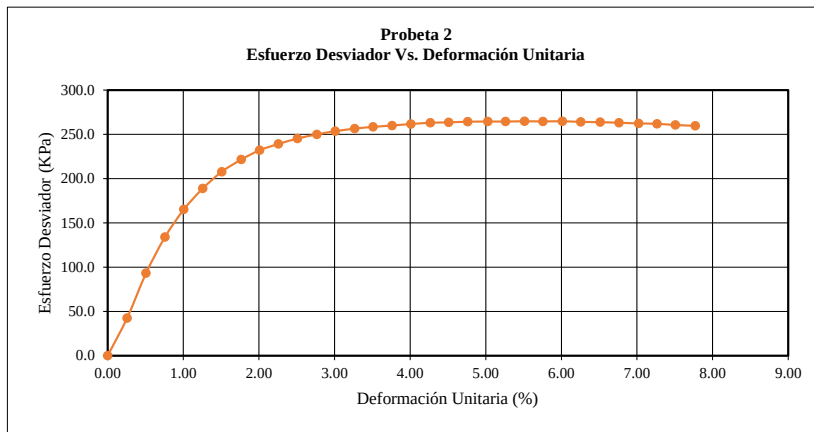
DESCRIPCIÓN: Muestra B-1- Absc. 16+360 PROFUNDIDAD:-----

CONDICIONES EN EL ESTADO DE CORTE

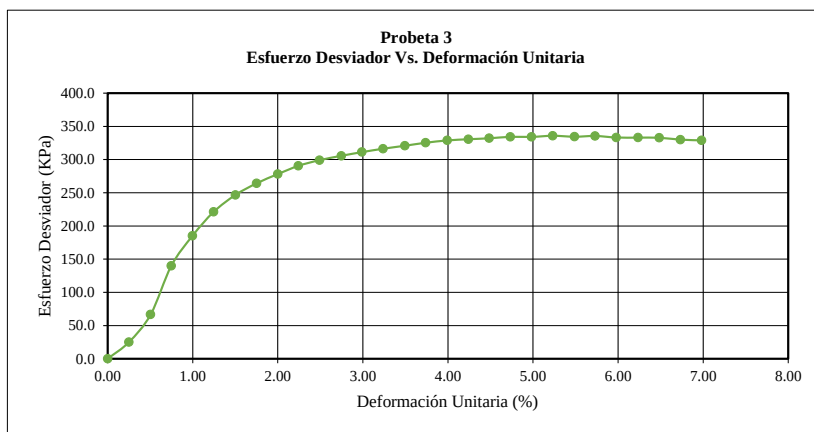
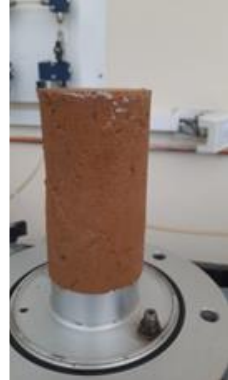
Probeta No.	1	2	3
Velocidad de corte	0.10 %/Min	0.10 %/Min	0.10 %/Min
Presión de celda. KPa	50.0	100.0	200.0



ESQUEMA DE FALLA



ESQUEMA DE FALLA



ESQUEMA DE FALLA



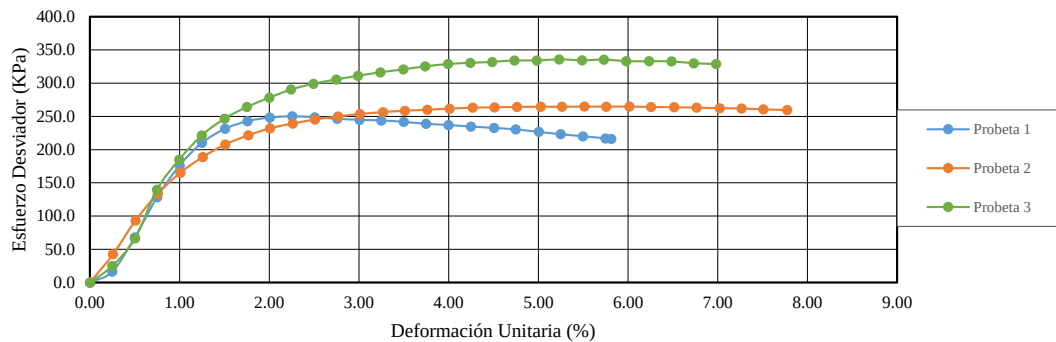


UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR

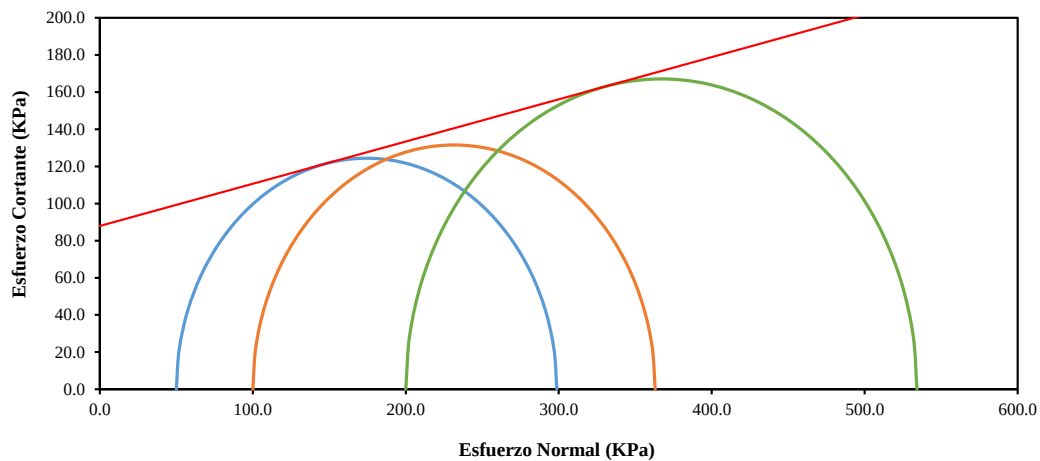
FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU ASTM D-2850

Esfuerzo Desviador Vs. Deformación Unitaria



Esfuerzo Cortante Vs. Esfuerzo Normal



CONDICIONES DE FALLA			
Probeta No.	1	2	3
Deformación Axial, %	5.81	7.77	6.98
Esfuerzo desviador KPa	250.1	264.8	335.8
Corrección del Esfuerzo Desviador, KPa	1.3	1.8	1.6
Esfuerzo desviador corregido KPa	248.8	263.0	334.2
Esfuerzo principal menor, KPa	50.0	100.0	200.0
Esfuerzo principal mayor, KPa	298.8	363.0	534.2
RESULTADOS DE ENSAYOS			
COHESIÓN, KPa	87.9	ÁNGULO DE FRICCIÓN	12.8

OBSERVACIONES: Unidades: 1KPa = 0.010197 Kg/cm²

DESCRIPCIÓN: Muestra B-1- Absc. 16+360

Supervisado y Calculado por:



Firmado electrónicamente por:
**ANDRÉS JAIRO
MUNOZ
BELTRAN**

Ing. Andrés Muñoz B.

Director del Laboratorio, Enc.



Firmado electrónicamente por:
**DARIO JAVIER
BERMUDEZ
ANDRADE**

Ing. Darío Bermúdez M.Sc

REPORTE DE ENSAYO

PROYECTO: Saguangal - Las Golondrinas

LOCALIZACIÓN: Esmeraldas - Imbabura

MUESTRA : Tomada por el Cliente

DESCRIPCIÓN: Bloque B-8 Absc. 17 + 570 Lado Derecho

PROFUNDIDAD:

TIPO DE MUESTRA: Compactada en Laboratorio

ENSAYADO POR: J.C

No. TRABAJO: 1667

SOLICITADO POR: Ing. Carlos Ortega

CONTRATISTA:

FISCALIZACIÓN:

FECHA DE ENSAYO: 2021-02-26

FECHA DE REPORTE: 2021-03-03

DATOS INICIALES														
PROBETA No.	DIMENSIONES					CONTENIDO DE AGUA				DENSIDAD		Gs	Saturación	Relación de vacíos
	Diámetro	Altura	Área	Volumen	Peso probeta	Masa del Recipiente	Masa del recipiente +		Contenido de agua	Húmeda	Seca			
							Suelo Húmedo	Suelo Seco						
	mm	mm	mm ²	cm ³	g	g	g	g	g/cm ³	g/cm ³				
1	70.83	140.10	3940.63	552.08	647.88	65.02	710.36	252.07	245.0%	1.174	0.340	2.67	95.5%	6.850
2	70.77	140.05	3933.21	550.85	653.32	83.70	731.94	279.95	230.3%	1.186	0.359	2.67	95.5%	6.436
3	70.72	140.00	3927.66	549.87	649.61	68.63	695.66	253.84	238.6%	1.181	0.349	2.67	95.8%	6.651

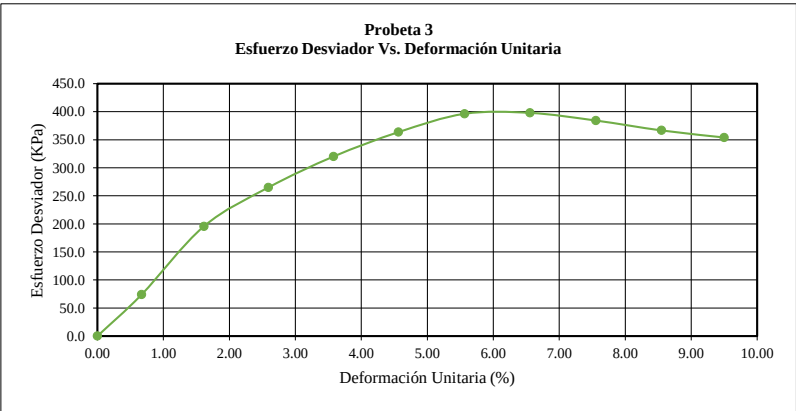
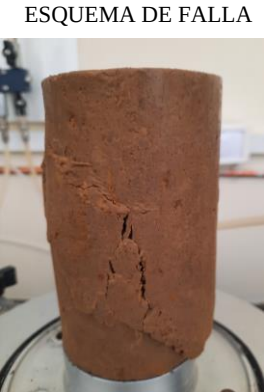
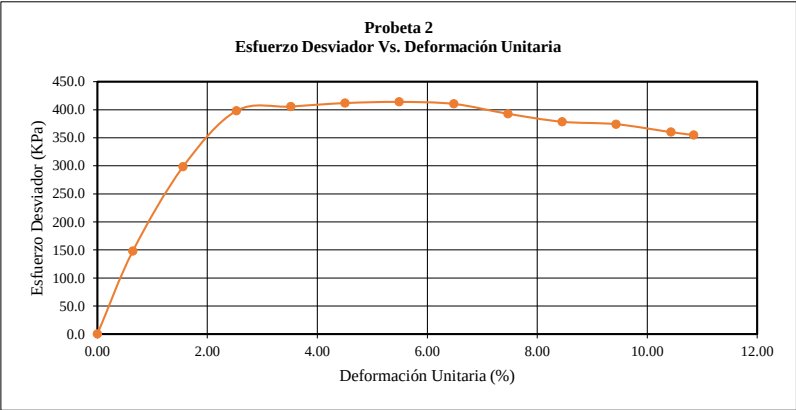
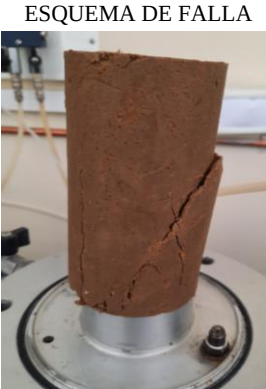
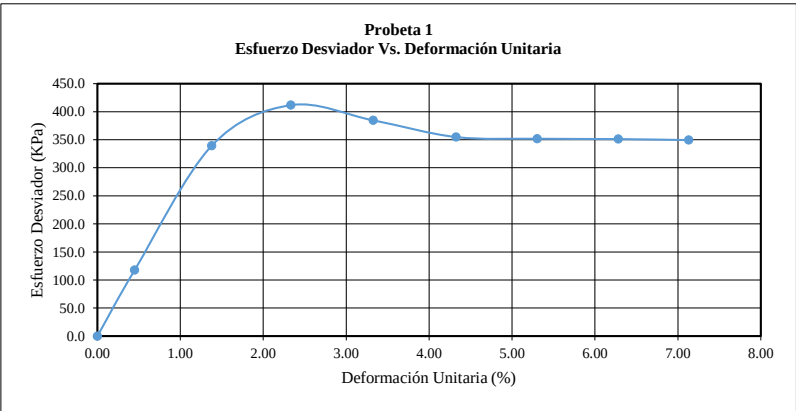
[illegible]

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU
ASTM D-2850

DESCRIPCIÓN: Bloque B-8 Absc. 17 + 570 Lado Derecho

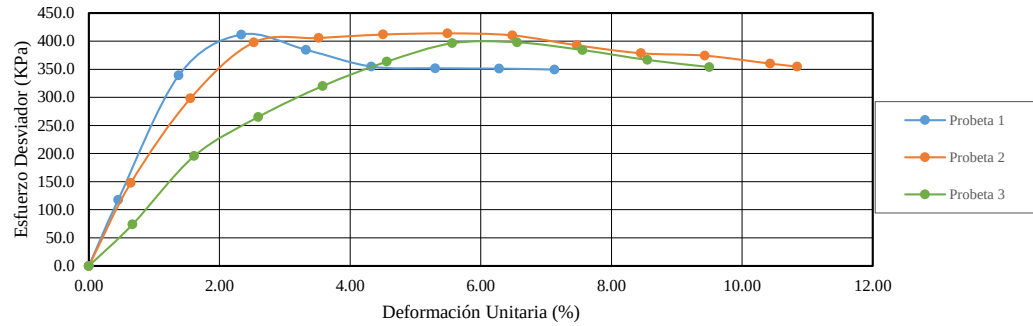
CONDICIONES EN EL ESTADO DE CORTE

Probeta No.	1	2	3
Velocidad de corte	0.10 %/Min	0.10 %/Min	0.10 %/Min
Presión de celda. KPa	50.0	100.0	200.0

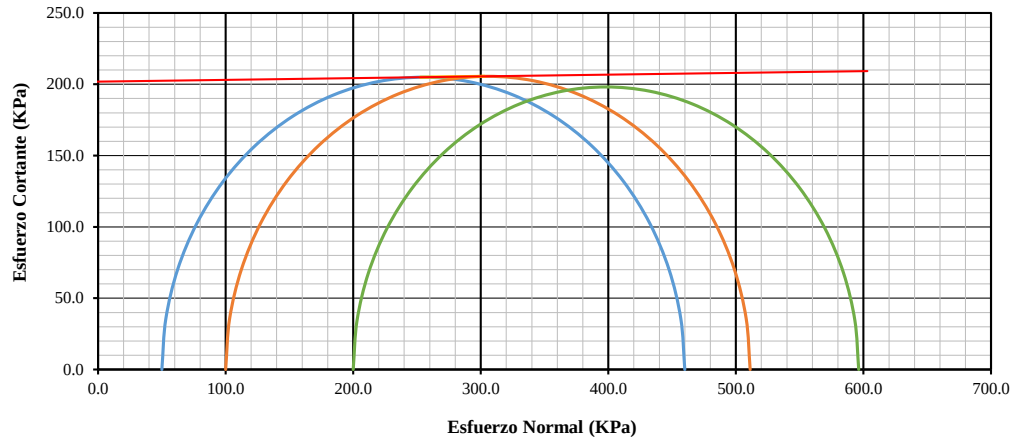


ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU **ASTM D-2850**

Esfuerzo Desviador Vs. Deformación Unitaria



Esfuerzo Cortante Vs. Esfuerzo Normal



CONDICIONES DE FALLA			
Probeta No.	1	2	3
Deformación Axial, %	7.13	10.85	6.56
Esfuerzo desviador KPa	411.7	413.9	397.9
Corrección del Esfuerzo Desviador, KPa	1.8	2.7	1.6
Esfuerzo desviador corregido KPa	409.9	411.2	396.3
Esfuerzo principal menor, KPa	50.0	100.0	200.0
Esfuerzo principal mayor, KPa	459.9	511.2	596.3
RESULTADOS DE ENSAYOS			
COHESIÓN, KPa	201.9	ÁNGULO DE FRICCIÓN	0.7

OBSERVACIONES: Unidades: 1KPa = 0.010197 Kg/cm²
DESCRIPCIÓN: Bloque B-8 Absc. 17 + 570 Lado Derecho

Supervisado y Calculado por:

Director del Laboratorio, Enc.

Ing. Andrés Muñoz B.

Ing. Darío Bermúdez



UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU

ASTM D-2850

REPORTE DE ENSAYO

PROYECTO: Evaluación de los parámetros de resistencia al corte de suelos lateríticos mediante la aplicación retro cálculo para el análisis de estabilidad

LOCALIZACIÓN: Carretera: Saguangal - Las Golondrinas,
Provincias de Pichincha, Imbabura y Esmeraldas

No. TRABAJO: 1746

MUESTRA: Tomada por el Cliente

SOLICITADO POR: Ing. Galo López

DESCRIPCIÓN: Muestra B-3 - Absc. 17+890

CONTRATISTA: -----

PROFUNDIDAD: -----

FISCALIZACIÓN: -----

TIPO DE MUESTRA: Bloque Inalterado

ENSAYADO POR: A.M.

FECHA DE REPORTE: 2022-12-19

DATOS INICIALES														
PROBETA No.	DIMENSIONES					CONTENIDO DE AGUA				DENSIDAD		Gs	Saturación	Relación de vacíos
	Diámetro	Altura	Área	Volumen	Peso probeta	Masa del Recipiente	Masa del recipiente +		Contenido de agua	Húmeda	Seca			
	mm	mm	mm ²	cm ³	g	g	Suelo Húmedo	Suelo Seco		g/cm ³	g/cm ³			
1	70.52	140.35	3905.47	548.13	941.62	65.35	880.64	613.17	48.8%	1.718	1.154	2.670	99.3%	1.313
2	70.53	140.85	3907.32	550.35	948.90	82.99	1029.15	720.80	48.3%	1.724	1.162	2.670	99.5%	1.297
3	70.33	140.05	3885.19	544.12	931.05	76.29	1006.36	699.53	49.2%	1.711	1.147	2.670	98.9%	1.329

PROBETA No. 1					PROBETA No. 2					PROBETA No. 3				
Defor.	Deformación Unitaria, ε	Área Corregida	Carga	Esfuerzo Desviador, σ ₁	Defor.	Deformación Unitaria, ε	Área Corregida	Carga	Esfuerzo Desviador	Defor.	Deformación Unitaria, ε	Área Corregida	Carga	Esfuerzo Desviador
mm	%	mm ²	kg	KPa	mm	%	mm ²	kg	KPa	mm	%	mm ²	kg	KPa
0.00	0.00	3905.5	0.0	0.0	0.00	0.00	3907.3	0.0	0.0	0.00	0.00	3885.2	0.0	0.0
0.36	0.26	3915.5	7.0	17.5	0.36	0.26	3917.3	8.1	20.3	0.35	0.25	3894.9	4.7	11.8
1.05	0.75	3934.9	26.6	66.3	1.05	0.75	3936.6	29.8	74.2	1.07	0.76	3915.1	29.4	73.6
1.40	1.00	3944.8	36.4	90.5	1.40	0.99	3946.5	41.8	103.8	1.41	1.01	3924.7	38.7	96.7
1.77	1.26	3955.4	45.4	112.5	1.77	1.26	3957.1	50.6	125.4	1.76	1.26	3934.6	46.7	116.4
2.46	1.75	3975.1	57.4	141.6	2.46	1.75	3976.8	61.9	152.6	2.47	1.76	3955.0	59.7	148.0
3.16	2.25	3995.4	66.7	163.7	3.15	2.24	3996.7	69.1	169.5	3.17	2.26	3975.1	68.7	169.4
3.51	2.50	4005.6	70.6	172.8	3.52	2.50	4007.5	72.0	176.1	3.52	2.51	3985.3	72.4	178.1
4.20	2.99	4025.9	77.5	188.7	4.20	2.98	4027.4	76.6	186.5	4.22	3.01	4005.9	78.6	192.4
4.55	3.24	4036.3	80.5	195.5	4.57	3.25	4038.4	78.9	191.5	4.56	3.26	4015.9	81.1	198.0
4.92	3.51	4047.4	83.4	202.0	4.90	3.48	4048.2	80.9	195.9	4.92	3.51	4026.6	83.3	202.8
5.60	3.99	4067.8	88.0	212.1	5.61	3.98	4069.4	84.6	203.8	5.61	4.01	4047.3	87.1	211.0
5.96	4.25	4078.7	90.0	216.3	5.96	4.23	4079.9	86.2	207.1	5.95	4.25	4057.6	88.6	214.1
6.66	4.75	4100.0	93.5	223.6	6.65	4.72	4100.9	88.8	212.3	6.66	4.76	4079.2	91.8	220.6
7.01	4.99	4110.8	94.7	225.9	7.00	4.97	4111.7	90.3	215.3	7.01	5.01	4089.9	93.3	223.6
7.71	5.49	4132.5	96.5	228.9	7.70	5.47	4133.3	92.7	219.9	7.72	5.51	4111.8	96.1	229.1
8.06	5.74	4143.4	97.0	229.5	8.06	5.72	4144.5	93.7	221.6	8.06	5.76	4122.4	97.3	231.4
8.76	6.24	4165.5	97.1	228.5	8.75	6.21	4166.1	95.7	225.2	8.77	6.26	4144.7	99.6	235.6
9.10	6.48	4176.3	97.4	228.6	9.10	6.46	4177.2	96.6	226.7	9.11	6.51	4155.5	100.6	237.3
9.45	6.73	4187.4	97.7	228.7	9.45	6.71	4188.3	97.4	228.0	9.47	6.76	4167.0	101.8	239.5
10.16	7.24	4210.3	98.3	228.9	10.16	7.21	4211.1	99.0	230.5	10.17	7.26	4189.4	103.6	242.4
10.51	7.49	4221.6	98.4	228.5	10.51	7.46	4222.4	99.8	231.7	10.52	7.51	4200.8	104.4	243.7
11.21	7.99	4244.5	98.5	227.5	11.56	8.21	4256.7	101.8	234.5	11.56	8.25	4234.7	106.9	247.5
11.55	8.23	4255.7	98.5	226.9	11.91	8.46	4268.2	102.5	235.4	11.92	8.51	4246.6	107.6	248.4
11.90	8.48	4267.3	98.6	226.5	12.61	8.95	4291.5	103.7	236.9	12.61	9.00	4269.6	108.9	250.1
12.25	8.73	4278.9	98.5	225.7	13.30	9.44	4314.8	104.7	237.9	13.31	9.50	4293.2	110.1	251.4
12.61	8.98	4291.0	98.6	225.3	13.65	9.69	4326.6	105.4	238.8	13.66	9.75	4305.1	110.7	252.1
12.96	9.23	4302.8	98.9	225.3	14.36	10.20	4350.9	106.2	239.3	14.36	10.25	4329.0	111.7	253.0
13.31	9.48	4314.6	99.0	225.0	15.06	10.69	4375.1	107.1	240.0	15.06	10.75	4353.3	112.7	253.8
13.66	9.73	4326.6	99.1	224.6	15.75	11.18	4399.2	108.0	240.7	15.41	11.00	4365.5	113.2	254.2
14.00	9.98	4338.2	99.1	224.0	16.46	11.69	4424.3	107.1	237.3	15.76	11.25	4377.8	113.2	253.5
14.23	10.14	4346.1	99.0	223.3	17.15	12.18	4449.0	101.8	224.3	16.11	11.50	4390.2	113.5	253.5

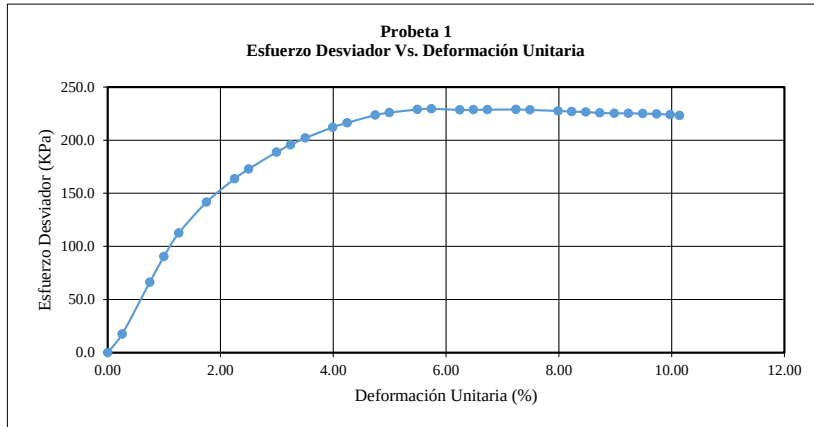


ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU
ASTM D-2850

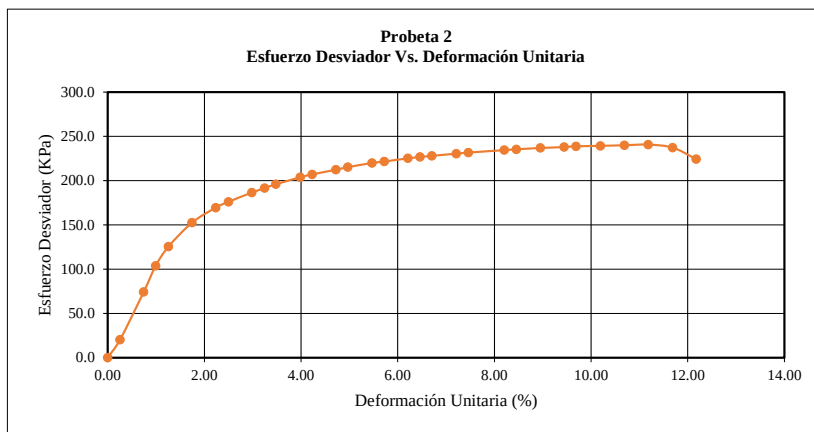
DESCRIPCIÓN: Muestra B-3 - Absc. 17+890 PROFUNDIDAD:-----

CONDICIONES EN EL ESTADO DE CORTE

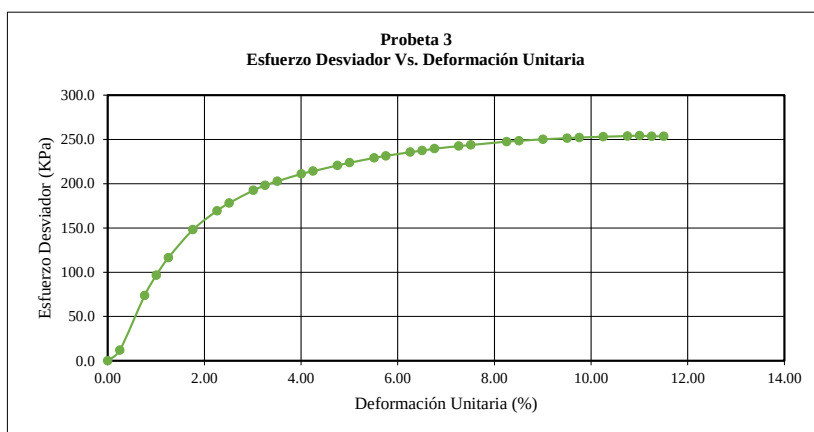
Probeta No.	1	2	3
Velocidad de corte	0.10 %/Min	0.10 %/Min	0.10 %/Min
Presión de celda. KPa	50.0	100.0	200.0



ESQUEMA DE FALLA



ESQUEMA DE FALLA



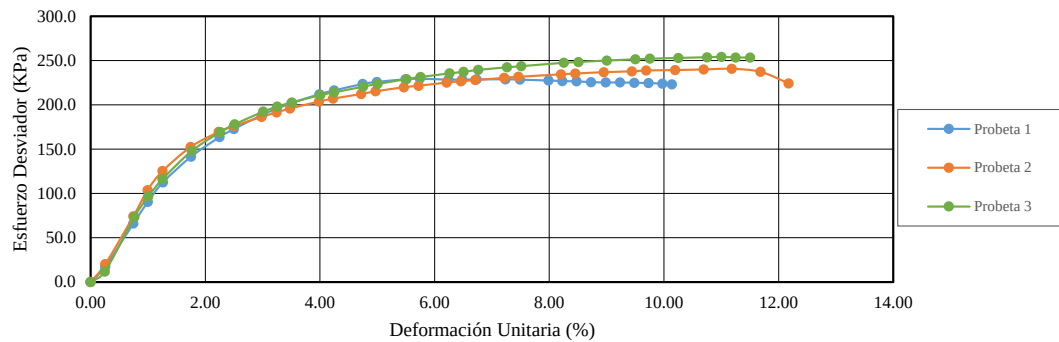
ESQUEMA DE FALLA



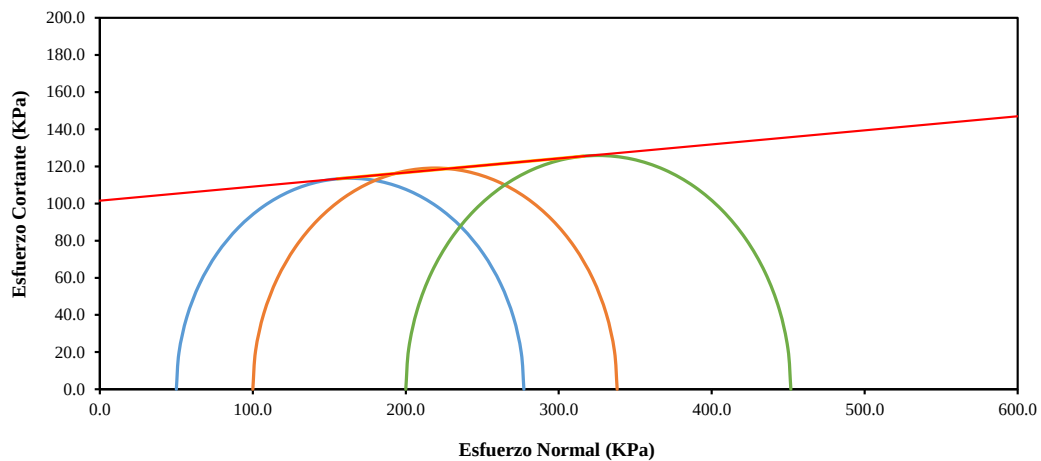


ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU
ASTM D-2850

Esfuerzo Desviador Vs. Deformación Unitaria



Esfuerzo Cortante Vs. Esfuerzo Normal



CONDICIONES DE FALLA			
Probeta No.	1	2	3
Deformación Axial, %	10.14	11.18	11.00
Esfuerzo desviador KPa	229.5	240.7	254.2
Corrección del Esfuerzo Desviador, KP	2.3	2.5	2.5
Esfuerzo desviador corregido KPa	227.2	238.2	251.7
Esfuerzo principal menor, KPa	50.0	100.0	200.0
Esfuerzo principal mayor, KPa	277.2	338.2	451.7
RESULTADOS DE ENSAYOS			
COHESIÓN, KPa	101.5	ÁNGULO DE FRICCIÓN	4.3

OBSERVACIONES: Unidades: 1KPa = 0.010197 Kg/cm²

DESCRIPCIÓN: Muestra B-3 - Absc. 17+890

Supervisado y Calculado por:



Firmado electrónicamente por:

ANDRES JAIR
MUNOZ
BELTRAN

Ing. Andrés Muñoz B.

Director del Laboratorio, Enc.



Firmado electrónicamente por:

DARIO JAVIER
BERMUDEZ
ANDRADE

Ing. Darío Bermúdez M.Sc

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU

ASTM D-2850

REPORTE DE ENSAYO

PROYECTO: Evaluación de los parámetros de resistencia al corte de suelos lateríticos mediante la aplicación retro cálculo para el análisis de estabilidad

LOCALIZACIÓN: Carretera: Saguangal - Las Golondrinas,
Provincias de Pichincha, Imbabura y Esmeraldas

No. TRABAJO: 1746

MUESTRA : Tomada por el Cliente

SOLICITADO POR: Ing. Galo López

DESCRIPCIÓN: Muestra B-4 - Absc. 29+750

CONTRATISTA: -----

PROFUNDIDAD: -----

FISCALIZACIÓN: -----

TIPO DE MUESTRA: Bloque Inalterado

ENSAYADO POR: A.M.

FECHA DE REPORTE: 2022-12-19

DATOS INICIALES														
PROBETA No.	DIMENSIONES					CONTENIDO DE AGUA				DENSIDAD		Gs	Saturación	Relación de vacíos
	Diámetro	Altura	Área	Volumen	Peso probeta	Masa del Recipiente	Masa del recipiente +		Contenido de agua	Húmeda	Seca			
							Suelo Húmedo	Suelo Seco						
	mm	mm	mm²	cm³	g	g	g	g		g/cm³	g/cm³			
1	69.95	140.05	3842.96	538.21	804.42	64.79	887.28	501.43	88.4%	1.495	0.793	2.660	99.9%	2.352
2	70.82	140.10	3938.77	551.82	817.63	69.90	896.00	505.11	89.8%	1.482	0.781	2.660	99.2%	2.408
3	70.37	140.75	3888.87	547.36	796.25	67.90	832.91	457.97	96.1%	1.455	0.742	2.660	98.9%	2.586

PROBETA No. 1					PROBETA No. 2					PROBETA No. 3				
Defor.	Deformaci ón Unitaria, ε	Área Corregida	Carga	Esfuerzo Desviador, σ ₁	Defor.	Deformaci ón Unitaria, ε	Área Corregida	Carga	Esfuerzo Desviador	Defor.	Deformaci ón Unitaria, ε	Área Corregida	Carga	Esfuerzo Desviador
mm	%	mm ²	kg	KPa	mm	%	mm ²	kg	KPa	mm	%	mm ²	kg	KPa
0.00	0.00	3843.0	0.0	0.0	0.00	0.00	3938.8	0.0	0.0	0.00	0.00	3888.9	0.0	0.0
0.36	0.26	3852.9	2.4	6.1	0.35	0.25	3948.6	10.0	24.8	0.36	0.26	3898.9	5.1	12.8
0.70	0.50	3862.3	19.1	48.5	0.70	0.50	3958.6	21.6	53.5	0.71	0.50	3908.6	11.3	28.3
1.06	0.76	3872.3	36.6	92.7	1.06	0.76	3968.8	23.5	58.1	1.06	0.75	3918.4	28.8	72.1
1.41	1.01	3882.0	52.7	133.1	1.41	1.01	3978.8	34.1	84.0	1.41	1.00	3928.2	41.8	104.3
1.76	1.26	3891.9	61.3	154.4	1.75	1.25	3988.6	45.8	112.6	1.77	1.26	3938.4	50.9	126.7
2.11	1.51	3901.7	63.8	160.3	2.10	1.50	3998.7	54.6	133.9	2.11	1.50	3948.1	57.0	141.5
2.46	1.76	3911.7	64.2	160.9	2.45	1.75	4008.9	60.7	148.4	2.47	1.76	3958.3	61.8	153.1
2.81	2.01	3921.6	64.2	160.5	2.81	2.01	4019.4	64.8	158.1	2.80	1.99	3967.8	65.0	160.6
3.16	2.26	3931.7	64.1	159.8	3.15	2.25	4029.4	66.3	161.3	3.16	2.25	3978.2	67.2	165.6
3.52	2.51	3942.0	64.0	159.2	3.50	2.50	4039.7	67.0	162.6	3.52	2.50	3988.6	68.7	168.9
3.86	2.76	3951.9	64.1	159.0	3.85	2.75	4050.1	67.2	162.7	3.86	2.74	3998.5	69.5	170.4
4.22	3.01	3962.3	64.0	158.4	4.21	3.01	4060.8	67.2	162.2	4.20	2.98	4008.5	70.1	171.4
4.57	3.26	3972.6	63.9	157.7	4.55	3.25	4071.0	67.1	161.6	4.56	3.24	4019.1	70.3	171.5
4.91	3.51	3982.6	63.6	156.6	4.90	3.50	4081.5	66.9	160.7	4.91	3.49	4029.4	70.3	171.0
5.26	3.76	3992.9	63.2	155.2	5.25	3.75	4092.1	66.8	160.0	5.26	3.74	4039.8	70.3	170.6
5.63	4.02	4003.9	62.9	154.0	5.60	4.00	4102.8	66.8	159.6	5.62	3.99	4050.6	70.4	170.4
5.96	4.26	4013.8	62.8	153.4	5.95	4.25	4113.5	66.7	159.0	5.96	4.23	4060.8	70.4	170.0
6.31	4.51	4024.3	62.7	152.7	6.31	4.50	4124.5	66.8	158.8	6.31	4.48	4071.4	70.5	169.8
6.66	4.76	4034.8	62.6	152.1	6.66	4.75	4135.4	66.9	158.6	6.65	4.73	4081.7	70.6	169.6
7.01	5.01	4045.4	62.6	151.7	7.01	5.00	4146.3	67.0	158.4	7.01	4.98	4092.7	70.5	168.9
7.36	5.26	4056.1	62.5	151.1	7.37	5.26	4157.5	67.0	158.0	7.36	5.23	4103.4	70.3	168.0
7.72	5.51	4067.1	62.3	150.2	7.70	5.50	4167.8	66.8	157.1	7.73	5.49	4114.9	70.2	167.3
8.07	5.76	4077.9	62.2	149.5	8.06	5.75	4179.2	66.6	156.2	8.05	5.72	4124.8	70.0	166.4
8.41	6.00	4088.5	61.9	148.4	8.40	6.00	4190.0	66.3	155.1	8.40	5.97	4135.7	69.7	165.2
8.42	6.01	4088.8	61.9	148.4	8.75	6.25	4201.2	66.1	154.3	8.77	6.23	4147.3	69.5	164.3
					9.11	6.50	4212.7	65.9	153.4	9.12	6.48	4158.3	69.5	163.9
					9.45	6.75	4223.7	65.8	152.7	9.45	6.71	4168.8	69.3	163.0
					9.80	7.00	4235.0	65.6	151.9					
					9.91	7.07	4238.6	65.6	151.7					



UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

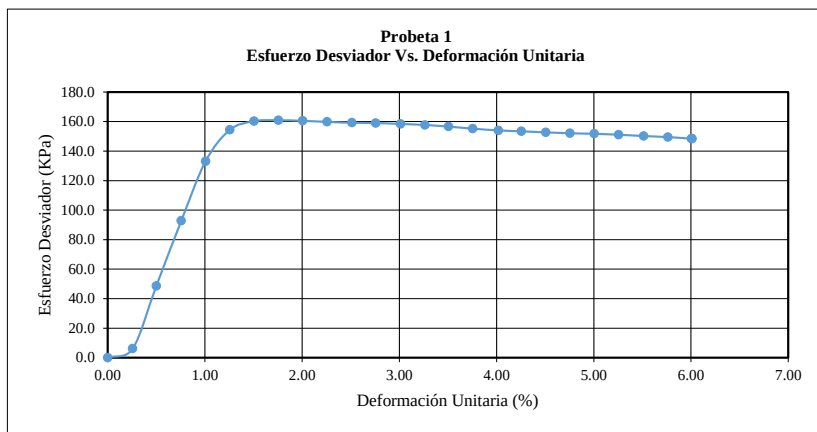
ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU

ASTM D-2850

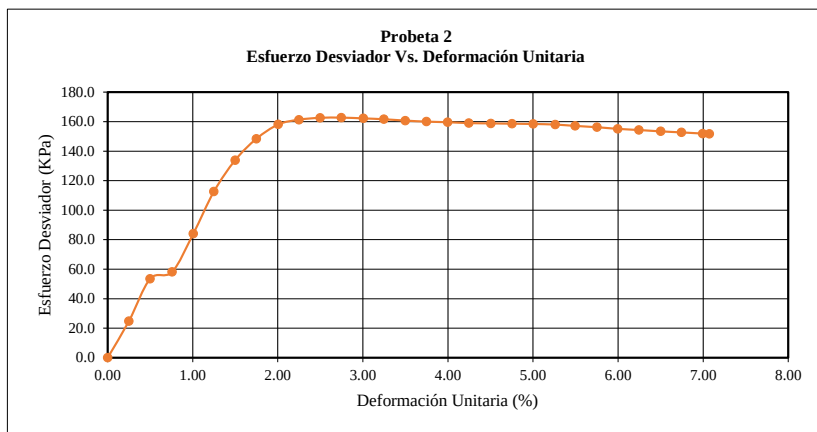
DESCRIPCIÓN: Muestra B-4 - Absc. 29+750 PROFUNDIDAD:-----

CONDICIONES EN EL ESTADO DE CORTE

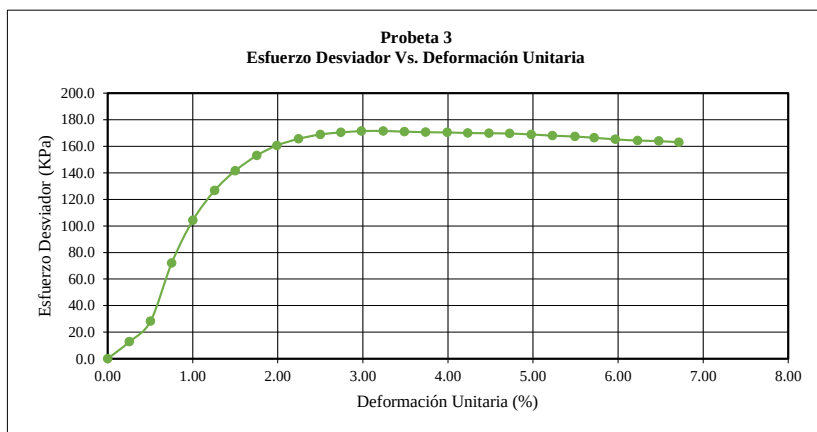
Probeta No.	1	2	3
Velocidad de corte	0.10 %/Min	0.10 %/Min	0.10 %/Min
Presión de celda. KPa	50.0	100.0	200.0



ESQUEMA DE FALLA



ESQUEMA DE FALLA



ESQUEMA DE FALLA





UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR

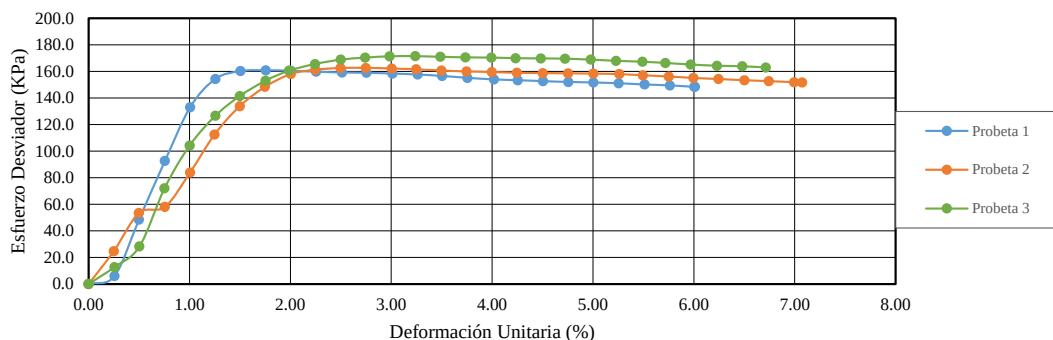
FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

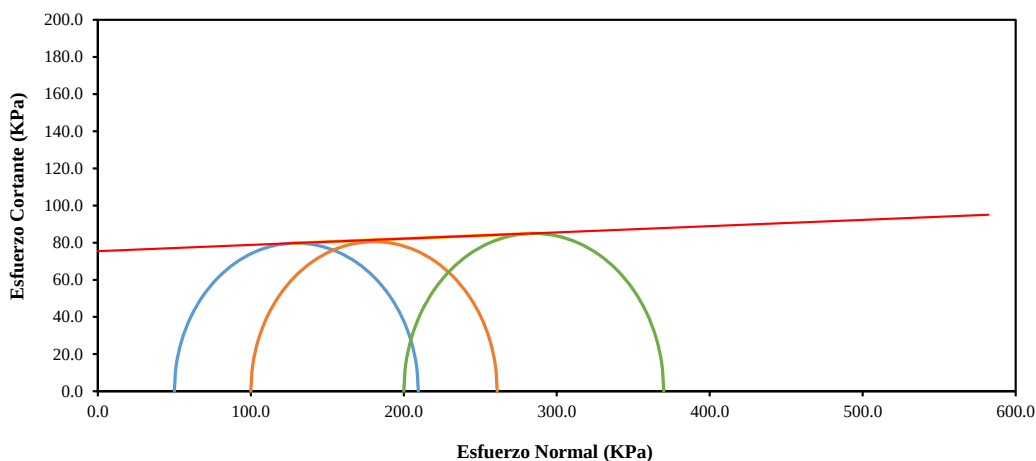
ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU

ASTM D-2850

Esfuerzo Desviador Vs. Deformación Unitaria



Esfuerzo Cortante Vs. Esfuerzo Normal



CONDICIONES DE FALLA			
Probeta No.	1	2	3
Deformación Axial, %	6.01	7.07	6.71
Esfuerzo desviador KPa	160.9	162.7	171.5
Corrección del Esfuerzo Desviador, KPa	1.4	1.6	1.5
Esfuerzo desviador corregido KPa	159.5	161.1	170.0
Esfuerzo principal menor, KPa	50.0	100.0	200.0
Esfuerzo principal mayor, KPa	209.5	261.1	370.0
RESULTADOS DE ENSAYOS			
COHESIÓN, KPa	75.4	ÁNGULO DE FRICCIÓN	1.9

OBSERVACIONES: Unidades: 1KPa = 0.010197 Kg/cm²

DESCRIPCIÓN: Muestra B-4 - Absc. 29+750

Supervisado y Calculado por:



Firmado electrónicamente por:

**ANDRES JAIRO
MUNOZ
BELTRAN**

Ing. Andrés Muñoz B.

Director del Laboratorio, Enc.



Firmado electrónicamente por:

**DARIO JAVIER
BERMUDEZ
ANDRADE**

Ing. Darío Bermúdez M.Sc



ASTM D-2850

PROYECTO: Evaluación de los parámetros de resistencia al corte de suelos lateríticos mediante la aplicación retro cálculo para el análisis de estabilidad	
LOCALIZACIÓN: Carretera: Saguangal - Las Golondrinas, Provincias de Pichincha, Imbabura y Esmeraldas	No. TRABAJO: 1746
MUESTRA : Tomada por el Cliente	SOLICITADO POR: Ing. Galo López
DESCRIPCIÓN: Muestra B-5- Absc. 36+020	CONTRATISTA: -----
PROFUNDIDAD: ----	FISCALIZACIÓN: -----
IPO DE MUESTRA: Bloque Inalterado	
ENSAYADO POR: A.M.	FECHA DE REPORTE: 2022-12-19

DATOS INICIALES														
PROBETA N ^o .	DIMENSIONES					CONTENIDO DE AGUA				DENSIDAD		Gs	Saturación	Relación de vacíos
	Diámetro	Altura	Área	Volumen	Peso probeta	Masa del Recipiente	Masa del recipiente +		Contenido de agua	Húmeda	Seca			
							Suelo Húmedo	Suelo Seco						
							g	g						
mm	mm	mm ²	cm ³	g	g	g	g	g	g/cm ³	g/cm ³				
1	70.45	140.10	3898.09	546.12	660.71	65.05	743.94	360.60	129.7%	1.210	0.527	2.640	85.3%	4.012
2	70.67	140.10	3922.47	549.54	659.78	70.39	729.25	330.25	153.5%	1.201	0.474	2.640	88.6%	4.575
3	70.55	140.05	3909.16	547.48	666.92	69.76	734.22	338.15	147.6%	1.218	0.492	2.640	89.2%	4.365

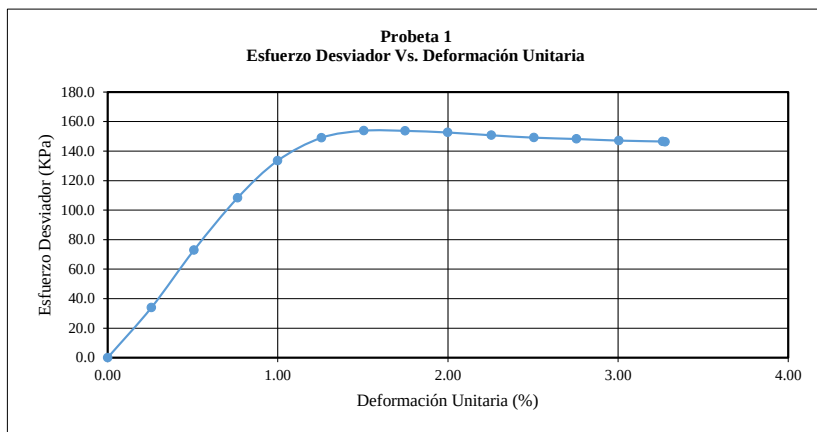
[illegible]

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU
ASTM D-2850

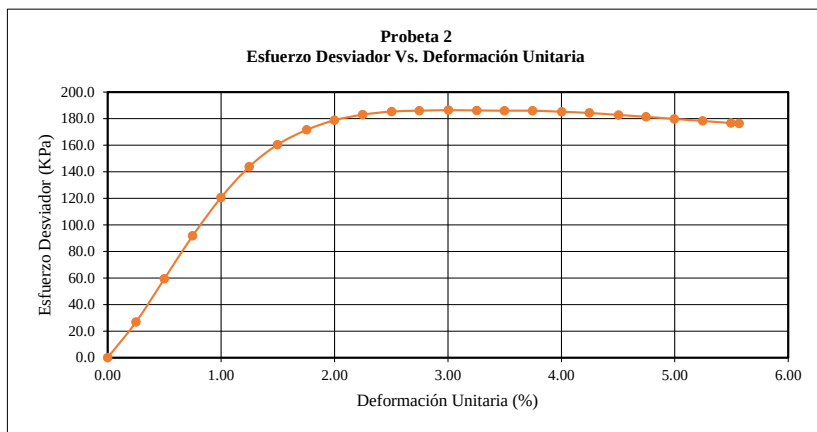
DESCRIPCIÓN: Muestra B-5- Absc. 36+020 PROFUNDIDAD:-----

CONDICIONES EN EL ESTADO DE CORTE

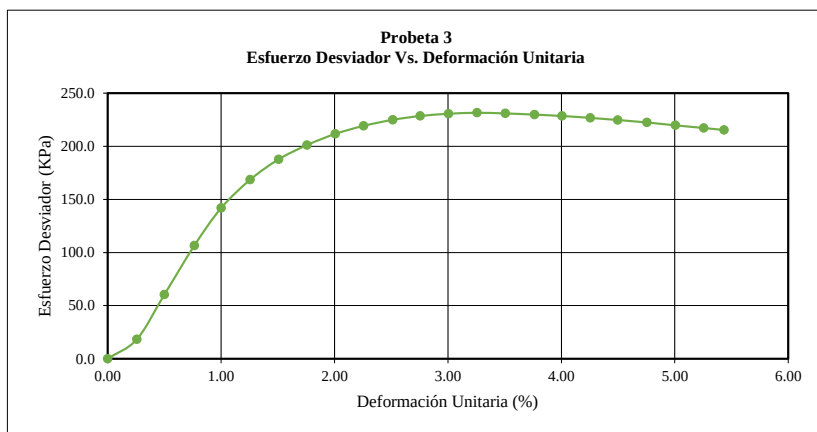
Probeta No.	1	2	3
Velocidad de corte	0.10 %/Min	0.10 %/Min	0.10 %/Min
Presión de celda. KPa	50.0	100.0	200.0



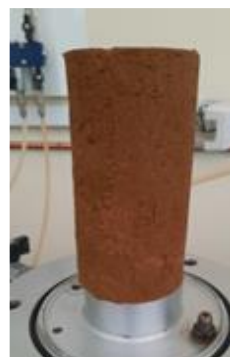
ESQUEMA DE FALLA



ESQUEMA DE FALLA



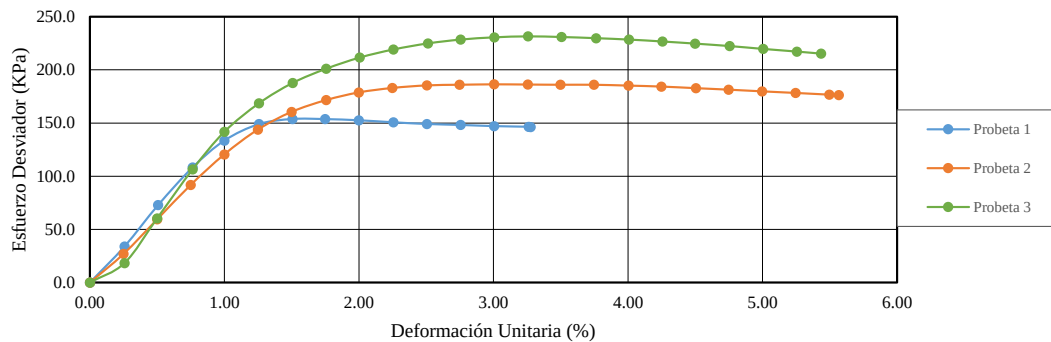
ESQUEMA DE FALLA



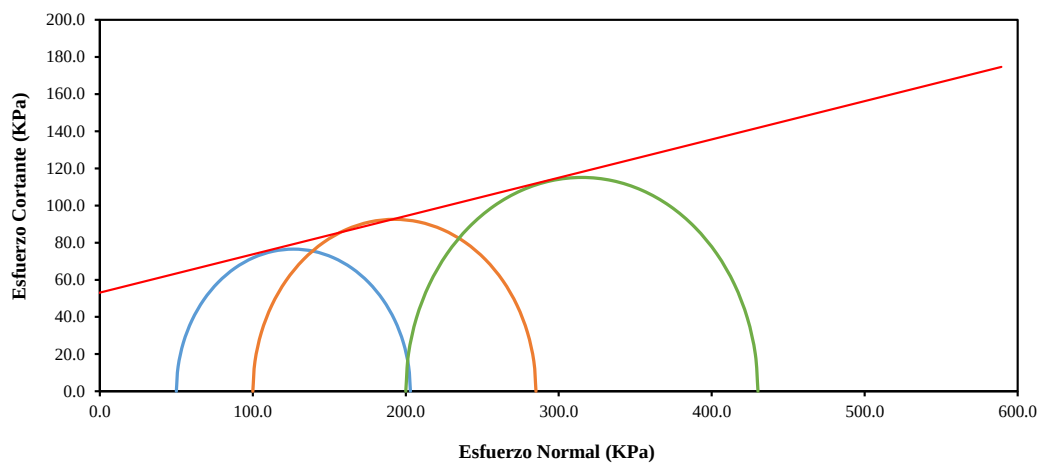


ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU
ASTM D-2850

Esfuerzo Desviador Vs. Deformación Unitaria



Esfuerzo Cortante Vs. Esfuerzo Normal



CONDICIONES DE FALLA			
Probeta No.	1	2	3
Deformación Axial,%	3.28	5.57	5.43
Esfuerzo desviador KPa	153.8	186.4	231.5
Corrección del Esfuerzo Desviador, KP	0.8	1.3	1.3
Esfuerzo desviador corregido KPa	153.0	185.1	230.2
Esfuerzo principal menor, KPa	50.0	100.0	200.0
Esfuerzo principal mayor, KPa	203.0	285.1	430.2
RESULTADOS DE ENSAYOS			
COHESIÓN, KPa	53.1	ÁNGULO DE FRICCIÓN	11.7

OBSERVACIONES: Unidades: 1KPa = 0.010197 Kg/cm²

DESCRIPCIÓN: Muestra B-5- Absc. 36+020



Supervisado y Calculado por:
Firmado electrónicamente por:
**ANDRÉS JAIRÓ
MUÑOZ
BELTRAN**

Ing. Andrés Muñoz B.



Director del Laboratorio, Enc.
Firmado electrónicamente por:
**DARÍO JAVIER
BERMUDEZ
ANDRADE**

Ing. Darío Bermúdez M.Sc



REPORTE DE ENSAYO

No. TRABAJO: 1667
SOLICITADO POR: Ing. Carlos Ortega
CONTRATISTA: ----
FISCALIZACIÓN: ----

FECHA DE ENSAYO: 2021-02-26
FECHA DE REPORTE: 2021-03-03

DATOS INICIALES														
PROBETA No.	DIMENSIONES					CONTENIDO DE AGUA				DENSIDAD		Gs	Saturación	Relación de vacíos
	Diámetro o	Altura	Área	Volumen	Peso probeta	Masa del Recipiente	Masa del recipiente +		Contenido de agua	Húmeda	Seca			
							Suelo Húmedo	Suelo Seco						
1	70,70	140,30	3925,80	550,79	707,31	76,31	782,78	322,64	186,8%	1,284	0,448	2,760	99,8%	5,164
2	70,80	140,50	3936,92	553,14	709,05	66,78	774,61	314,99	185,2%	1,282	0,450	2,760	99,4%	5,140
3	70,80	140,20	3936,92	551,96	716,30	65,03	780,61	324,26	176,0%	1,298	0,470	2,760	99,8%	4,871

[illegible]



UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR

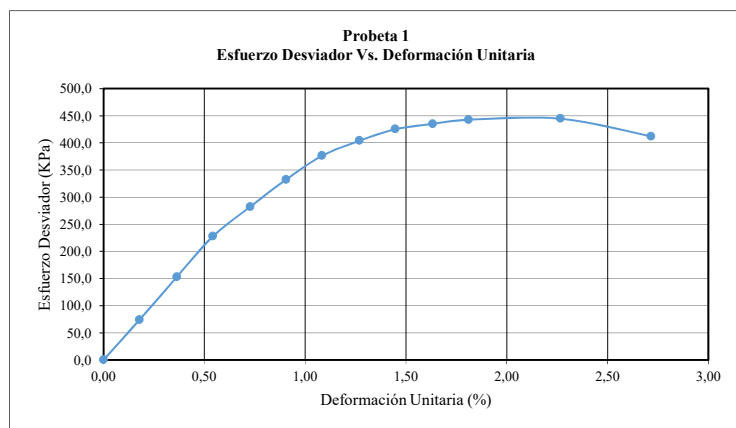
FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

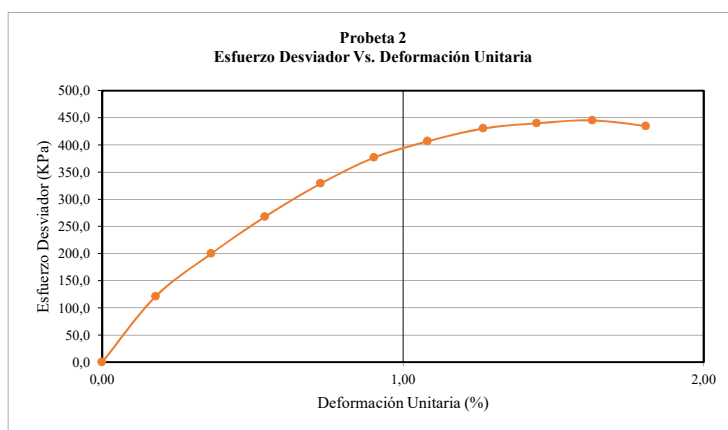
ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU ASTM D-2850

MUESTRA: Bloque B-4 - Abscisa 36+555 - Lado Derecho

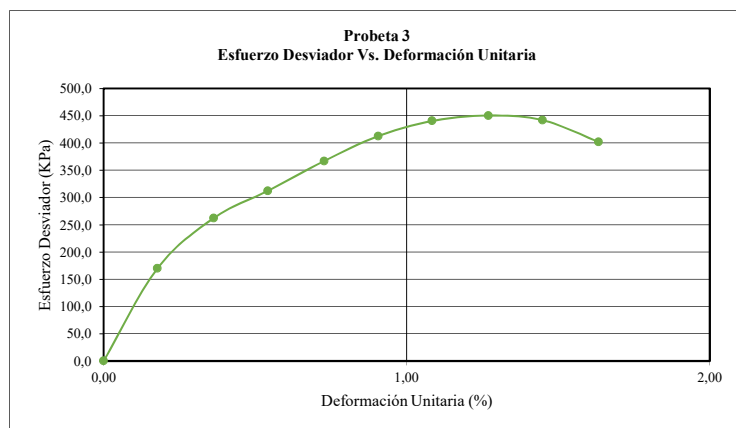
CONDICIONES EN EL ESTADO DE CORTE			
Probeta No.	1	2	3
Velocidad de corte	0.10 %/Min	0.10 %/Min	0.10 %/Min
Presión de celda. KPa	49,0	98,1	196,1



ESQUEMA DE FALLA



ESQUEMA DE FALLA



ESQUEMA DE FALLA

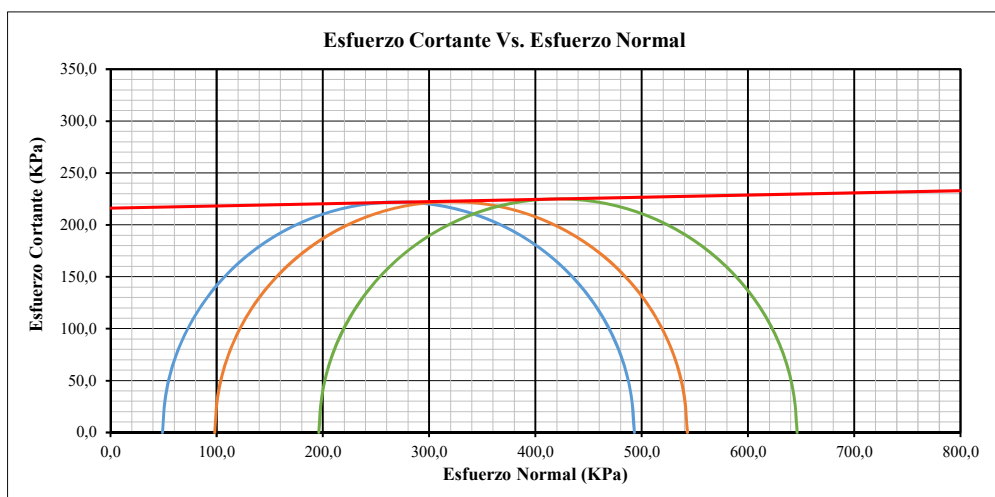
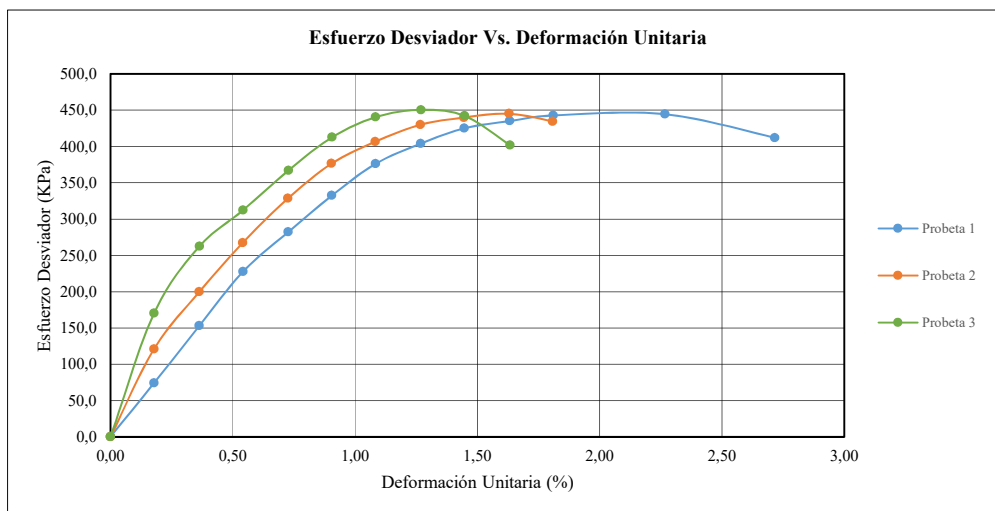




UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU
ASTM D-2850

MUESTRA: Bloque B-4 - Abscisa 36+555 - Lado Derecho



CONDICIONES DE FALLA			
Probeta No.	1	2	3
Deformación Axial, %	2,27	1,63	1,27
Esfuerzo desviador KPa	444,6	445,2	450,4
Corrección del Esfuerzo Desviador, KI	0,5	0,4	0,3
Esfuerzo desviador corregido KPa	444,1	444,8	450,1
Esfuerzo principal menor, KPa	49,0	98,1	196,1
Esfuerzo principal mayor, KPa	493,1	542,9	646,2
RESULTADOS DE ENSAYOS			
COHESIÓN, KPa	216,1	ÁNGULO DE FRICCIÓN	
		1,2°	

OBSERVACIONES: Unidades: 1KPa = 0.010197 Kg/cm²

Supervisado y Calculado por:

Director, Laboratorio de Mecánica de Suelos (E)

Ing. Ivonne Caicedo T.

Ing. Darío Bermúdez, M.Sc



UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU

ASTM D-2850

REPORTE DE ENSAYO

PROYECTO: Evaluación de los parámetros de resistencia al corte de suelos lateríticos mediante la aplicación retro cálculo para el análisis de estabilidad

LOCALIZACIÓN: Carretera: Saguangal - Las Golondrinas,
Provincias de Pichincha, Imbabura y Esmeraldas

No. TRABAJO: 1746

MUESTRA: Tomada por el Cliente

SOLICITADO POR: Ing. Galo López

DESCRIPCIÓN: Muestra B-7 - Absc. 38+600

CONTRATISTA: -----

PROFUNDIDAD: -----

FISCALIZACIÓN: -----

TIPO DE MUESTRA: Bloque Inalterado

ENSAYADO POR: A.M.

FECHA DE REPORTE: 2022-12-19

DATOS INICIALES														
PROBETA No.	DIMENSIONES					CONTENIDO DE AGUA				DENSIDAD		Gs	Saturación	Relación de vacíos
	Diámetro	Altura	Área	Volumen	Peso probeta	Masa del Recipiente	Masa del recipiente +		Contenido de agua	Húmeda	Seca			
							Suelo Húmedo	Suelo Seco						
							mm	mm						
1	70.22	140.75	3872.31	545.03	704.21	64.47	782.44	335.10	165.3%	1.292	0.487	2.670	98.5%	4.482
2	70.27	140.40	3877.83	544.45	708.31	83.67	785.55	356.08	157.7%	1.301	0.505	2.670	98.2%	4.288
3	70.27	140.85	3877.83	546.19	706.89	64.96	770.99	341.30	155.5%	1.294	0.507	2.670	97.2%	4.271

PROBETA No. 1					PROBETA No. 2					PROBETA No. 3				
Defor.	Deformación Unitaria, ε	Área Corregida	Carga	Esfuerzo Desviador, σ ₁	Defor.	Deformación Unitaria, ε	Área Corregida	Carga	Esfuerzo Desviador	Defor.	Deformación Unitaria, ε	Área Corregida	Carga	Esfuerzo Desviador
mm	%	mm ²	kg	KPa	mm	%	mm ²	kg	KPa	mm	%	mm ²	kg	KPa
0.00	0.00	3872.3	0.0	0.0	0.00	0.00	3877.8	0.0	0.0	0.00	0.00	3877.8	0.0	0.0
0.36	0.26	3882.2	5.9	14.9	0.36	0.26	3887.8	1.1	2.8	0.36	0.26	3887.8	5.2	13.1
0.71	0.50	3891.9	14.0	35.3	0.70	0.50	3897.3	2.5	6.3	0.72	0.51	3897.7	13.1	33.0
1.06	0.75	3901.7	19.5	49.0	1.06	0.76	3907.3	3.9	9.8	1.06	0.75	3907.2	17.4	43.7
1.41	1.00	3911.5	21.7	54.4	1.41	1.00	3917.2	8.6	21.5	1.40	0.99	3916.8	20.5	51.3
1.76	1.25	3921.3	22.2	55.5	1.76	1.25	3927.1	13.9	34.7	1.75	1.24	3926.6	23.1	57.7
2.11	1.50	3931.2	21.8	54.4	2.11	1.50	3937.0	17.6	43.8	2.10	1.49	3936.5	25.1	62.5
2.46	1.75	3941.2	21.3	53.0	2.45	1.75	3946.7	20.4	50.7	2.45	1.74	3946.5	26.6	66.1
2.81	2.00	3951.2	20.7	51.4	2.80	1.99	3956.7	22.7	56.2	2.81	2.00	3956.8	27.8	68.9
3.16	2.25	3961.2	19.9	49.3	3.15	2.24	3966.8	24.3	60.1	3.15	2.24	3966.5	28.8	71.2
3.51	2.49	3971.3	19.2	47.4	3.50	2.49	3977.0	25.6	63.1	3.51	2.49	3976.9	29.7	73.2
3.61	2.56	3974.2	19.0	46.9	3.85	2.74	3987.2	26.6	65.4	3.86	2.74	3987.1	30.4	74.8
					4.21	3.00	3997.7	27.5	67.4	4.20	2.98	3997.0	31.0	76.0
					4.55	3.24	4007.7	28.2	69.0	4.56	3.24	4007.6	31.4	76.8
					4.90	3.49	4018.1	28.8	70.3	4.91	3.49	4017.9	31.8	77.6
					5.26	3.75	4028.7	29.1	70.8	5.25	3.73	4028.0	32.1	78.1
					5.60	3.99	4038.9	29.3	71.1	5.60	3.98	4038.4	32.4	78.7
					5.96	4.25	4049.7	29.4	71.2	5.95	4.22	4048.9	32.6	78.9
					6.30	4.49	4060.0	29.6	71.5	6.32	4.49	4060.0	32.7	79.0
					6.65	4.74	4070.6	29.8	71.8	6.65	4.72	4070.0	32.8	79.0
					7.00	4.99	4081.3	29.9	71.8	7.01	4.98	4080.9	32.9	79.0
					7.36	5.24	4092.3	29.9	71.6	7.36	5.23	4091.6	32.8	78.6
					7.70	5.48	4102.8	30.0	71.7	7.70	5.47	4102.1	32.9	78.6
					8.07	5.75	4114.3	30.1	71.7	8.05	5.72	4112.9	33.0	78.7
					8.41	5.99	4124.9	30.2	71.8	8.41	5.97	4124.1	33.0	78.4
					8.76	6.24	4135.9	30.3	71.8	8.76	6.22	4135.0	33.1	78.5
					9.10	6.48	4146.6	30.3	71.6	9.10	6.46	4145.7	33.2	78.5
					9.47	6.75	4158.3	30.3	71.4	9.47	6.72	4157.3	33.3	78.5
					9.81	6.99	4169.1	30.4	71.5	9.80	6.96	4167.8	33.5	78.8
					10.16	7.24	4180.3	30.5	71.5	10.15	7.21	4179.0	33.5	78.6
					10.50	7.48	4191.3	30.1	70.4	10.50	7.46	4190.2	33.5	78.4
					10.85	7.73	4202.6	29.9	69.8	10.85	7.70	4201.5	33.4	77.9

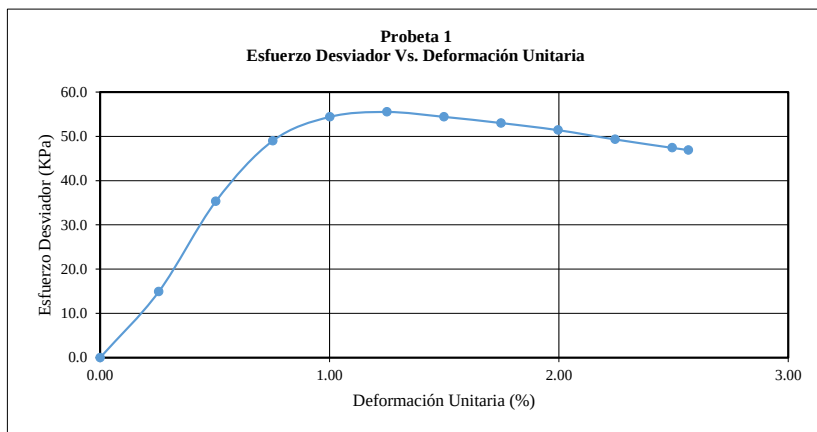
ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU

ASTM D-2850

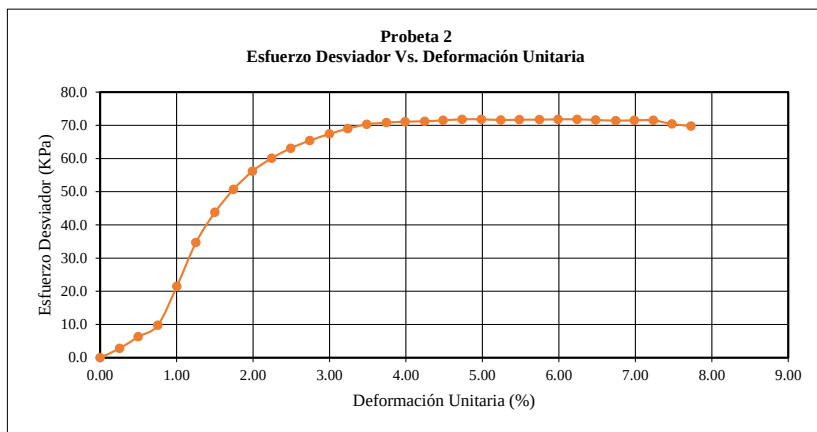
DESCRIPCIÓN: Muestra B-7 - Absc. 38+600 PROFUNDIDAD:-----

CONDICIONES EN EL ESTADO DE CORTE

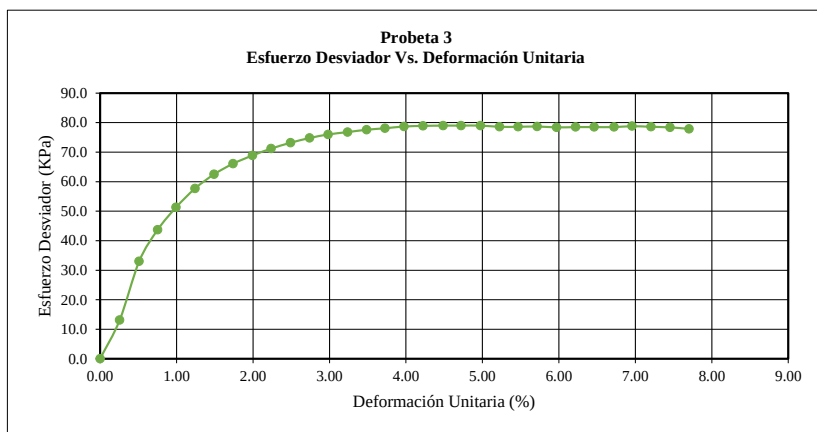
Probeta No.	1	2	3
Velocidad de corte	0.10 %/Min	0.10 %/Min	0.10 %/Min
Presión de celda. KPa	50.0	100.0	200.0



ESQUEMA DE FALLA



ESQUEMA DE FALLA



ESQUEMA DE FALLA





UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR

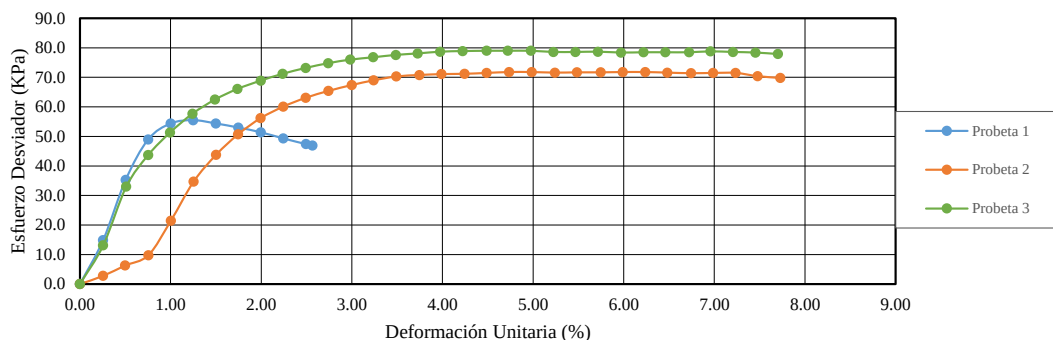
FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

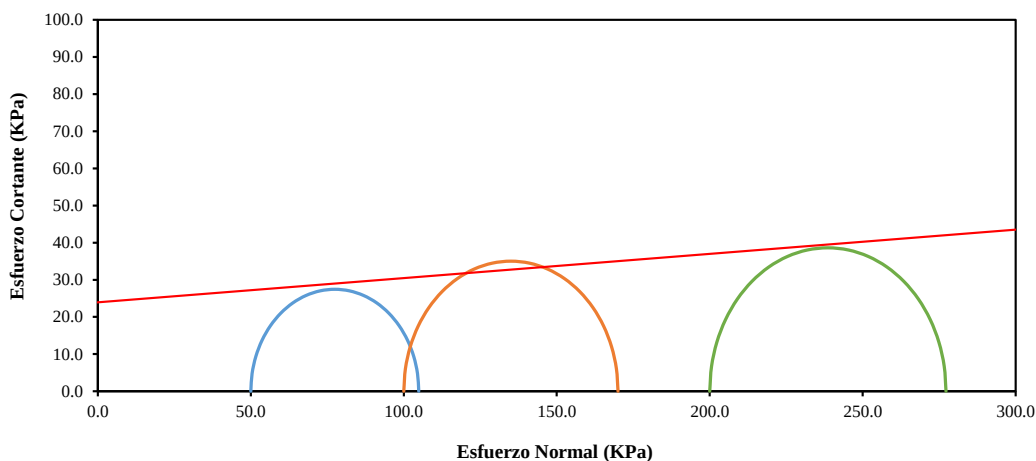
ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU

ASTM D-2850

Esfuerzo Desviador Vs. Deformación Unitaria



Esfuerzo Cortante Vs. Esfuerzo Normal



CONDICIONES DE FALLA			
Probeta No.	1	2	3
Deformación Axial, %	2.56	7.73	7.70
Esfuerzo desviador KPa	55.5	71.8	79.0
Corrección del Esfuerzo Desviador, KPa	0.6	1.8	1.8
Esfuerzo desviador corregido KPa	54.9	70.0	77.2
Esfuerzo principal menor, KPa	50.0	100.0	200.0
Esfuerzo principal mayor, KPa	104.9	170.0	277.2
RESULTADOS DE ENSAYOS			
COHESIÓN, KPa	23.9	ÁNGULO DE FRICCIÓN	3.7

OBSERVACIONES: Unidades: 1KPa = 0.010197 Kg/cm²

DESCRIPCIÓN: Muestra B-7 - Absc. 38+600

Supervisado y Calculado por:



Firmado electrónicamente por:

**ANDRÉS JAIRÓ
MUÑOZ
BELTRAN**

Ing. Andrés Muñoz B.

Director del Laboratorio, Enc.



Firmado electrónicamente por:

**DARÍO JAVIER
BERMÚDEZ
ANDRADE**

Ing. Darío Bermúdez M.Sc



REPORTE DE ENSAYO

FECHA DE REPORTE: 2022-12-19

[illegible]

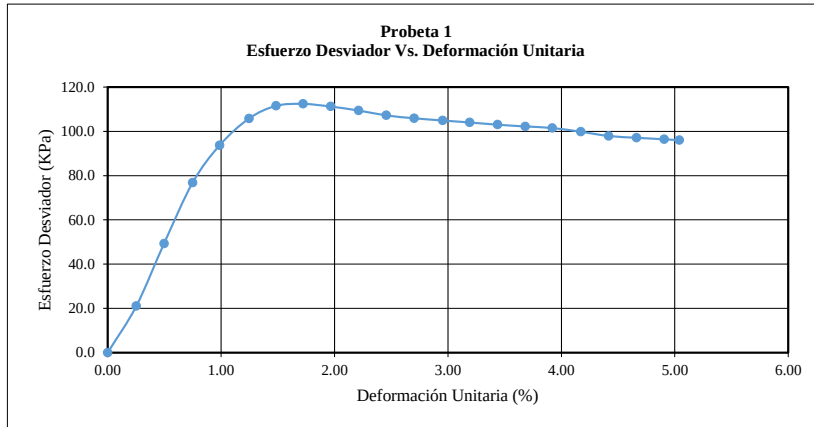


ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU
ASTM D-2850

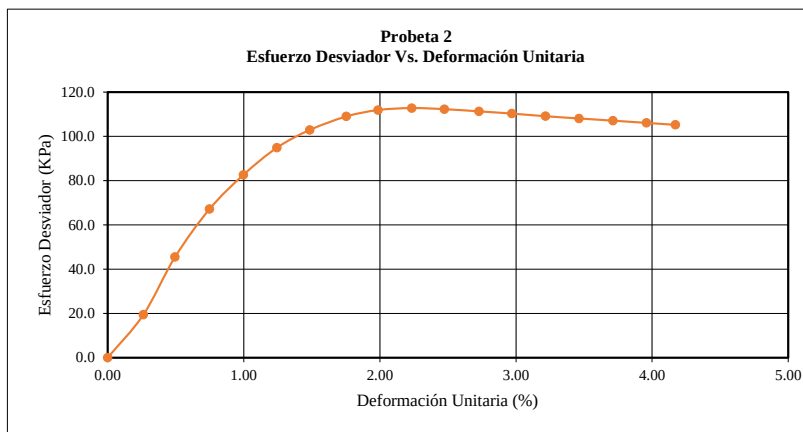
DESCRIPCIÓN: Muestra B-8- Absc. 44+550 PROFUNDIDAD:-----

CONDICIONES EN EL ESTADO DE CORTE

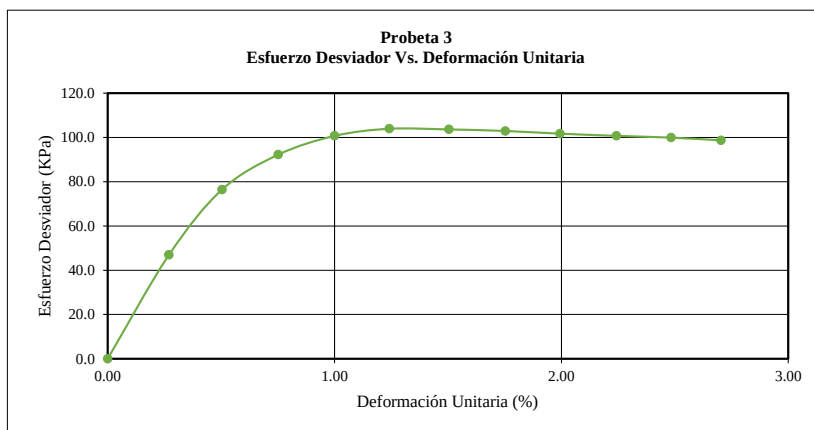
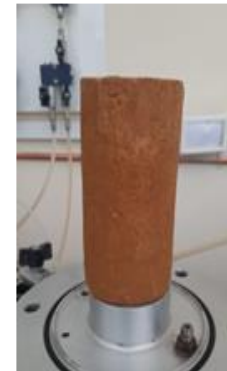
Probeta No.	1	2	3
Velocidad de corte	0.10 %/Min	0.10 %/Min	0.10 %/Min
Presión de celda. KPa	50.0	100.0	200.0



ESQUEMA DE FALLA



ESQUEMA DE FALLA



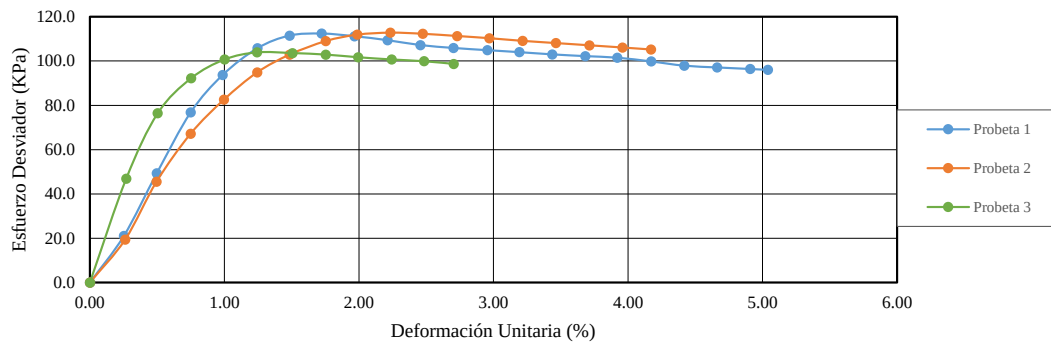
ESQUEMA DE FALLA



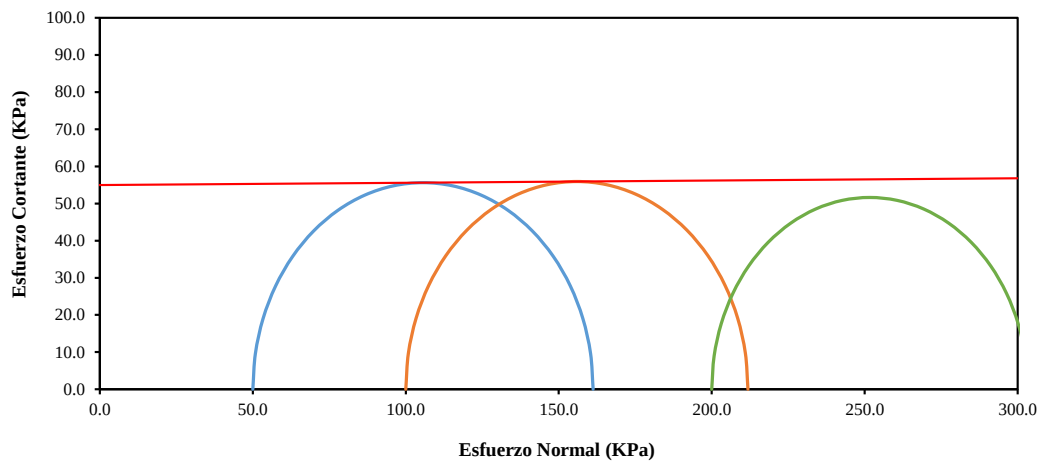


ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU
ASTM D-2850

Esfuerzo Desviador Vs. Deformación Unitaria



Esfuerzo Cortante Vs. Esfuerzo Normal



CONDICIONES DE FALLA			
Probeta No.	1	2	3
Deformación Axial, %	5.04	4.17	2.70
Esfuerzo desviador KPa	112.4	112.8	103.9
Corrección del Esfuerzo Desviador, KPa	1.2	1.0	0.6
Esfuerzo desviador corregido KPa	111.2	111.8	103.3
Esfuerzo principal menor, KPa	50.0	100.0	200.0
Esfuerzo principal mayor, KPa	161.2	211.8	303.3
RESULTADOS DE ENSAYOS			
COHESIÓN, KPa	55.0	ÁNGULO DE FRICCIÓN	0.3

OBSERVACIONES: Unidades: 1KPa = 0.010197 Kg/cm²

DESCRIPCIÓN: Muestra B-8- Absc. 44+550

Supervisado y Calculado por:



Firmado electrónicamente por:
**ANDRÉS JAIRÓ
MUÑOZ
BELTRAN**

Ing. Andrés Muñoz B.

Director del Laboratorio, Enc.



Firmado electrónicamente por:
**DARÍO JAVIER
BERMUDEZ
ANDRADE**

Ing. Darío Bermúdez M.Sc



UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU

ASTM D-2850

REPORTE DE ENSAYO

PROYECTO: Evaluación de los parámetros de resistencia al corte de suelos lateríticos mediante la aplicación retro cálculo para el análisis de estabilidad

LOCALIZACIÓN: Carretera: Saguangal - Las Golondrinas,
Provincias de Pichincha, Imbabura y Esmeraldas

No. TRABAJO: 1746

MUESTRA: Tomada por el Cliente

SOLICITADO POR: Ing. Galo López

DESCRIPCIÓN: Muestra B-10- Absc. 45+570

CONTRATISTA: -----

PROFUNDIDAD: -----

FISCALIZACIÓN: -----

TIPO DE MUESTRA: Bloque Inalterado

ENSAYADO POR: A.M.

FECHA DE REPORTE: 2022-12-19

DATOS INICIALES														
PROBETA No.	DIMENSIONES					CONTENIDO DE AGUA				DENSIDAD		Gs	Saturación	Relación de vacíos
	Diámetro	Altura	Área	Volumen	Peso probeta	Masa del Recipiente	Masa del recipiente +		Contenido de agua	Húmeda	Seca			
	mm	mm	mm ²	cm ³	g	g	Suelo Húmedo	Suelo Seco		g/cm ³	g/cm ³			
1	70.65	145.27	3920.25	569.50	745.94	64.48	809.15	350.66	160.2%	1.310	0.503	2.670	99.4%	4.304
2	70.73	141.05	3929.51	554.26	734.70	83.69	818.17	374.35	152.7%	1.326	0.525	2.670	99.7%	4.090
3	71.06	142.87	3965.89	566.61	746.89	5.03	811.88	330.14	148.2%	1.318	0.531	2.670	98.2%	4.027

PROBETA No. 1					PROBETA No. 2					PROBETA No. 3				
Defor.	Deformación Unitaria, ε	Área Corregida	Carga	Esfuerzo Desviador, σ ₁	Defor.	Deformación Unitaria, ε	Área Corregida	Carga	Esfuerzo Desviador	Defor.	Deformación Unitaria, ε	Área Corregida	Carga	Esfuerzo Desviador
mm	%	mm ²	kg	KPa	mm	%	mm ²	kg	KPa	mm	%	mm ²	kg	KPa
0.00	0.00	3920.3	0.0	0.0	0.00	0.00	3929.5	0.0	0.0	0.00	0.00	3965.9	0.0	0.0
0.35	0.24	3929.7	2.0	5.0	0.36	0.26	3939.6	1.2	3.0	0.35	0.25	3975.6	2.5	6.2
0.72	0.50	3939.8	9.6	23.9	0.72	0.51	3949.7	2.7	6.7	0.72	0.50	3986.0	5.1	12.5
1.05	0.72	3948.8	16.0	39.7	1.06	0.75	3959.3	4.1	10.2	1.05	0.74	3995.3	10.0	24.5
1.40	0.96	3958.4	22.1	54.7	1.41	1.00	3969.2	9.1	22.5	1.40	0.98	4005.1	15.6	38.2
1.75	1.20	3968.1	26.8	66.2	1.76	1.25	3979.2	14.7	36.2	1.75	1.23	4015.1	20.9	51.0
2.11	1.45	3978.0	28.9	71.2	2.13	1.51	3989.8	18.7	46.0	2.12	1.48	4025.6	25.1	61.1
2.45	1.69	3987.5	29.9	73.5	2.47	1.75	3999.5	21.5	52.7	2.46	1.72	4035.4	27.3	66.3
2.81	1.93	3997.6	30.4	74.6	2.81	1.99	4009.4	24.0	58.7	2.81	1.97	4045.5	29.4	71.2
3.15	2.17	4007.1	30.6	74.9	3.18	2.26	4020.2	25.6	62.4	3.15	2.21	4055.3	30.4	73.5
3.50	2.41	4017.0	30.4	74.2	3.51	2.49	4029.8	27.0	65.7	3.50	2.45	4065.5	31.1	75.0
3.87	2.66	4027.5	30.2	73.5	3.86	2.74	4040.1	28.1	68.2	3.87	2.71	4076.3	31.1	74.8
4.20	2.89	4037.0	29.9	72.6	4.21	2.99	4050.4	29.1	70.4	4.20	2.94	4086.0	31.2	74.9
4.55	3.13	4047.0	29.5	71.5	4.56	3.23	4060.8	29.8	71.9	4.55	3.19	4096.4	31.1	74.4
4.90	3.37	4057.1	29.0	70.1	4.91	3.48	4071.2	30.4	73.2	4.90	3.43	4106.7	31.0	74.0
5.26	3.62	4067.5	28.5	68.7	5.26	3.73	4081.7	30.7	73.7	5.26	3.68	4117.5	30.8	73.3
5.61	3.86	4077.7	28.1	67.6	5.61	3.98	4092.3	30.9	74.0	5.61	3.93	4128.0	30.6	72.7
5.95	4.10	4087.7	27.8	66.7	5.97	4.23	4103.2	31.0	74.1	5.95	4.17	4138.2	30.4	72.0
6.17	4.25	4094.1	27.6	66.1	6.31	4.47	4113.5	31.2	74.4	6.17	4.32	4144.9	30.2	71.4
					6.66	4.72	4124.3	31.4	74.6	6.66	4.66	4159.8	30.0	70.7
					7.01	4.97	4135.0	31.5	74.7	7.01	4.91	4170.5	29.8	70.1
					7.39	5.24	4146.8	31.5	74.5	7.39	5.17	4182.2	29.6	69.4
					7.71	5.47	4156.7	31.6	74.5	7.71	5.40	4192.1	29.2	68.3
					8.06	5.71	4167.6	31.7	74.6					
					8.42	5.97	4179.0	31.8	74.6					
					8.77	6.22	4190.0	31.9	74.6					
					9.11	6.46	4200.8	32.0	74.7					
					9.47	6.71	4212.3	32.0	74.5					
					9.81	6.96	4223.2	32.1	74.5					
					10.16	7.20	4234.5	32.2	74.6					
					10.50	7.44	4245.5	31.7	73.2					
					10.54	7.47	4246.9	31.5	72.7					

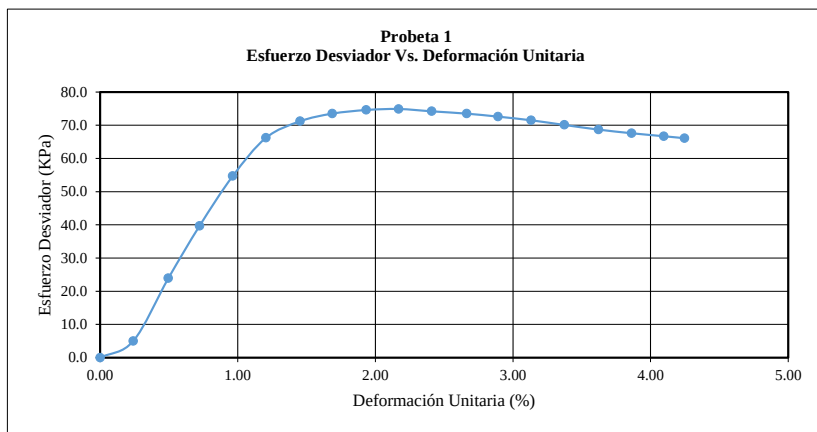


ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU
ASTM D-2850

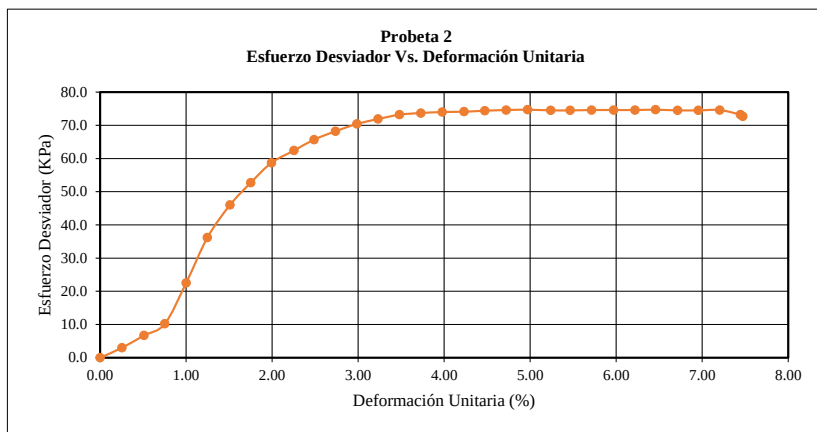
DESCRIPCIÓN: Muestra B-10- Absc. 45+570 PROFUNDIDAD:-----

CONDICIONES EN EL ESTADO DE CORTE

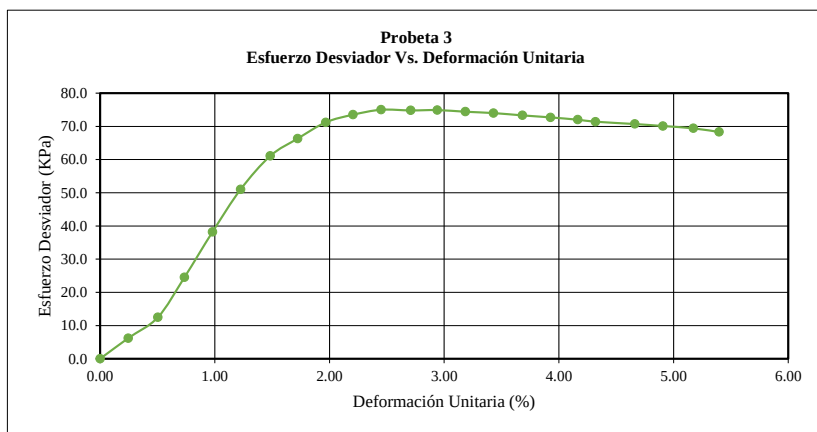
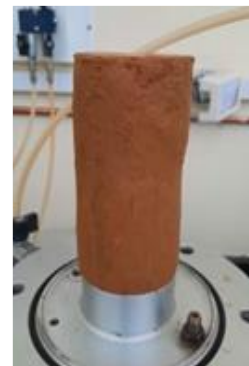
Probeta No.	1	2	3
Velocidad de corte	0.10 %/Min	0.10 %/Min	0.10 %/Min
Presión de celda. KPa	50.0	100.0	200.0



ESQUEMA DE FALLA



ESQUEMA DE FALLA



ESQUEMA DE FALLA



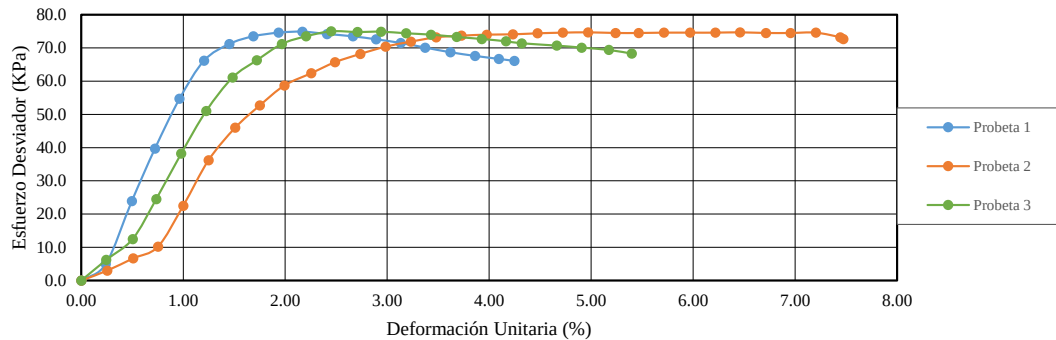


UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR

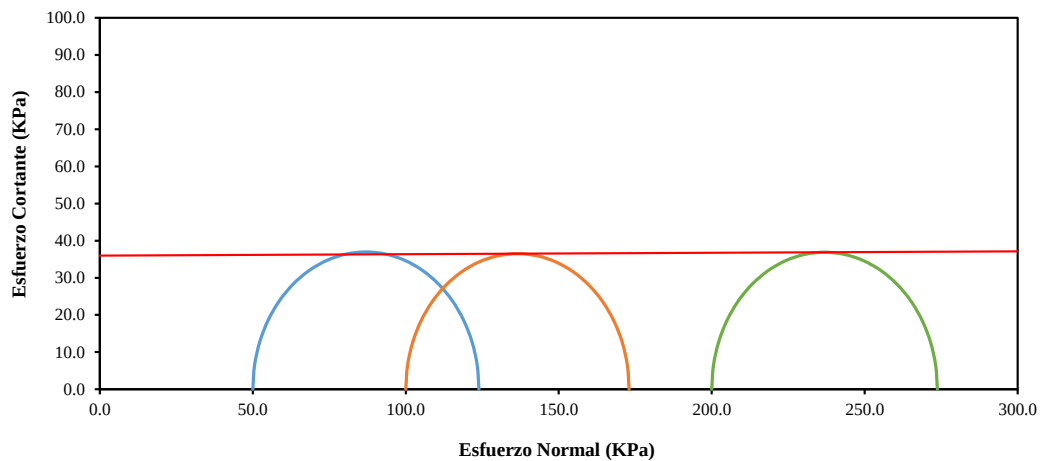
FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU ASTM D-2850

Esfuerzo Desviador Vs. Deformación Unitaria



Esfuerzo Cortante Vs. Esfuerzo Normal



CONDICIONES DE FALLA			
Probeta No.	1	2	3
Deformación Axial, %	4.25	7.47	5.40
Esfuerzo desviador KPa	74.9	74.7	75.0
Corrección del Esfuerzo Desviador, KPa	1.0	1.7	1.2
Esfuerzo desviador corregido KPa	73.9	73.0	73.8
Esfuerzo principal menor, KPa	50.0	100.0	200.0
Esfuerzo principal mayor, KPa	123.9	173.0	273.8
RESULTADOS DE ENSAYOS			
COHESIÓN, KPa	36.0	ÁNGULO DE FRICCIÓN	0.2

OBSERVACIONES: Unidades: 1KPa = 0.010197 Kg/cm²

DESCRIPCIÓN: Muestra B-10- Absc. 45+570

Supervisado y Calculado por:



Firmado electrónicamente por:
**ANDRÉS JAIRO
MUÑOZ
BELTRAN**

Ing. Andrés Muñoz B.

Director del Laboratorio, Enc.



Firmado electrónicamente por:
**DARIO JAVIER
BERMUDEZ
ANDRADE**

Ing. Darío Bermúdez M.Sc



Ing. Galo R. López P.
Teléfono: 0999683389
Mail: galol_1995@hotmail.com

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO: EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS LATERÍTICOS MEDIANTE LA APLICACIÓN RETRO CÁLCULO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	BLOQUE	B-1	FECHA:	Octubre, 2022
	COORD.:	E: 733253,5 N: 25381,9	ENSAYADO:	Sr. Jorge Balladares
	MUESTRA:	MB-1	CALCULADO:	Ing. Galo López
			REVISADO:	Ing. Galo López

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)					
N°	Peso			Humedad	
Tarro	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
215	46,04 g	20,78 g	6,00 g	170,9	168,7
252	45,61 g	21,10 g	6,37 g	166,4	

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)					
Recip.	42,14 g	ecip+S.Húm.	221,60 g	cip+S.Sec.Lav.	53,70 g
Peso seco	66,80 g	eso húmedo	179,46 g	S.Sec.Lav.	11,56 g
Tamiz	Abertura mm	Peso Retenido		Retenido %	Pasa %
		Parcial	Acumulado		
3"	75	-	-	-	100
2 ½"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1½"	37,5	-	-	-	100
1"	25	-	-	-	100
¾"	19	0,00 g	0,00 g	0	100
½"	12,5	-	-	-	-
⅜"	9,5	0,00 g	0,00 g	0	100
Nº4	4,75	0,00 g	0,00 g	0	100
Nº8	2,36	-	-	-	-
Nº10	2	0,00 g	0,00 g	0	100
Nº40	0,425	0,34 g	0,34 g	1	99
Nº50	0,3	-	-	-	-
Nº100	0,15	-	-	-	-
Nº200	0,075	9,70 g	10,04 g	15	85
		1,69 g	11,73 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA						
N°	No. Golpes	Peso			Humedad	
Tarro		Húmedo	Seca	Tarro	Parcial (%)	Limite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
272	13	28,41 g	13,96 g	6,71 g	199,3	181,7
168	19	28,38 g	13,89 g	6,21 g	188,7	
181	25	28,52 g	14,30 g	6,35 g	178,9	
165	31	28,29 g	14,03 g	6,03 g	178,3	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
65	----	15,20 g	12,34 g	10,05 g	124,9	139,1
28	----	15,60 g	12,65 g	10,90 g	168,6	
76	----	15,21 g	12,26 g	9,88 g	123,9	

Curva de flujo

ω (%)

No. Golpes

LL=181,7 %

RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	169 %	GRAVA=	0 %	SUCS	MH		Limo de alta compresibilidad
LÍMITE LÍQUIDO=	182 %	ARENA=	15 %				
ÍNDICE PLÁSTICO=	43 %	FINOS=	85 %				

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO: SANGUANGAL-LAS GOLONDRINAS	UBICACIÓN: 732189 E	FECHA: Febrero, 2021
OBRA: ESTABILIZACIÓN DE TALUDES	25293 N	
ABSCISA: KM. 16+670	MUESTRA: M-B-8	ENSAYADO: J. B.
BLOQUE: B-8	LADO: Derecho	CALCULADO: G. L.

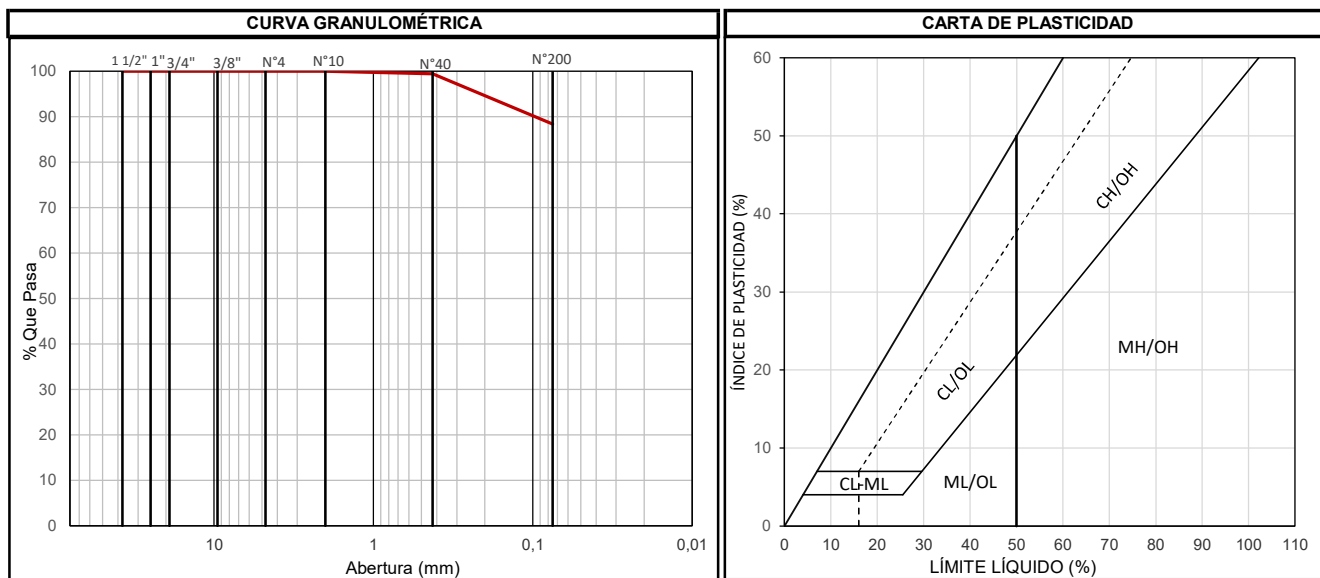
ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)					
N°	PESO		CONTENIDO DE HUMEDAD		
TARRO	HÚMEDO	SECO	TARRO	PARCIAL (%)	PROMEDIO (%)
14	55,98 g	21,44 g	6,34 g	228,7	228,4
260	52,10 g	20,09 g	6,05 g	228,0	

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)					
Tara	40,48 g	Tara+S.Húmedo	239,36 g	Tara+S.seco lav.	48,99 g
Peso seco	60,57 g	Peso húmedo	198,88 g	Peso seco lavado	8,51 g
TAMIZ	ABERTURA mm	PESO RET. PARCIAL	PESO RET. ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA
3"	75	-	-	-	100
2 1/2"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1 1/2"	37,5	-	-	-	100
1"	25	-	-	-	100
3/4"	19	-	-	-	100
1/2"	12,5	-	-	-	-
3/8"	9,5	-	-	-	100
N°4	4,75	-	-	-	100
N°8	2,36	-	-	-	-
N°10	2	0,00 g	0,00 g	-	100
N°40	0,425	0,36 g	0,36 g	1	99
N°50	0,3	-	-	-	-
N°100	0,15	-	-	-	-
N°200	0,075	6,66 g	7,02 g	12	88
Bandeja		1,51 g	8,53 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA					
N°	N° DE GOLPES	PESO		CONTENIDO DE HUMEDAD	
TARRO		HÚMEDO	SECO	TARRO	PARCIAL (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)					
9	13	27,61 g	12,18 g	6,11 g	254,2
176	20	27,83 g	13,00 g	7,09 g	250,9
267	26	27,49 g	12,94 g	6,89 g	240,5
18	36	27,42 g	12,61 g	6,34 g	236,2
243,2					
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)					
60	----	15,05 g	11,96 g	9,95 g	153,7
120	----	15,22 g	11,52 g	9,11 g	153,5
61	----	15,10 g	12,16 g	10,27 g	155,6
154,3					

Curva de flujo



D ₆₀ = ----	D ₃₀ = ----	D ₁₀ = ----
Cu = ----	Cc = ----	

HUMEDAD NATURAL:	228,4 %	GRAVA	0 %	CLASIFICACIÓN
LÍMITE LÍQUIDO:	243,2 %	ARENA	12 %	SUCS: MH
ÍNDICE PLÁSTICO:	89,0	FINOS	88 %	AASHTO: A-7-5
ÍNDICE DE GRUPO:	20,0			



Ing. Galo R. López P.
Teléfono: 0999683389
Mail: galol_1995@hotmail.com

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

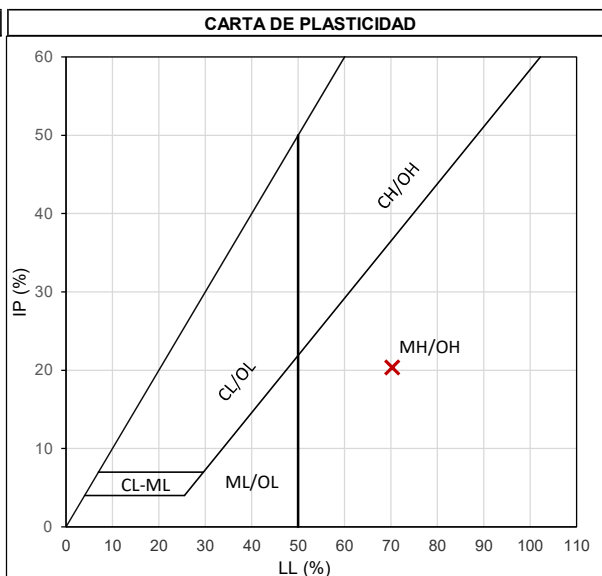
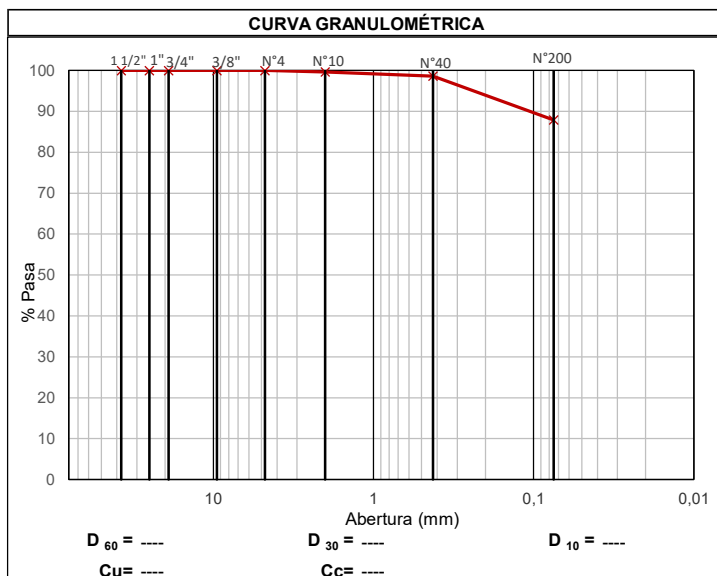
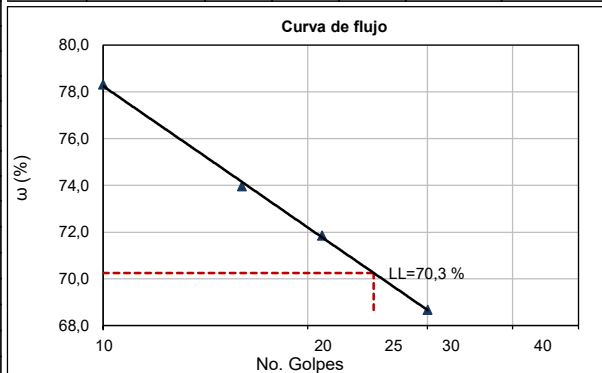
PROYECTO: EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS LATERÍTICOS MEDIANTE LA APLICACIÓN RETRO CÁLCULO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	BLOQUE	B-3	FECHA:	Octubre, 2022
	COORD.:	E: 731989,9 N: 25510,5	ENSAYADO:	Sr. Jorge Balladares
	MUESTRA:	MB-3	CALCULADO:	Ing. Galo López
			REVISADO:	Ing. Galo López

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)					
N°	Peso		Humedad		
Tarro	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
159	70,73 g	49,23 g	5,87 g	49,6	50,6
171	71,01 g	48,87 g	6,04 g	51,7	

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)					
Recip.	39,36 g	Recip+S.Húm.	293,85 g	Recip+S.Sec.Lav.	62,34 g
Peso seco	168,94 g	Peso húmedo	254,49 g	S.Sec.Lav.	22,98 g
Tamiz	Abertura mm	Peso Retenido		Retenido %	Pasa %
		Parcial	Acumulado		
3"	75	-	-	-	100
2 1/2"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1 1/2"	37,5	-	-	-	100
1"	25	-	-	-	100
3/4"	19	0,00 g	0,00 g	0	100
1/2"	12,5	-	-	-	-
3/8"	9,5	0,00 g	0,00 g	0	100
N°4	4,75	0,00 g	0,00 g	0	100
N°8	2,36	-	-	-	-
N°10	2	0,65 g	0,65 g	0	100
N°40	0,425	1,65 g	2,30 g	1	99
N°50	0,3	-	-	-	-
N°100	0,15	-	-	-	-
N°200	0,075	18,11 g	20,41 g	12	88
		2,75 g	23,16 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA					
N°	No. Golpes	Peso		Humedad	
Tarro		Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)					
123	10	28,06 g	18,41 g	6,09 g	78,3
246	16	28,15 g	18,63 g	5,76 g	74,0
15	21	29,30 g	19,70 g	6,34 g	71,9
140	30	28,52 g	19,44 g	6,22 g	68,7
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)					
30	---	15,15 g	13,58 g	10,40 g	49,4
64	---	15,30 g	13,58 g	10,12 g	49,7
68	---	15,06 g	13,38 g	10,06 g	50,6



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	51 %	GRAVA=	0 %
LÍMITE LÍQUIDO=	70 %	ARENA=	12 %
ÍNDICE PLÁSTICO=	20 %	FINOS=	88 %

SUCS

MH

Limo de alta compresibilidad



Ing. Galo R. López P.
Teléfono: 0999683389
Mail: galol_1995@hotmail.com

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO: EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS LATERÍTICOS MEDIANTE LA APLICACIÓN RETRO CÁLCULO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	BLOQUE	B-4	FECHA:	Octubre, 2022
	COORD.:	E: 724314,6 N: 24870,5	ENSAYADO:	Sr. Jorge Balladares
	MUESTRA:	MB-4	CALCULADO:	Ing. Galo López
			REVISADO:	Ing. Galo López

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)					
N°	Peso			Humedad	
Tarro	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
295	53,04 g	30,07 g	7,64 g	102,4	103,0
280	53,34 g	29,85 g	7,18 g	103,6	

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)					
Recip.	43,06 g	ecip+S.Húm.	222,84 g	cip+S.Sec.Lav.	58,46 g
Peso seco	88,56 g	eso húmedo	179,78 g	S.Sec.Lav.	15,40 g
Tamiz	Abertura mm	Peso Retenido		Retenido %	Pasa %
		Parcial	Acumulado		
3"	75	-	-	-	100
2 ½"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1½"	37,5	-	-	-	100
1"	25	-	-	-	100
¾"	19	0,00 g	0,00 g	0	100
½"	12,5	-	-	-	-
⅜"	9,5	0,00 g	0,00 g	0	100
Nº4	4,75	0,00 g	0,00 g	0	100
Nº8	2,36	-	-	-	-
Nº10	2	0,94 g	0,94 g	1	99
Nº40	0,425	1,73 g	2,67 g	3	97
Nº50	0,3	-	-	-	-
Nº100	0,15	-	-	-	-
Nº200	0,075	11,13 g	13,80 g	16	84
		1,87 g	15,67 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA						
N°	No. Golpes	Peso			Humedad	
Tarro		Húmedo	Seca	Tarro	Parcial (%)	Limite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
242	11	28,29 g	16,06 g	5,92 g	120,6	112,4
206	16	28,46 g	16,43 g	6,11 g	116,6	
276	24	29,10 g	17,59 g	7,39 g	112,8	
5	34	29,05 g	17,09 g	6,17 g	109,5	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
32	----	15,52 g	13,17 g	10,11 g	76,8	76,7
77	----	15,85 g	13,23 g	9,81 g	76,6	
36	----	15,58 g	13,20 g	10,10 g	76,8	

Curva de flujo

ω (%)

No. Golpes

LL=112,4 %

CURVA GRANULOMÉTRICA

CARTA DE PLASTICIDAD

RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	103 %	GRAVA=	0 %	SUCS MH  Limo de alta compresibilidad
LÍMITE LÍQUIDO=	112 %	ARENA=	16 %	
ÍNDICE PLÁSTICO=	36 %	FINOS=	84 %	



Ing. Galo R. López P.
Teléfono: 0999683389
Mail: galol_1995@hotmail.com

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO: EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS LATERÍTICOS MEDIANTE LA APLICACIÓN RETRO CÁLCULO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	BLOQUE	B-5	FECHA:	Octubre, 2022
	COORD.:	E: 721849,0 N: 28683,3	ENSAYADO:	Sr. Jorge Balladares
	MUESTRA:	MB-5	CALCULADO:	Ing. Galo López
			REVISADO:	Ing. Galo López

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)					
N°	Peso			Humedad	
Tarro	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
33	48,34 g	23,50 g	5,44 g	137,5	137,6
23	47,40 g	23,60 g	6,31 g	137,7	

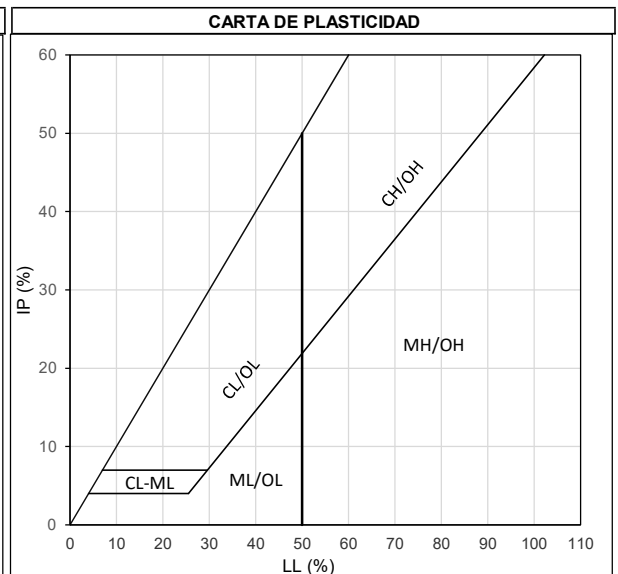
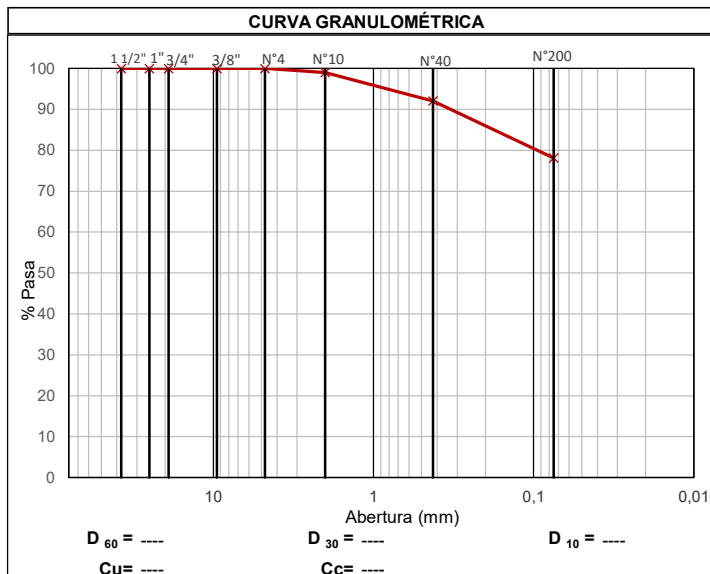
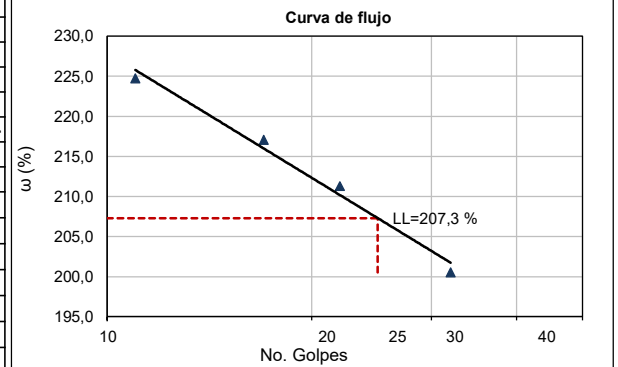
GRANULOMETRÍA (ASTM D422)					
Recip.	39,76 g	Recip+S.Húm.	199,19 g	Recip+S.Sec.Lav.	55,34 g
Peso seco	67,10 g	Peso húmedo	159,43 g	Peso S.Sec.Lav.	15,58 g
Tamiz	Abertura mm	Peso Retenido		Retenido	Pasa
		Parcial	Acumulado	%	%
3"	75	-	-	-	100
2 ½"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1½"	37,5	-	-	-	100
1"	25	-	-	-	100
¾"	19	0,00 g	0,00 g	0	100
½"	12,5	-	-	-	-
3/8"	9,5	0,00 g	0,00 g	0	100
Nº4	4,75	0,00 g	0,00 g	0	100
Nº8	2,36	-	-	-	-
Nº10	2	0,65 g	0,65 g	1	99
Nº40	0,425	4,69 g	5,34 g	8	92
Nº50	0,3	-	-	-	-
Nº100	0,15	-	-	-	-
Nº200	0,075	9,32 g	14,66 g	22	78
		1,22 g	15,88 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA						
N°	No. Golpes	Peso			Humedad	
Tarro		Húmedo	Seca	Tarro	Parcial (%)	Límite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
279	11	28,34 g	13,71 g	7,20 g	224,7	207,3
12	17	28,18 g	13,44 g	6,65 g	217,1	
214	22	28,51 g	13,19 g	5,94 g	211,3	
257	32	28,33 g	13,69 g	6,39 g	200,5	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
79	----	15,13 g	12,38 g	10,22 g	127,3	126,9
72	----	15,03 g	12,29 g	10,13 g	126,9	
47	----	15,05 g	12,38 g	10,27 g	126,5	

Curva de flujo

No. Golpes	W (%)
11	224.7
17	217.1
22	211.3
32	200.5

LL=207,3 %



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	138 %	GRAVA=	0 %	SUCS	MH		Limo de alta compresibilidad
LÍMITE LÍQUIDO=	207 %	ARENA=	22 %				
ÍNDICE PLÁSTICO=	80 %	FINOS=	78 %				

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

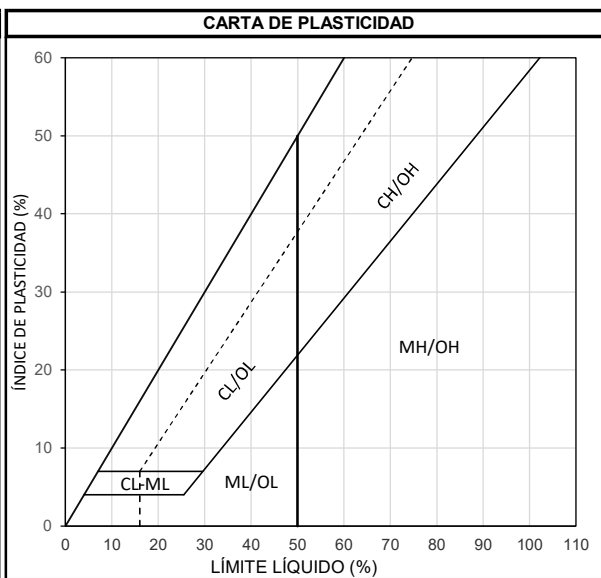
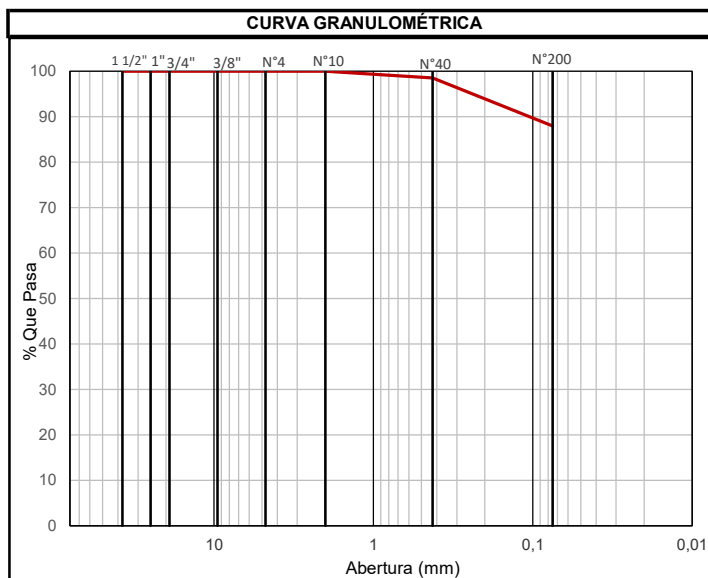
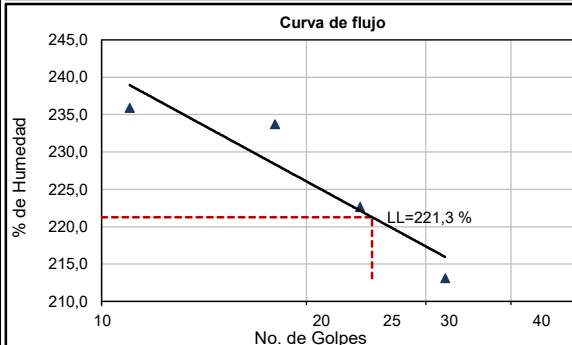
PROYECTO: SANGUANGAL-LAS GOLONDRINAS	UBICACIÓN: 722351 E	FECHA: Febrero, 2021
OBRA: ESTABILIZACIÓN DE TALUDES	28650 N	
ABSCISA: KM. 36+555	MUESTRA: M-B-4	ENSAYADO: J. B.
BLOQUE: B-4	LADO: Derecho	CALCULADO: G. L.

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)					
N°	PESO		CONTENIDO DE HUMEDAD		
TARRO	HÚMEDO	SECO	TARRO	PARCIAL (%)	PROMEDIO (%)
16	52,04 g	22,27 g	6,22 g	185,5	182,4
285	50,27 g	23,00 g	7,79 g	179,3	

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)					
Tara	42,13 g	Tara+S.Húmedo	237,91 g	Tara+S.seco lav.	52,94 g
Peso seco	69,33 g	Peso húmedo	195,78 g	Peso seco lavado	10,81 g
TAMIZ	ABERTURA mm	PESO RET. PARCIAL	PESO RET. ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA
3"	75	-	-	-	100
2 1/2"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1 1/2"	37,5	-	-	-	100
1"	25	-	-	-	100
3/4"	19	-	-	-	100
1/2"	12,5	-	-	-	100
3/8"	9,5	-	-	-	100
N°4	4,75	-	-	-	100
N°8	2,36	-	-	-	-
N°10	2	0,00 g	0,00 g	-	100
N°40	0,425	1,03 g	1,03 g	1	99
N°50	0,3	-	-	-	-
N°100	0,15	-	-	-	-
N°200	0,075	7,32 g	8,35 g	12	88
Bandeja		2,40 g	10,75 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA					
N°	N° DE GOLPES	PESO		CONTENIDO DE HUMEDAD	
TARRO		HÚMEDO	SECO	TARRO	PARCIAL (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)					
230	11	27,56 g	12,32 g	5,86 g	235,9
202	18	27,91 g	12,46 g	5,85 g	233,7
154	24	27,28 g	12,83 g	6,34 g	222,7
23	32	27,34 g	13,04 g	6,33 g	213,1
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)					
50	----	15,81 g	12,30 g	9,69 g	134,5
118	----	15,36 g	11,74 g	9,13 g	138,7
48	----	15,38 g	12,28 g	9,97 g	134,2



D ₆₀ = ----	D ₃₀ = ----	D ₁₀ = ----
Cu = ----	Cc = ----	

HUMEDAD NATURAL:	182,4 %	GRAVA	0 %	CLASIFICACIÓN
LÍMITE LÍQUIDO:	221,3 %	ARENA	12 %	SUCS: MH
ÍNDICE PLÁSTICO:	85,5	FINOS	88 %	AASHTO: A-7-5
ÍNDICE DE GRUPO:	20,0			



Ing. Galo R. López P.
Teléfono: 0999683389
Mail: galol_1995@hotmail.com

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO: EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS LATERÍTICOS MEDIANTE LA APLICACIÓN RETRO CÁLCULO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	BLOQUE	B-7	FECHA:	Octubre, 2022
	COORD.:	E: 721834,3 N: 30205,6	ENSAYADO:	Sr. Jorge Balladares
	MUESTRA:	MB-7	CALCULADO:	Ing. Galo López
			REVISADO:	Ing. Galo López

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

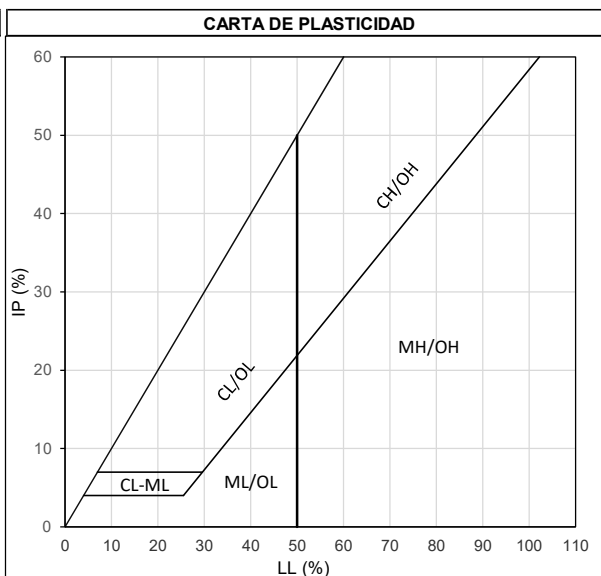
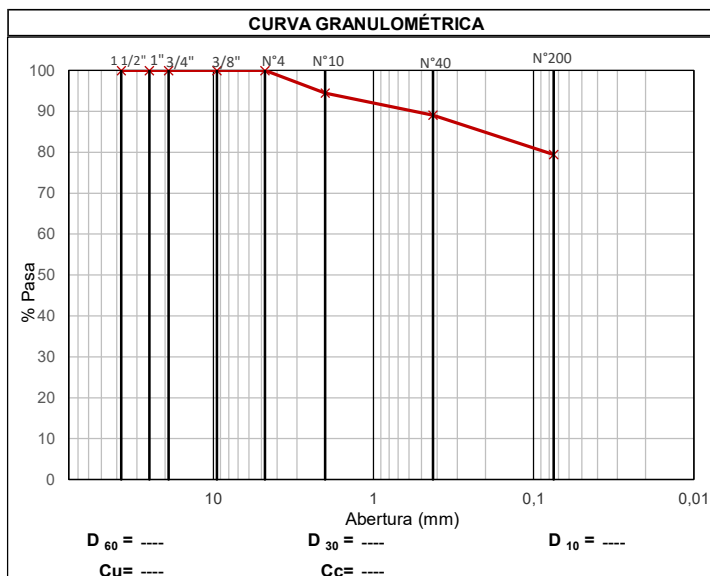
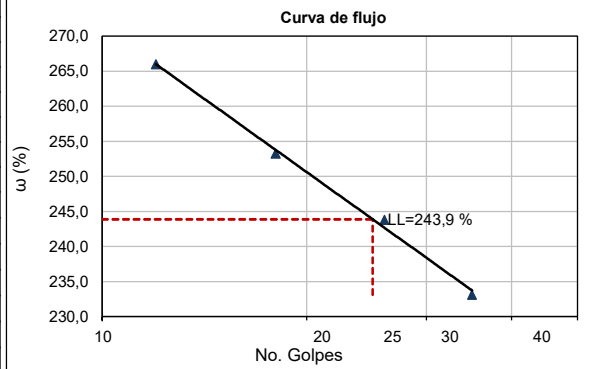
HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)					
N°	Peso			Humedad	
Tarro	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
223	53,14 g	22,84 g	6,64 g	187,0	185,4
224	50,72 g	21,70 g	5,90 g	183,7	

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)					
Recip.	42,35 g	ecip+S.Húm.	213,88 g	cip+S.Sec.Lav.	55,28 g
Peso seco	60,11 g	eso húmedo	171,53 g	S.Sec.Lav.	12,93 g
Tamiz	Abertura mm	Peso Retenido		Retenido %	Pasa %
		Parcial	Acumulado		
3"	75	-	-	-	100
2 ½"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1½"	37,5	-	-	-	100
1"	25	-	-	-	100
¾"	19	0,00 g	0,00 g	0	100
½"	12,5	-	-	-	-
⅜"	9,5	0,00 g	0,00 g	0	100
Nº4	4,75	0,00 g	0,00 g	0	100
Nº8	2,36	-	-	-	-
Nº10	2	3,34 g	3,34 g	6	94
Nº40	0,425	3,23 g	6,57 g	11	89
Nº50	0,3	-	-	-	-
Nº100	0,15	-	-	-	-
Nº200	0,075	5,78 g	12,35 g	21	79
		0,88 g	13,23 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA						
N°	No. Golpes	Peso			Humedad	
Tarro		Húmedo	Seca	Tarro	Parcial (%)	Límite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
207	12	27,70 g	11,82 g	5,85 g	266,0	243,9
160	18	28,27 g	12,39 g	6,12 g	253,3	
95	26	28,49 g	12,35 g	5,73 g	243,8	
264	35	28,16 g	12,68 g	6,04 g	233,1	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
54	----	15,26 g	12,00 g	9,98 g	161,4	159,7
50	----	15,56 g	11,92 g	9,69 g	163,2	
69	----	15,26 g	12,11 g	10,07 g	154,4	

Curva de flujo

No. Golpes	ω (%)
12	266,0
18	253,3
26	243,8
35	233,1



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	185 %	GRAVA=	0 %	SUCS MH  Limo de alta compresibilidad
LÍMITE LÍQUIDO=	244 %	ARENA=	21 %	
ÍNDICE PLÁSTICO=	84 %	FINOS=	79 %	



Ing. Galo R. López P.
Teléfono: 0999683389
Mail: galol_1995@hotmail.com

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

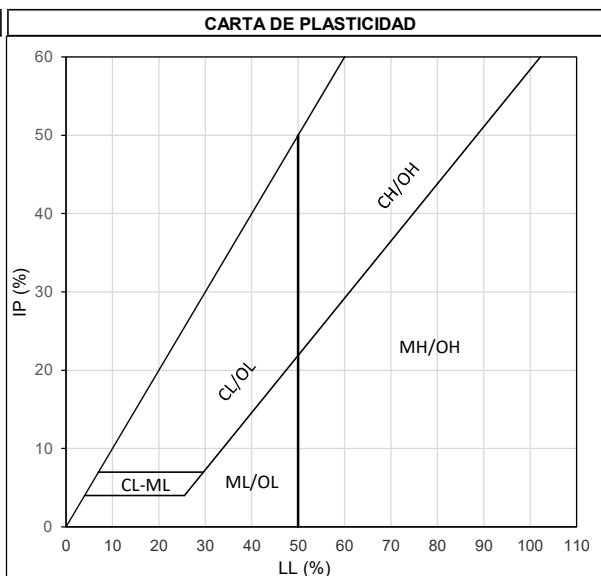
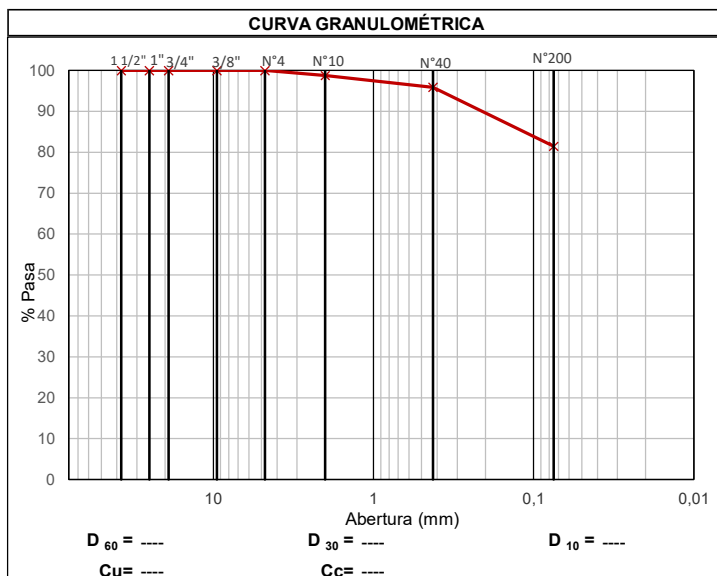
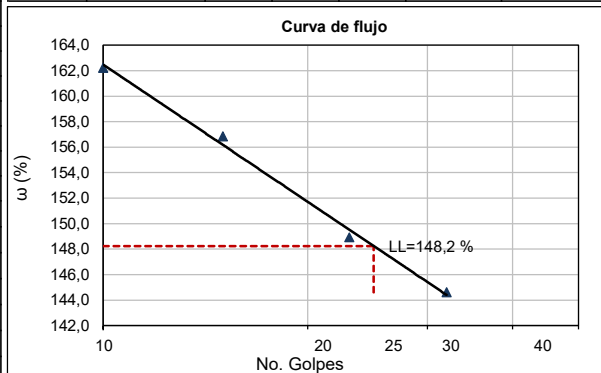
PROYECTO: EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS LATERÍTICOS MEDIANTE LA APLICACIÓN RETRO CÁLCULO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	BLOQUE	B-8	FECHA:	Octubre, 2022
	COORD.:	E: 718476,5 N: 33684,9	ENSAYADO:	Sr. Jorge Balladares
	MUESTRA:	MB-8	CALCULADO:	Ing. Galo López
			REVISADO:	Ing. Galo López

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)					
N°	Peso		Humedad		
Tarro	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
156	58,37 g	30,63 g	6,41 g	114,5	115,7
259	56,87 g	29,57 g	6,21 g	116,9	

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)					
Recip.	42,55 g	Recip.+S.Húm.	226,16 g	Recip.+S.Sec.Lav.	60,14 g
Peso seco	85,12 g	Peso húmedo	183,61 g	S.Sec.Lav.	17,59 g
Tamiz	Abertura mm	Peso Retenido		Retenido %	Pasa %
		Parcial	Acumulado		
3"	75	-	-	-	100
2 1/2"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1 1/2"	37,5	-	-	-	100
1"	25	-	-	-	100
3/4"	19	0,00 g	0,00 g	0	100
1/2"	12,5	-	-	-	-
3/8"	9,5	0,00 g	0,00 g	0	100
N°4	4,75	0,00 g	0,00 g	0	100
N°8	2,36	-	-	-	-
N°10	2	1,08 g	1,08 g	1	99
N°40	0,425	2,42 g	3,50 g	4	96
N°50	0,3	-	-	-	-
N°100	0,15	-	-	-	-
N°200	0,075	12,28 g	15,78 g	19	81
		1,86 g	17,64 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA					
N°	No. Golpes	Peso		Humedad	
Tarro		Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)					
173	10	28,95 g	14,87 g	6,19 g	162,2
9	15	28,78 g	14,93 g	6,10 g	156,9
24	23	29,59 g	15,71 g	6,39 g	148,9
125	32	28,28 g	15,25 g	6,24 g	144,6
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)					
52	---	15,39 g	12,53 g	9,66 g	99,7
27	---	15,38 g	12,85 g	10,28 g	98,4
43	---	15,51 g	12,88 g	10,22 g	98,9



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	116 %	GRAVA=	0 %
LÍMITE LÍQUIDO=	148 %	ARENA=	19 %
ÍNDICE PLÁSTICO=	49 %	FINOS=	81 %

SUCS

MH

Limo de alta compresibilidad



Ing. Galo R. López P.
Teléfono: 0999683389
Mail: galol_1995@hotmail.com

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO: EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS LATERÍTICOS MEDIANTE LA APLICACIÓN RETRO CÁLCULO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	SITIO	9	FECHA:	Octubre, 2022
	COORD.:	E: 718333,5 N: 33774,5	ENSAYADO:	Sr. Jorge Balladares
	MUESTRA:	M-9a	CALCULADO:	Ing. Galo López
		Rojiza	REVISADO:	Ing. Galo López

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL(ASTM D2216)					
N°	Peso			Humedad	
Tarro	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
245	66,27 g	47,31 g	6,26 g	46,2	46,8
220	65,80 g	46,61 g	6,06 g	47,3	

LÍMITES DE CONSISTENCIA						
N°	No. Golpes	Peso			Humedad	
Tarro		Húmedo	Seca	Tarro	Parcial (%)	Límite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
158	10	29,22 g	20,76 g	6,48 g	59,2	51,0
167	15	28,67 g	20,50 g	5,81 g	55,6	
197	20	28,42 g	20,77 g	6,10 g	52,1	
265	28	28,50 g	21,01 g	6,16 g	50,4	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
46	----	15,78 g	14,30 g	10,01 g	34,5	34,8
55	----	15,86 g	14,25 g	9,66 g	35,1	
49	----	16,23 g	14,71 g	10,35 g	34,9	

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)					
Recip.	39,01 g	Recip+S.Húm.	259,93 g	Recip+S.Sec.Lav.	43,84 g
Peso seco	150,54 g	Peso húmedo	220,92 g	S.Sec.Lav.	4,83 g
Tamiz	Abertura mm	Peso Retenido		Retenido %	Pasa %
		Parcial	Acumulado		
3"	75	-	-	-	100
2 ½"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1½"	37,5	-	-	-	100
1"	25	-	-	-	100
¾"	19	0,00 g	0,00 g	0	100
½"	12,5	-	-	-	-
3/8"	9,5	0,00 g	0,00 g	0	100
Nº4	4,75	0,00 g	0,00 g	0	100
Nº8	2,36	-	-	-	-
Nº10	2	0,00 g	0,00 g	0	100
Nº40	0,425	0,44 g	0,44 g	0	100
Nº50	0,3	-	-	-	-
Nº100	0,15	-	-	-	-
Nº200	0,075	3,25 g	3,69 g	2	98
		1,10 g	4,79 g		

Curva de flujo

No. Golpes	LL (%)
10	59.2
15	55.6
20	52.1
25	50.4

CURVA GRANULOMÉTRICA		CARTA DE PLASTICIDAD	
D₆₀ = ---- D₃₀ = ---- D₁₀ = ---- Cu = ---- Cc = ----			

RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	47 %	GRAVA=	0 %	SUCS MH Limo de alta compresibilidad
LÍMITE LÍQUIDO=	51 %	ARENA=	2 %	
ÍNDICE PLÁSTICO=	16 %	FINOS=	98 %	



Ing. Galo R. López P.
Teléfono: 0999683389
Mail: galol_1995@hotmail.com

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

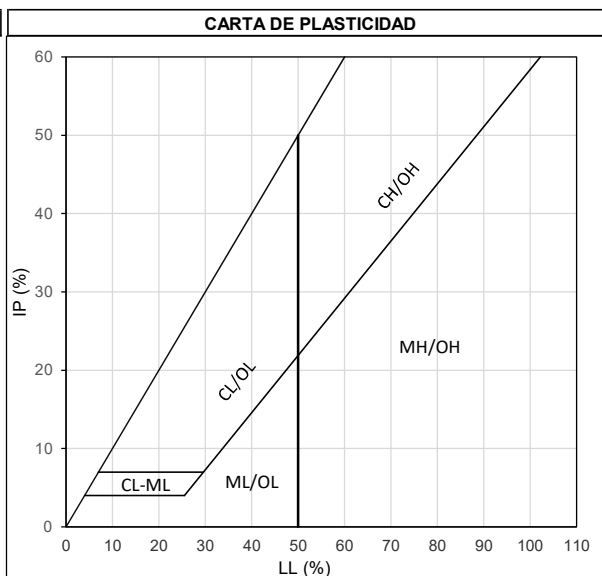
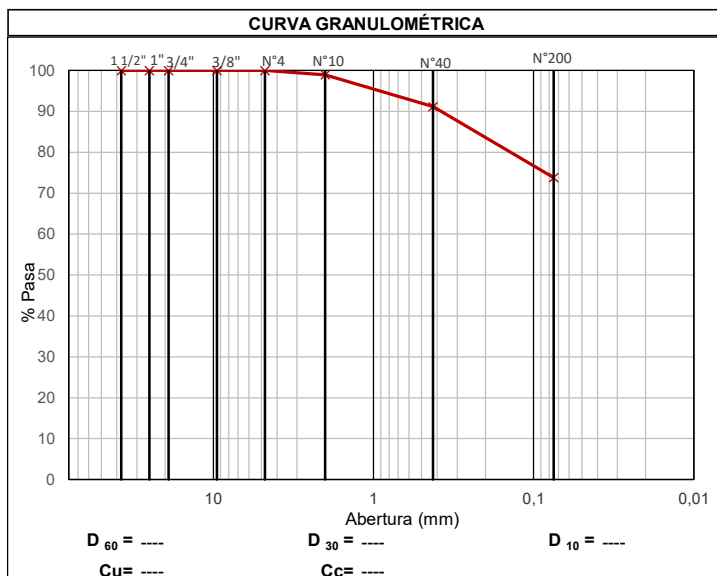
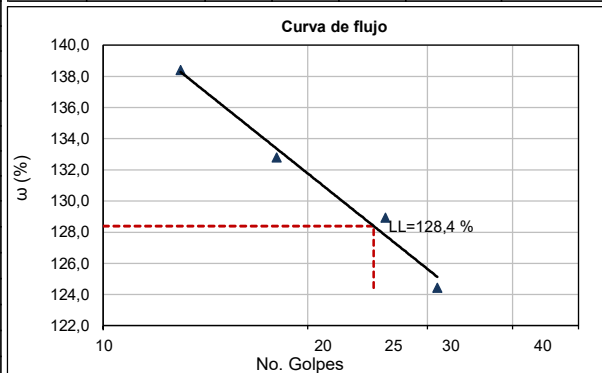
PROYECTO: EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS LATERÍTICOS MEDIANTE LA APLICACIÓN RETRO CÁLCULO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	SITIO	9	FECHA:	Octubre, 2022
	COORD.:	E: 718333,5 N: 33774,5	ENSAYADO:	Sr. Jorge Balladares
	MUESTRA:	M-9b	CALCULADO:	Ing. Galo López
		Amarilla	REVISADO:	Ing. Galo López

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)					
N°	Peso		Humedad		
Tarro	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
150	57,59 g	30,94 g	6,22 g	107,8	108,5
87	56,03 g	29,63 g	5,46 g	109,2	

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)					
Recip.	40,50 g	ecip+S.Húm.	221,41 g	cip+S.Sec.Lav.	64,61 g
Peso seco	86,76 g	eso húmedo	180,91 g	S.Sec.Lav.	24,11 g
Tamiz	Abertura mm	Peso Retenido		Retenido %	Pasa %
		Parcial	Acumulado		
3"	75	-	-	-	100
2 1/2"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1 1/2"	37,5	-	-	-	100
1"	25	-	-	-	100
3/4"	19	0,00 g	0,00 g	0	100
1/2"	12,5	-	-	-	-
3/8"	9,5	0,00 g	0,00 g	0	100
N°4	4,75	0,00 g	0,00 g	0	100
N°8	2,36	-	-	-	-
N°10	2	0,92 g	0,92 g	1	99
N°40	0,425	6,75 g	7,67 g	9	91
N°50	0,3	-	-	-	-
N°100	0,15	-	-	-	-
N°200	0,075	15,07 g	22,74 g	26	74
		1,71 g	24,45 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA					
N°	No. Golpes	Peso		Humedad	
Tarro		Húmedo	Seca	Tarro	Parcial (%) Límite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)					
284	13	28,97 g	16,32 g	7,18 g	138,4
218	18	28,61 g	15,61 g	5,82 g	132,8
122	26	28,74 g	16,04 g	6,19 g	128,9
179	31	28,18 g	15,96 g	6,14 g	124,4
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)					
39	---	15,74 g	13,22 g	10,26 g	85,1
58	---	15,47 g	12,98 g	9,99 g	83,3
40	---	15,28 g	12,63 g	9,50 g	84,7



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	109 %	GRAVA=	0 %
LÍMITE LÍQUIDO=	128 %	ARENA=	26 %
ÍNDICE PLÁSTICO=	44 %	FINOS=	74 %

SUCS

MH

Limo de alta compresibilidad



Ing. Galo R. López P.
Teléfono: 0999683389
Mail: galol_1995@hotmail.com

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

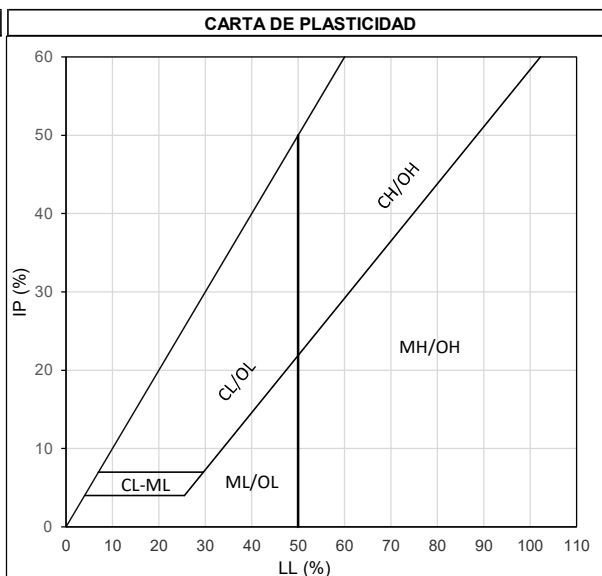
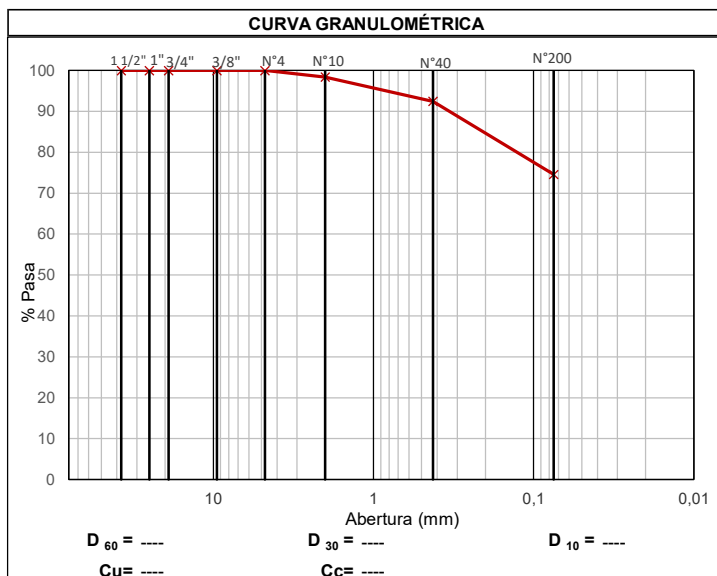
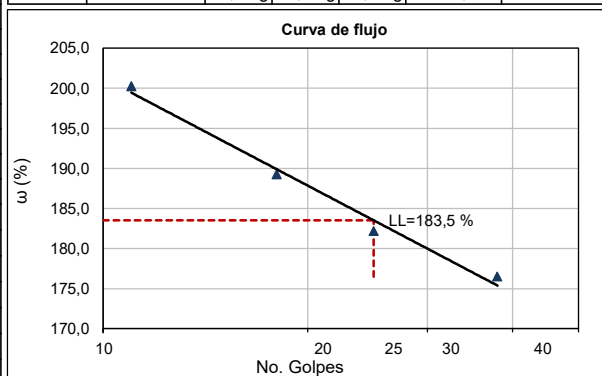
PROYECTO: EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS LATERÍTICOS MEDIANTE LA APLICACIÓN RETRO CÁLCULO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	BLOQUE	B-10	FECHA:	Octubre, 2022
	COORD.:	E: 717578,2 N: 34047,8	ENSAYADO:	Sr. Jorge Balladares
	MUESTRA:	MB-10	CALCULADO:	Ing. Galo López
			REVISADO:	Ing. Galo López

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)					
N°	Peso		Humedad		
Tarro	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
239	56,07 g	25,89 g	5,98 g	151,6	150,9
11	56,16 g	26,24 g	6,31 g	150,1	

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)					
Recip.	39,64 g	Recip+S.Húm.	209,95 g	Recip+S.Sec.Lav.	57,90 g
Peso seco	67,89 g	Peso húmedo	170,31 g	S.Sec.Lav.	18,26 g
Tamiz	Abertura mm	Peso Retenido		Retenido %	Pasa %
		Parcial	Acumulado		
3"	75	-	-	-	100
2 1/2"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1 1/2"	37,5	-	-	-	100
1"	25	-	-	-	100
3/4"	19	0,00 g	0,00 g	0	100
1/2"	12,5	-	-	-	-
3/8"	9,5	0,00 g	0,00 g	0	100
N°4	4,75	0,00 g	0,00 g	0	100
N°8	2,36	-	-	-	-
N°10	2	1,10 g	1,10 g	2	98
N°40	0,425	4,04 g	5,14 g	8	92
N°50	0,3	-	-	-	-
N°100	0,15	-	-	-	-
N°200	0,075	12,12 g	17,26 g	25	75
		1,50 g	18,76 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA					
N°	No. Golpes	Peso		Humedad	
Tarro		Húmedo	Seca	Tarro	Parcial (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)					
1	11	28,74 g	13,70 g	6,19 g	200,3
217	18	28,83 g	13,84 g	5,92 g	189,3
292	25	29,02 g	15,01 g	7,32 g	182,2
255	38	28,16 g	13,88 g	5,79 g	176,5
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)					
45	---	15,21 g	12,40 g	10,09 g	121,6
409	---	15,88 g	13,65 g	11,84 g	123,2
44	---	15,17 g	12,45 g	10,20 g	120,9



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	151 %	GRAVA=	0 %
LÍMITE LÍQUIDO=	184 %	ARENA=	25 %
ÍNDICE PLÁSTICO=	62 %	FINOS=	75 %

SUCS

MH

Limo de alta compresibilidad

APÉNDICE D
RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO DE ESTUDIOS
PREVIOS

ENSAYO	ABS.	UBICACIÓN	Prof.	Hum.	LL	IP	Pasa No. 200	SUCS	Gs	S	e	γ	cu	Ø	Coordenada		Fecha
		Vía	m	%	%	%	%			%		kN/m3	kPa	°	E	N	
TX UU	10+820											18,7	94,2	38,5			
TX UU	20+840											17,4	38,3	28,2			
TX UU	26+720											18,0	44,1	45,1			
Clasificación	5+880	Corte		123,4	18,1	2,7	85,6	ML									oct-20
Clasificación	15+990	Corte		81,3	53,7	33,2	86	CH									sep-20
Clasificación	16+340	Subrasante LD		115,7	46,9	5,0	74	ML									dic-20
Clasificación	29+700	Subrasante		79,2	31,3	2,4	61,5	ML									sep-20
Clasificación	36+570	Sobreex. LI		144,3	27,1	4,2	89	ML									nov-20
Clasificación	38+500	Subrasante		167,3	42,5	7,2	86	ML									dic-20
Clasificación	0+396	Izquierdo	0,9	21,5	32,1	12,0	18,70								747.581	27.026	
Clasificación	0+396	Izquierdo	1,4	28,7	35,0	11,5	42,21								747.581	27.026	
Clasificación	2+676	Izquierdo	0,5	25,1	38,0	11,1	53,30								745.449	26.331	
Clasificación	2+676	Izquierdo	1	26,9	44,1	17,6	39,08								745.449	26.331	
Clasificación	2+676	Izquierdo	1,5	33,9	45,5	18,6	45,02								745.449	26.331	
Clasificación	5+788	Izquierdo	0,5	31,2	42,2	15,9	47,65								742.500	25.887	
Clasificación	5+788	Izquierdo	1	23,4	36,9	10,6	43,60								742.500	25.887	
Clasificación	5+788	Izquierdo	1,5	24,0	37,0	17,1	43,59								742.500	25.887	
Clasificación	7+836	Izquierdo	0,5	14,1	49,5	12,7	46,50								740.782	26.669	
Clasificación	7+836	Izquierdo	1	18,7	42,8	13,6	74,68								740.782	26.669	
Clasificación	7+836	Izquierdo	1,5	22,9	44,5	13,3	75,22								740.782	26.669	
Clasificación	10+118	Izquierdo	0,5	32,7	47,5	21,0	40,16								738.527	26.351	
Clasificación	10+118	Izquierdo	1	30,9	41,9	15,6	77,82								738.527	26.351	
Clasificación	12+800	Eje de vía	0,5	29,3	29,3	13,4	45,59								736.142	25.313	
Clasificación	12+800	Eje de vía	1	33,2	27,8	8,1	58,11								736.142	25.313	
Clasificación	12+800	Eje de vía	1,5	37,7	30,2	13,2	49,68								736.142	25.313	
Clasificación	15+800	Derecho	0,5	57,2	43,0	16,1	68,71								733.359	24.872	
Clasificación	15+800	Derecho	1	41,2	27,3	8,7	50,95								733.359	24.872	
Clasificación	15+800	Derecho	1,5	49,4	37,0	12,3	58,17								733.359	24.872	
Clasificación	18+884	Derecho	0,5	53,7	67,0	25,9	42,60								731.329	25.422	
Clasificación	18+884	Derecho	1	70,7	80,0	46,0	60,05								731.329	25.422	
Clasificación	18+884	Derecho	1,5	79,3	91,7	32,4	60,39								731.329	25.422	
Clasificación	20+605	Izquierdo	0,5	67,4	68,2	15,8	68,97								730.259	24.098	
Clasificación	20+605	Izquierdo	1	44,2	58,4	16,5	40,94								730.259	24.098	
Clasificación	24+187	Derecho	0,5	70,2	84,4	42,0	63,41								727.874	24.098	
Clasificación	24+187	Derecho	1	84,4	89,0	34,2	89,51								727.874	24.098	
Clasificación	24+187	Derecho	1,5	86,1	92,9	22,0	90,16								727.874	24.098	
Clasificación	38+947	Izquierdo	0,5	80,8	68,9	30,8	53,43								721.373	30.371	
Clasificación	38+947	Izquierdo	1	88,9	75,7	35,2	76,50								721.373	30.371	
Clasificación	38+947	Izquierdo	1,5	89,6	81,4	36,5	72,41								721.373	30.371	

Clasificación	40+766	Eje de vía	0,5	62,7	72,3	38,2	41,91								720.224	31.507	
Clasificación	40+766	Eje de vía	1	73,0	85,8	53,5	86,55								720.224	31.507	
Clasificación	40+766	Eje de vía	1,5	78,1	85,0	45,8	90,73								720.224	31.507	
Clasificación	43+274	Eje de vía	0,5	50,3	59,7	27,8	59,47								719.393	32.894	
Clasificación	43+274	Eje de vía	1	66,2	63,1	35,8	79,84								719.393	32.894	
Clasificación	43+274	Eje de vía	1,5	49,9	62,9	35,6	79,15								719.393	32.894	
Clasificación	45+510	Eje de vía	0,5	69,0	58,0	36,0	39,73								717.678	33.960	
Clasificación	45+510	Eje de vía	1	54,9	64,1	40,2	79,86								717.678	33.960	
Clasificación	45+510	Eje de vía	1,5	49,2	41,3	22,9	52,87								717.678	33.960	
Clasificación	47+238	Eje de vía	0,5	31,0	60,1	20,4	71,90								716.947	35.463	
Clasificación	47+238	Eje de vía	1	53,8	67,7	35,4	97,92								716.947	35.463	
Clasificación	47+238	Eje de vía	1,5	45,5	66,1	32,3	70,08								716.947	35.463	
Clasificación	49+183	Eje de vía	0,5	32,7	60,1	33,2	63,14								715.206	36.222	
Clasificación	49+183	Eje de vía	1	89,2	81,5	55,7	85,08								715.206	36.222	
Clasificación	49+183	Eje de vía	2,5	98,5	94,6	54,5	87,46								715.206	36.222	
Clasificación	50+857	Derecho	0,8	96,5	72,7	8,1	96,21								713.707	36.447	
Clasificación	50+857	Derecho	1,3	77,4	93,5	17,9	98,91								713.707	36.447	
Clasificación	50+857	Derecho	1,8	91,0	76,1	12,1	96,97								713.707	36.447	
Clasificación	51+810	Izquierdo	0,8	85,4	81,3	65,1	94,10								712.787	36.422	
Clasificación	51+810	Izquierdo	1,3	82,3	89,7	63,1	98,32								712.787	36.422	
Clasificación	51+810	Izquierdo	1,8	84,2	82,8	53,9	94,50								712.787	36.422	
Clasificación	54+820	Derecho	1,2	77,7	73,1	37,9	56,80								709.773	36.580	
Clasificación	54+820	Derecho	1,3	101,1	59,4	23,7	85,80								709.773	36.580	
Clasificación	55+770	Eje de vía	0,9	65,4	29,8	7,7	83,30								708.807	36.622	
Clasificación	57+815	Eje de vía	1	94,0	82,8	16,7	63,21								706.764	36.719	
Clasificación	57+815	Eje de vía	1,2	58,9	92,4	22,4	60,48								706.764	36.719	
Clasificación	61+910	Eje de vía	1,3	92,1	33,3	10,6	84,20								702.755	36.395	
Clasificación	63+900	Izquierdo	0,7	55,1	73,8	32,1	58,94								700.836	36.106	
Clasificación	63+900	Izquierdo	1	41,9	78,0	27,8	30,11								700.836	36.106	
Clasificación	18+000		1,7	39,0	32,9	9,1	31,67	MH									ene-20
Clasificación	18+000		3,5	114,5	106,2	21,0	64,19	MH									ene-20
Clasificación	18+000		4,7	65,5	80,1	25,3	72,97	MH									ene-20
Clasificación	30+360			64,4	57,9	19,3	82,14	MH									ene-20
Clasificación	35+770		4,1	74,9	62,1	22,6	85,52	MH									ene-20
Clasificación	35+790		7	70,3	67,1	25,8	77,22	MH									ene-20
Clasificación	36+600		10	52,8	49,3	22,9	85,27	MH									ene-20
TX UU	3+740	Derecho		42,7	42,9	4,3	71	ML	2,67	87	1,2	16,6	73,7	14,4	744474	26178	mar-21
TX UU	9+560	Derecho		32,2	30,3	7,3	44	SM	2,66	89,5	0,9	17,7	41,1	17,2	739055	26492	mar-21
TX UU	15+100	Derecho		143,3	154,0	57,1	86	MH	2,7	97,4	4,0	13,0	241	3,2	734097	24603	mar-21
TX UU	36+555	Derecho		182,4	221,3	85,5	88	MH	2,76	99,4	5,0	12,6	216,1	1,2	722351	28650	mar-21
Clasificación	37+180	Izquierdo		330,6	325,4	124,2	90	MH							722440	29218	mar-22
TX UU	38+300	Izquierdo		75,6	85,0	35,3	62	MH	2,67	98	2,2	14,8	80,2	5,6	722091	30083	mar-21

[illegible]

CERTIFICACIÓN DE REVISIÓN DE PROYECTO DE TITULACIÓN

Por medio de la presente, Yo Davide Besenzon Venegas, Coordinador del Programa de Maestría en Geotecnia de la Escuela Superior Politécnica del Litoral (ESPOL), certifico que:

Con fecha 04 de octubre de 2022, el estudiante Galo Rodrigo López Peña con número de identificación 1723768097, de la Cohorte 3, presentó la propuesta de su tema de titulación al Comité Académico del programa. Posteriormente, con fecha 18 de octubre de 2022, el Comité revisó y aprobó la propuesta mediante la resolución FICT-CA-GEOTEC-016-2022, cumpliendo con los requisitos establecidos para la aprobación del tema.

A partir de dicha aprobación, el estudiante mantuvo reuniones periódicas con el tutor designado, Jaime Asdrúbal Bojorque Iñiguez, para la elaboración y desarrollo de su proyecto de titulación, siguiendo los lineamientos establecidos por el programa. Con fecha 25 de noviembre de 2023, el estudiante presentó y sustentó su proyecto de titulación ante el tribunal evaluador asignado, cumpliendo con el proceso formal de evaluación académica.

Por lo tanto, en calidad de Coordinador del Programa de Maestría en Geotecnia, certifico que el trabajo de titulación denominado **"Evaluación de los parámetros de resistencia al corte de suelos lateríticos mediante la aplicación retrocálculo para el análisis de estabilidad"**, realizado por el estudiante Galo Rodrigo López Peña con número de identificación 1723768097, ha sido revisado y evaluado conforme a los lineamientos y estándares establecidos por el programa.

Debido a circunstancias externas, no ha sido posible obtener las firmas de los involucrados (estudiante, tutor(es) y/o evaluadores). No obstante, en calidad de Coordinador del Programa, certifico que el proyecto cumple con los requisitos académicos y ha sido revisado para su presentación y archivo institucional.

Atentamente,



Firmado electrónicamente por:
**DAVIDE BESENZON
VENEGAS**

M. Sc. Davide Besenzon Venegas
Coordinador de la Maestría en Geotecnia