

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA
FACULTAD DE CIENCIAS
ESCUELA CENTROAMERICANA DE GEOLOGÍA

**Microzonificación geotécnica de la Finca Castro, Santa Ana, San
José: Determinación probabilística de ocurrencia de
deslizamientos en suelos de material tipo bloques en matriz**

PROYECTO DE GRADUACIÓN PARA OPTAR POR EL GRADO DE
LICENCIATURA EN GEOLOGÍA

Marisel Fernanda Carrillo Fonseca

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

Diciembre, 2019

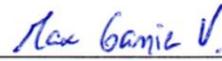
HOJA DE APROBACIÓN

Proyecto de Graduación sometido y aceptado por la Comisión de Trabajos Finales de graduación del programa de Estudios de Licenciatura en Geología y el Comité Evaluador de la Universidad de Costa Rica, como requisito parcial para optar por el grado académico de Licenciatura en Geología.

Comité Asesor



M.Sc. Rolando Mora Chinchilla
Escuela Centroamericana de Geología
Director



Dr. Maximiliano Garnier Villarreal
Escuela Centroamericana de Geología
Lector



Lic. Fabián Campos Montero
Escuela Centroamericana de Geología
Lector



Dr. Paulo Ruiz Cubillo
Escuela Centroamericana de Geología
Miembro del tribunal



Dr. Federico Muñoz Rojas
Vicedecano Facultad de Ciencias
Presidente del tribunal



Geól. Marisel Fernanda Carrillo Fonseca
Postulante

DERECHOS DE PROPIEDAD INTELECTUAL

Yo, Marisel Fernanda Carrillo Fonseca, portadora de la Cédula de Identidad No. 115880919, soy conocedora de las sanciones legales con las que la Ley Penal de la República de Costa Rica castiga el falso testimonio.

Doy bajo fe de juramento que soy estudiante de la Escuela Centroamericana de Geología de la Universidad de Costa Rica y como requisito de graduación debo defender mi proyecto de graduación para optar por el grado académico de Licenciatura en Geología, cuyo título corresponde a: “MICROZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DE LA FINCA CASTRO, SANTA ANA, SAN JOSÉ: DETERMINACIÓN PROBABILÍSTICA DE OCURRENCIA DE DESLIZAMIENTOS EN SUELOS DE MATERIAL TIPO BLOQUES EN MATRIZ”.

Manifiesto que el mismo proyecto ha sido elaborado siguiendo las disposiciones exigidas por la Universidad de Costa Rica, resultado del trabajo personal e investigación en su totalidad, en el que no han participado personas ajenas a mi Director y Lectores, instituciones ni organizaciones extrañas y que los documentos utilizados están respectivamente citados.

Fernanda Carrillo Fonseca

Geól. Marisel Fernanda Carrillo Fonseca

Diciembre, 2019

San Pedro, Montes de Oca, San José, Costa Rica

A mi familia.

AGRADECIMIENTOS

Deseo expresar mi más sincero agradecimiento a mis padres, mis hermanas y a Johan, por el apoyo incondicional.

A mi comité asesor director de Tesis M.Sc. Rolando Mora Chinchilla y Dr. Maximiliano Garnier Villarreal por brindarme su apoyo y recibirme en el Laboratorio de Geomecánica de manera desinteresada. A Lic. Fabián Campos Montero por su paciencia y valiosos consejos.

Además, al personal del Laboratorio de Geotecnia de la Escuela Centroamericana de Geología: Luis Meneses y Javier Alvarado, por su apoyo en giras y en la preparación de los ensayos de laboratorio de geotecnia. A los asistentes del laboratorio: José María Sequeira, Andrea Hidalgo y Joselyn Álvarez, por su apoyo en el trabajo de campo y de laboratorio.

A la Familia Castro, por brindarme la oportunidad de desarrollar este proyecto en su propiedad y recibirme de manera desinteresada.

Al personal del Instituto Meteorológico Nacional, por atender con amabilidad cada una de las consultas que realicé, y por compartir su información de estaciones meteorológicas para fortalecer este proyecto.

RESUMEN

La siguiente investigación fue desarrollada en la Finca Castro, en el cantón de Santa Ana, San José con el objetivo de evaluar las condiciones geotécnicas del sitio y consecuentemente la viabilidad para el desarrollo de obras de infraestructura habitacional en el sitio.

Previo a esta investigación, la propiedad había sido afectada por procesos geodinámicos que modificaron su aspecto geomorfológico, destacándose varios deslizamientos importantes dentro de la propiedad. También, el incremento en las precipitaciones para el mes de setiembre y octubre del 2017, especialmente los días 19, 20 y 21 de setiembre y 3 y 4 de octubre del 2017, generaron un aumento en el caudal del río Corrogres el cual utiliza las zonas de inundación que se encuentran dentro de la propiedad. Poco tiempo de infiltración y aumento de áreas impermeabilizadas, son de las principales posibles causas.

Geomorfológicamente, el área está compuesta por formas de origen volcánico, fluvial y de origen denudacional. En el contexto geotécnico los suelos se clasifican principalmente como arcillas delgadas (CL), arenas y gravas, y limos elásticos (MI). Geológicamente el área está compuesta de grandes flujos de detritos que forman unidades denominadas *blocks in matrix* de gran espesor.

La capacidad de soporte va en aumento con la profundidad, sin embargo, en el primer metro de profundidad, se limita solamente a menos de 50 kPa, para incrementarse a 150 kPa en la mayor parte a los 3 m de profundidad.

Para la conocer la estabilidad de las laderas se realizó un análisis utilizando el software PISA (*Probabilistic Infinite Slope Analysis*), el cual está basado en las formulaciones de primer orden-segundo momento (FOSM) para la ecuación del talud infinito. Con esta herramienta se modelaron escenarios en condiciones estáticas y pseudoestáticas, y con diferentes grados de saturación entre seco, parcialmente saturado y saturación completa; para un total de 15 diferentes escenarios analizados.

Los resultados confirman que tanto el aumento en las aceleraciones sísmicas como el aumento en la saturación del terreno, generan una mayor probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en el área de estudio. De los dos anteriores, el efecto de la cantidad de agua presente en el suelo es el que controla en mayor medida las condiciones de estabilidad.

A partir de la información arrojada por el software PISA, la información geológica, geomorfológica y geotécnica, se realizó una propuesta de microzonificación del área de estudio, detallando los sectores aptos para el desarrollo de infraestructura, los sitios que deberán ser intervenidos para garantizar la estabilidad de las laderas, y los sitios que deberán ser dedicados a conservación y reforestación.

Palabras Clave: método probabilístico, mecánica de suelos, estabilidad de talud, microzonificación, bloques en matriz, deslizamientos.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Justificación.....	1
1.2. Ubicación.....	2
1.3. Objetivos	3
1.3.1. Objetivo General.....	3
1.3.2. Objetivos específicos.....	3
1.4. Antecedentes.....	4
1.4.1. Zonificaciones.....	4
2. MARCO TEÓRICO	6
2.1. Características geomecánicas de los suelos.	7
2.1.1. Propiedades físicas de los suelos.....	7
2.1.2. Propiedades mecánicas de los suelos.....	9
2.2. Materiales tipo Bloques en matriz	10
2.3. Sondeos de penetración dinámica.....	12
2.4. Prospección geoelectrica.....	14
2.4.1. Dispositivo Wenner.....	14
2.4.2. Dispositivo Schlumberger	15
2.4.3. Dispositivo dipolo-dipolo	15
2.4.4. 2.4.4. Dispositivo gradiente.....	15
2.5. Geomorfología	16
2.5.1. Deslizamientos	16
2.5.2. 2.5.2. Zonas de inundaciones.....	18
2.6. Impermeabilización de la cuenca de un río.....	19
2.7. Análisis probabilístico de ocurrencia de deslizamientos.....	22
2.8. 2.7.1 Funcionamiento teórico del programa PISA.....	24
3. METODOLOGÍA	25
3.1. Recopilación de información.....	26
3.2. Descripción de las unidades geomorfológicas	26
3.3. Caracterización geomecánica de los suelos y materiales	27
3.4. Probabilidades de ocurrencia de los deslizamientos.....	27

3.5.	Microzonificación geotécnica de la propiedad	28
4.	CONTEXTO GEOLÓGICO	28
4.1.	Formación Pacacua	28
4.2.	Formación Grifo Alto	29
4.3.	Depósitos aluviales y coluviales	29
4.4.	Falla Pacacua	29
5.	Contexto Geomorfológico	30
5.1.	Formas de Origen Volcánico	33
5.1.1.	Depósitos de flujos piroclásticos (V1)	33
5.2.	Formas de origen fluvial:	33
5.2.1.	Lecho menor del río (F1)	33
5.2.2.	Valles de pendiente fuerte (F2)	33
5.2.3.	Terrazas aluviales (F3)	35
5.3.	Formas de origen denudacional:	35
5.3.1.	Deslizamientos (D1)	35
5.3.2.	Flujos de detritos A y B (D2)	36
5.4.	Formas antrópicas	37
5.4.1.	Infraestructura	37
6.	IDENTIFICACIÓN DE ZONAS SUCEPTIBLES A INUNDACIÓN	39
6.1.	Precipitaciones en la zona de estudio	39
6.2.	Efectos de la impermeabilización de la cuenca del río Corrogres.	44
7.	PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS SUELOS	46
7.1.	Propiedades físicas de los suelos en el área de estudio	46
7.2.	Propiedades mecánicas de los suelos en el área de estudio	51
7.3.	Sondeos de penetración dinámica	52
7.4.	Capacidad de soporte	55
8.	PROSPECCIÓN GEOELÉCTRICA	63
8.1.	Interpretación de los resultados	63

8.2. Modelo propuesto	63
9. IDENTIFICACIÓN DE BLOQUES EN MATRIZ	65
10. ESPESORES DE SUELO A PARTIR DE DESLIZAMIENTOS	67
11. APLICACIÓN DEL SOFTWARE PISA	69
11.1. Ocurrencia de deslizamientos	69
11.2. Indicadores de entrada para la simulación con PISA.....	70
11.3. Análisis en condiciones estáticas	76
11.4. Análisis en condiciones pseudoestáticas.....	81
11.4.1. Amenaza Sísmica.....	81
11.5. Combinación de condición de suelo saturado y sismo	98
12. DISCUSIÓN.....	99
12.1. Microzonificación del área de estudio.....	101
12.1.1. Zona de desarrollo condicionado a estabilidad	101
12.1.2. Zona de desarrollo condicionado a terraceo y estabilidad.....	101
12.1.3. Zonas de conservación y bioestabilización para el desarrollo	102
12.1.4. Zona de remediación, conservación y bioestabilización para desarrollo ...	102
12.1.5. Zona de conservación y bioestabilización	102
12.1.6. Zonas propensas a inundaciones	102
12.1.7. Zonas de retiro de los ríos y quebradas.....	103
13. CONCLUSIONES	105
14. RECOMENDACIONES.....	107
15. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	109
16. ANEXOS.....	115

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Mapa de ubicación del área en estudio.	3
Figura 2. Criterio de ruptura de los suelos.....	10
Figura 3. Observación de los BIM (Block in Matrix). A) en afloramiento en dos dimensiones. B) observación en una dimensión de los bloques.	11
Figura 4. Distribución de los BIM (Block in Matrix). A) BIM de baja proporción de bloques, con superficie de falla sin interrupción por bloques. B) BIM anisotrópico, con superficie de falla guiada por la fábrica de los bloques. C) Bloques y cizalles orientados de manera vertical, superficie de falla definida por los bloques. D) BIM anisotrópico, con orientaciones horizontales y superficie de falla limitada por los bloques.	12
Figura 5. Representación del acomodo de los electrodos en los diferentes dispositivos. A) Wenner, B) Schlumberg, C) Dipolo-dipolo.	16
Figura 6. Partes de un deslizamiento rotacional.....	17
Figura 7. Ejemplo de llanura de inundación de un río.....	18
Figura 8. Hidrograma de inundación, donde se observa el cambio de la forma de la curva conforme aumenta la urbanización, en Tokio, Japón.	19
Figura 9. Efectos de la urbanización sobre la pendiente del río y la llanura de inundación.	20
Figura 10. Efectos de la impermeabilización en la escorrentía y en la infiltración del agua.	21
Figura 11. Mapa geológico regional.	30
Figura 12. Modelo de elevación digital del área de estudio.	31
Figura 13. Modelo de pendientes en grados del área de estudio.	32
Figura 14. Afloramientos de roca presentes en los valles de pendiente fuerte..	34
Figura 15. Deslizamiento en la propiedad.	36
Figura 16. Mapa geomorfológico del área de estudio.....	38
Figura 17. Ubicación estaciones meteorológicas al área de estudio.	40

Figura 18. Precipitación en las estaciones meteorológicas cercanas al área de estudio, durante un año, desde el 2013 al 2018.	41
Figura 19. Precipitación para los meses de agosto, setiembre y octubre del año 2017, en la estación meteorológica Cerro Chitaría.	42
Figura 20. Precipitación para los meses de agosto setiembre y octubre del año 2017 en la estación meteorológica Cerro Tapezco.	43
Figura 21. Impermeabilización de la cuenca del río Corrogres en la parte superior de la finca Castro, en los años 2013 al 2019.	45
Figura 22. Resultados en la curva granulométrica para las muestras de suelo.	48
Figura 23. Carta de Casagrande con los resultados de los límites de Atterberg.	49
Figura 24. Ubicación en la propiedad a estudiar de las muestras de suelo recolectadas y de la tomografía eléctrica realizada.	50
Figura 25. Gráficos de esfuerzo deformación para los resultados del corte directo.	51
Figura 26. Gráfico de esfuerzo normal y resistencia pico, para las 5 muestras.	52
Figura 27. Resultados de los sondeos de penetración dinámica alrededor del área de estudio.	54
Figura 28. Capacidad de soporte de las perforaciones dinámicas FC-01, FC-02, FC-03, FC-04, FC-05 y FC-06 en kilopascales.	57
Figura 29. Capacidad de soporte de las perforaciones dinámicas FC-07, FC-08, FC-09, FC-10 y FC-11 en kilopascales.	58
Figura 30. Capacidad de soporte a 1 m de profundidad en el área de estudio en kPa.	59
Figura 31. Capacidad de soporte a 2 m de profundidad en el área de estudio en kPa.	60
Figura 32. Capacidad de soporte a 3 m de profundidad en el área de estudio en kPa/m ²	61
Figura 33. Porcentaje se área en relación a la capacidad de soporte.	62
Figura 34. Resultados obtenidos mediante la tomografía eléctrica. Perfiles con dirección N70°W. A) Método Schulumberger. B) Método Gradiente. C) Método Wenner. D) Método Dipolo-Dipolo.	64

Figura 35. Modelo de resistividad final de la tomografía eléctrica.....	65
Figura 36. Diferencias en la densidad de bloques en los afloramientos encontrados en la propiedad de estudio.	66
Figura 37. Ubicación de deslizamientos en la propiedad de estudio.	68
Figura 38. Perfiles topográficos para el deslizamiento marcado.....	69
Figura 39. División del área de estudio para el uso del Software PISA.	72
Figura 40. Gráficos de los parámetros geotécnicos con las respectivas distribuciones elegidas. A) Datos de cohesión, con distribución triangular. B) Datos de ángulo de fricción con distribución triangular. C) Datos de peso unitario saturado con distribución triangular. D) Datos de peso unitario húmedo con distribución triangular. E) Datos de espesor de suelo con distribución β -pert.	74
Figura 41. Archivos de entrada al software PISA.	75
Figura 42. Resultados del análisis de estabilidad con la media del factor de seguridad en condiciones estáticas y suelo seco.	77
Figura 43. Resultados del análisis de estabilidad con la media del factor de seguridad en condiciones estáticas y suelo parcialmente saturado.....	78
Figura 44. Resultados del análisis de estabilidad con la media del factor de seguridad en condiciones estáticas y suelo saturado.	79
Figura 45. Comparación de los porcentajes del área de estudio según los resultados del análisis de estabilidad con el factor de seguridad en condiciones estáticas con suelo seco y saturado.....	80
Figura 46. Resultados de PGA y periodo de retorno para la ciudad de San José.	81
Figura 47. Resultados del análisis de estabilidad con la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas con una aceleración de la gravedad de 0,05 y suelo seco.....	85
Figura 48. Resultados del análisis de estabilidad con la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas con una aceleración de la gravedad de 0,10 y suelo seco.....	86

Figura 49. Resultados del análisis de estabilidad con la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas con una aceleración de la gravedad de 0,15 y suelo seco.....	87
Figura 50. Resultados del análisis de estabilidad con la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas con una aceleración de la gravedad de 0,20 y suelo seco.....	88
Figura 51. Resultados del análisis de estabilidad con la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas con una aceleración de la gravedad de 0,05 g y suelo parcialmente saturado.	89
Figura 52. Resultados del análisis de estabilidad con la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas con una aceleración de la gravedad de 0,10 g y suelo parcialmente saturado.	90
Figura 53. Resultados del análisis de estabilidad con la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas con una aceleración de la gravedad de 0,15 g y suelo parcialmente saturado.	91
Figura 54. Resultados del análisis de estabilidad con la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas con una aceleración de la gravedad de 0,20 g y suelo parcialmente saturado.	92
Figura 55. Resultados del análisis de estabilidad con la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas con una aceleración de la gravedad de 0,05 g y suelo saturado.....	93
Figura 56. Resultados del análisis de estabilidad con la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas con una aceleración de la gravedad de 0,10 g y suelo saturado.....	94
Figura 57. Resultados del análisis de estabilidad con la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas con una aceleración de la gravedad de 0,15 g y suelo saturado.....	95
Figura 58. Resultados del análisis de estabilidad con la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas con una aceleración de la gravedad de 0,20 g y suelo saturado.....	96
Figura 59. Comparación de los porcentajes del área de estudio según los resultados del análisis de estabilidad en condiciones pseudoestáticas con suelo seco.	97

Figura 60. Comparación de los porcentajes del área de estudio según los resultados del análisis de estabilidad en condiciones pseudoestáticas con suelo parcialmente saturado 97

Figura 61. Comparación de los porcentajes del área de estudio según los resultados del análisis de estabilidad en condiciones pseudoestáticas con suelo saturado. 98

Figura 62. Hokkaidō, Japón. Las fotografías del año del 2017 corresponden con el 31 de agosto del 2017 mientras que las fotografías del 2018 son imágenes satelitales del 10 de setiembre del 2018, cuatro días después del evento sísmico, y aproximadamente 10 día después del tifón..... 99

Figura 63. Microzonificación del uso recomendado del suelo para el área de estudio... 104

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 1. Tamices y su abertura. Fuente: Modificado de: Bowles, 1980.	7
Cuadro 2. Información de las estaciones meteorológicas utilizadas.	40
Cuadro 3. Porcentaje impermeabilizado y sin cobertura boscosa en la cuenca del Río Corrogres.	44
Cuadro 4. Clasificación de suelos y resultados de granulometría y límites de Atterberg.	47
Cuadro 5. Resumen de las propiedades físicas de las muestras de suelo.	49
Cuadro 6. Resumen de resultados de resistencia al corte en la falla y residual por medio de ensayos de corte directo CD.	52
Cuadro 7. Capacidad de soporte en kilopascales por cada perforación.	62
Cuadro 8. Resumen de las propiedades físicas de cada una de las áreas.	71
Cuadro 9. Distribución de las muestras por área y densidad de muestras por m ²	71
Cuadro 10. Clasificación de la estabilidad de las laderas según la media del factor de seguridad.	76
Cuadro 11. Resultados de aceleraciones máximas del suelo (PGA) para el Parque Central de la ciudad de San José. Fuente: Modificado de Schmidt et al. (2005).	81
Cuadro 12. Periodo de retorno para diferentes valores de aceleración sísmica. Fuente: Modificado de Schmidt et al. (2005).	82
Cuadro 13. Clasificación de la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas.	83
Cuadro 14. Asociación descriptiva de la amenaza sísmica y la probabilidad de ocurrencia. Fuente: Modificado de Laporte (2004).	100
Cuadro 15. Cantidad de área para cada zona de la microzonificación.	103

SÍMBOLOS, SIGLAS Y ABREVIATURAS

ASTM: American Society for Testing and Materials

BIM: Bloques en matriz (*Block In Matrix*)

CRTM05: Costa Rica Transversal de Mercator 05

DEM: Modelo de Elevación Digital (*Digital Elevation Model*)

DLISA:

DPM: Ensayo de penetración dinámica media (*Dynamic Probing Medium*)

E: Este

FOSM: *First Order-Second Moment*

IMN: Instituto Meteorológico Nacional

IP: Índice de plasticidad

LiDAR: Light Detection and Ranging

LISA:

LL: Límite líquido

LP: Límite plástico

MDT: Modelo Digital del Terreno

m.s.n.m.: Metros sobre el nivel del mar.

NSPT: Número de golpes en ensayo de penetración estándar

PGA: Aceleración máxima del terreno

PISA: Probabilistic Infinite Slope Analysis:

°: Grados

Ωm: Ohmios-metro

1. INTRODUCCIÓN

Como parte del Proyecto de Graduación de la Licenciatura en Geología de la Facultad de Ciencias de la Universidad de Costa Rica se desarrolla esta investigación que examina las condiciones de estabilidad de ladera de suelos provenientes de flujos de detritos, conocidos recientemente en el campo de la geotecnia como bloques en matriz (*Block in Matrix: BIMsoils*).

Este análisis de condiciones se lleva a cabo mediante métodos de probabilidad, por medio de la ecuación de talud infinito, y con el apoyo de investigación del contexto geomorfológico, geológico y geotécnico, desarrollado en la propiedad de la Familia Castro, en las cercanías del Barrio Los Arias, Santa Ana, San José.

Esta investigación se desarrolló mediante el trabajo “Microzonificación geotécnica de la Finca Castro mediante la determinación probabilística de la ocurrencia de deslizamientos y estudio de suelos, Santa Ana, San José” realizado por medio del Laboratorio de Geomecánica de la Fundación de la Universidad de Costa Rica para la Investigación, portador del código 113-A-O-827, financiado por la Familia Castro y asesorado por la empresa privada Gensler.

1.1. Justificación

En los meses de setiembre y octubre del 2017, Costa Rica sufrió grandes afectaciones ocasionadas por precipitaciones abundantes, asociadas al paso de la tormenta tropical Nate. Tanto el Pacífico como el Valle Central fueron las zonas con mayor impacto ante la llegada de este proceso atmosférico, y la propiedad en estudio no fue la excepción.

Dentro de las afectaciones que se presentaron en la Finca Castro, se encuentra la pérdida de infraestructura perteneciente a esta familia. Varias de las caballerizas ubicadas en el sector este y noreste de la propiedad, las cuales limitan con el río Corrogres, presentaron inundaciones generadas por el desbordamiento de este río.

Debido a la impermeabilización en las zonas altas de la cuenca, se reduce el tiempo de concentración de la escorrentía y se limita el proceso de infiltración de la lluvia

en el terreno, por lo que los caudales de avenida son mayores y dejan afectaciones importantes lo largo de su paso.

Es importante destacar que la cuenca de río Corrogres, además de su impermeabilización, se ha visto afectada anteriormente por deslizamientos, entre ellos el deslizamiento conocido como “El Picadero”, que se encuentra en las cercanías del área de estudio (Municipalidad de Santa Ana, 2017).

También se debe resaltar que, como parte de las afectaciones, en la finca se presentaron varios deslizamientos de tamaño importante, por lo que la propiedad debe ser sometida a evaluación para determinar su condición geotécnica actual.

Ante el interés de la familia Castro por desarrollar infraestructura en la zona de estudio y evaluar la situación de la infraestructura actual, se ha procedido a realizar los estudios técnicos que garanticen la seguridad de las obras que se pretenden construir y las existentes, pensando en que es de gran importancia mantener un equilibrio en la cuenca en lo que respeta a su ocupación y desarrollo.

1.2. Ubicación

La ubicación geográfica del área de estudio se remite a la Figura 1, el mapa de ubicación. Aproximadamente a 1 km al sureste del centro de la ciudad de Santa Ana, coincidiendo con las coordenadas 1097300 N y 481100 E en la proyección CRTM05, y 212000 N y 517500 E, proyección Lambert Norte, Costa Rica, y en la hoja topográfica Abra, escala 1:50 000 del Instituto Geográfico Nacional (IGN).

Según la división política de Costa Rica, la zona de estudio se ubica en el distrito central del cantón de Santa Ana, en la provincia de San José. Limita al este y noroeste con el río Corrogres, al norte con el poblado Barrio Los Arias, y al oeste con un camino público. El área a estudiar cubre 92 487 m² del cantón de Santa Ana.

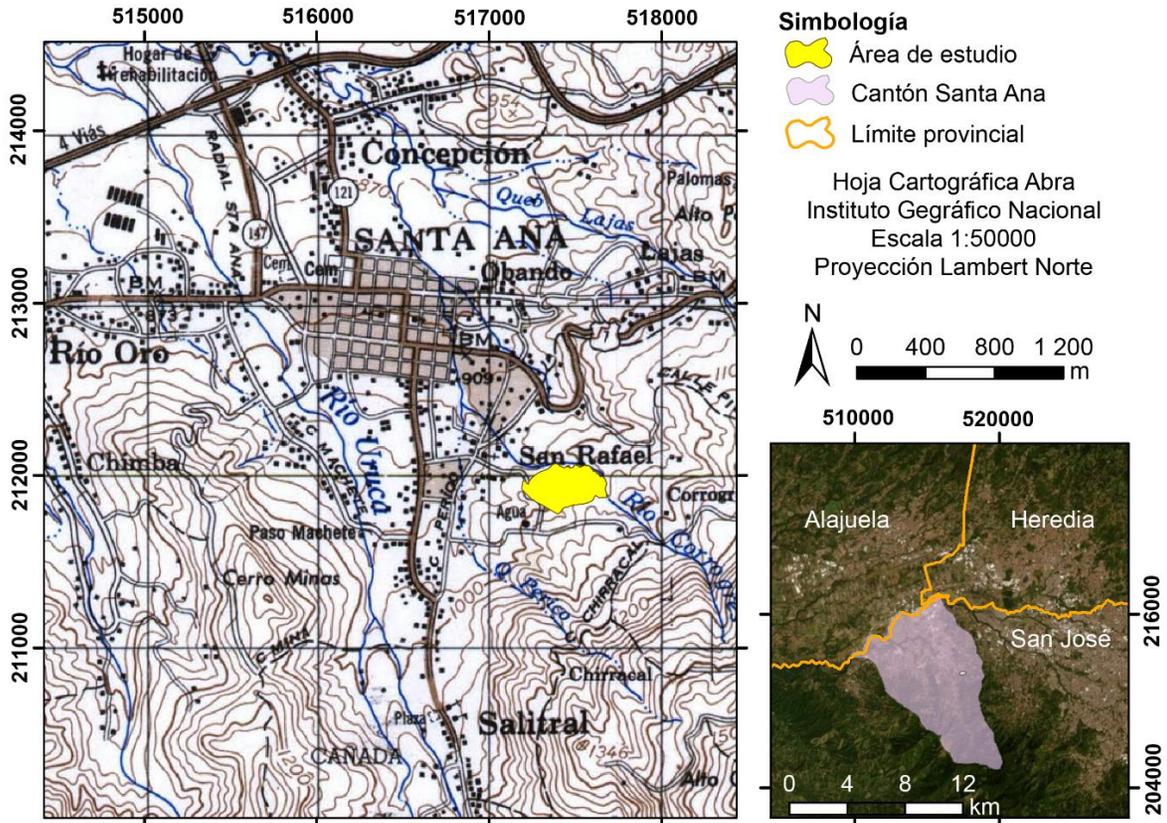


Figura 1. Mapa de ubicación del área en estudio.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo General

Establecer una microzonificación geotécnica a detalle en el área de estudio, mediante la evaluación del comportamiento geomecánico y la descripción geomorfológica de la zona, con el fin de definir sectores aptos para el desarrollo de infraestructura en la propiedad.

1.3.2. Objetivos específicos

- Caracterizar geomecánicamente las unidades de suelo presentes en el área de estudio, mediante ensayos de campo y de laboratorio, con el fin de evaluar su potencial para generar deslizamientos.

- Definir las diferentes unidades geomorfológicas de la zona, mediante el análisis de sensores remotos, con el fin de identificar zonas susceptibles a inundaciones y zonas de pendientes altas y afectadas por deslizamientos.
- Determinar la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en la zona de estudio, mediante el análisis de condiciones estáticas y pseudoestáticas con suelos saturados y secos, para identificar las zonas más susceptibles a presentar deslizamientos en el área de estudio.
- Determinar de acuerdo a los resultados de los estudios geomorfológicos y de probabilidad de ocurrencia de deslizamientos las zonas aptas para el desarrollo de infraestructura en el área de estudio.

1.4. Antecedentes

1.4.1. Zonificaciones

Una zonificación consiste en la agrupación de zonas o áreas con características o comportamientos similares, según la Real Academia Española (2019). Las microzonificaciones y macrozonificaciones son utilizadas generalmente como herramientas de la gestión de riesgo y planificación urbana.

1.4.1.1. Microzonificaciones en Costa Rica

Varias microzonificaciones se han realizado en nuestro país; Mora y Varhson (1994), realizan una microzonificación mediante la metodología Mora Varhson, la cual genera una clasificación rápida y a bajo costo. Se utiliza principalmente en áreas tropicales y con sismicidad importante. Su principal aporte es señalar aquellos sectores donde se requiera una investigación más profunda y así servir como una guía para determinar la distribución espacial de pendientes que tengan un gran potencial de inestables. La metodología fue aplicada en el sector de Tapantí, tomando en cuenta factores litológicos, la pendiente, intensidades sísmicas, intensidad de lluvias, humedad del suelo entre otros. Una vez procesados los datos se obtiene una microzonificación de carácter geotécnico para el área.

Schmidt, Moya, Climent, Rojas y Boshini (2005), desarrollaron una microzonificación sísmica de San José, Costa Rica, la cual fue desarrollada con el fin de mejorar la información conocida antes los efectos destructivos generados por los eventos sísmicos. Los resultados buscados son relacionados a la amenaza sísmica y el comportamiento dinámico de los suelos en el Área Metropolitana (Schmidt et al., 2005). Para llegar a esta microzonificación Schmidt et al., (2005), identifican el fallamiento activo local en el Valle Central, determinando el potencial sísmico de las fallas principales; generaron la estimación de la amenaza sísmica en términos de aceleración pico del suelo; crearon mapas de espesores de materiales que no se encuentran consolidados y junto a esto una zonificación geotécnica para el área metropolitana, y por ultimo realizaron perfiles geofísicos de velocidad de onda cortante del suelo. A partir de la información descrita anteriormente se obtiene un mapa de microzonificación sísmica, donde Schmidt et al., 2005 representan la distribución relativa de los periodos fundamentales de los suelos en los que se asienta la Gran Área Metropolitana.

Granados (2013) desarrolla una microzonificación geotécnica en Mansiones, en San Rafael de Montes de Oca, donde analiza condiciones de estabilidad de laderas apoyado en métodos probabilísticos, los cuales están sustentados en estudios geológicos, geotécnicos, geomorfológicos y mineralógicos, este es el primer antecedente en Costa Rica del uso del *software* PISA.

González (2014), emplea el análisis de caída de rocas provenientes del cerro Tapezco para realizar una microzonificación para el poblado de Bebedero, en San Antonio de Escazú. El autor realiza la simulación de la trayectoria de caída de bloques, y la afectación que pueda tener sobre viviendas o carreteras del poblado. A partir de investigación geológica, geomorfológica y el adecuado estudio del macizo rocoso, se genera el mapa de microzonificación. El mapa generado, muestra zonaciones de amenaza baja, media y alta y para cada una de las zonaciones se brinda la recomendación adecuada, con el fin de brindar seguridad a los habitantes de dicho poblado.

Fernández (2015), desarrolla una microzonificación geotécnica con aplicaciones para uso de suelo, en la Finca Boschini, en Alajuelita, soportado en estudios geotécnicos, geomorfológicos y geológicos, realiza levantamientos topográficos para llevar a cabo análisis de estabilidad.

Mora y González (2014), Mora, González, Campos y Castro (2015), Mora, González y Campos (2015), Mora, González y Campos (2016), mediante el uso del *Software* PISA realizan en sus respectivos estudios microzonificaciones geotécnicas, con el fin de determinar las probabilidades de deslizamientos, y establecer en cada uno de los sectores de estudio las zonas que sea recomendado desarrollar sin que se ponga en riesgo infraestructura o vidas humanas.

Quesada y Feoli (2018) utilizaron la metodología Mora-Varhson, con el fin de determinar áreas susceptibles a deslizamientos en la cuenca del río Macho. Cuando la información requerida para desarrollar esta microzonificación ya está completa, se categorizan según su susceptibilidad a deslizarse, desde muy bajo hasta alto pasando por cuatro categorías diferentes. En este estudio se realiza una comparación de la metodología Mora-Varhson con el método morfométrico, que también es utilizado para microzonificaciones. El método morfométrico utiliza las siguientes variables: densidad de la disección (D), profundidad de la disección, energía del relieve y la erosión total, y los resultados arrojados van desde la baja a máxima ocurrencia de deslizamientos. Los autores Quesada y Feoli (2018) resaltan la utilidad de ambas metodologías como estudios de línea base para lograr zonificar deslizamientos y el uso de estas herramientas para gestión de riesgo y planificación territorial.

2. MARCO TEÓRICO

La teoría que se utilizará para completar los objetivos propuestos, se agrupa en varios temas, entre ellos primeramente las características geomecánicas de los suelos, sondeos de penetración dinámica, geomorfología y por último el análisis probabilístico de ocurrencia de deslizamientos.

2.1. Características geomecánicas de los suelos.

Dentro de las características geomecánicas de los suelos, se puede destacar dos ramas principales, las propiedades físicas y las propiedades mecánicas. Para determinar ambas propiedades, se deben realizar ensayos in-situ y en un laboratorio especializado en suelos. A continuación, se describen las propiedades a utilizar:

2.1.1. Propiedades físicas de los suelos

2.1.1.1. Análisis granulométrico

Este ensayo se realiza con el fin de conocer la distribución granulométrica de la muestra de suelo que se desea analizar, de esta manera conocer el porcentaje de las partículas según su tamaño (González de Vallejo et al. 2002), en el Cuadro 1 se muestran los tamices más utilizados y su respectiva abertura.

Cuadro 1. Tamices y su abertura. *Fuente:* Modificado de: Bowles, 1980.

Numero o tamaño del tamiz	Abertura estándar del tamiz
3/4 "	19,00 mm
1/2 "	12,45 mm
3/8 "	9,50 mm
#4	4,75 mm
#10	2,00 mm
#20	850 µm
#40	425 µm
#60	250 µm
#100	150 µm
#200	75 µm

Aquel porcentaje de suelo que atraviese el tamiz #200, será el porcentaje de finos, que indica la porción de arcilla y limo que se encuentra en el suelo, lo cual se relaciona con la capacidad de retención de agua (Bowles, 1980).

2.1.1.2. Límites de Atterberg.

Atterberg definió el límite plástico, que separa el estado semisólido del plástico y el límite líquido, que separa el estado plástico del semilíquido, ambos se determinan con la fracción de suelo pasado por el tamiz n. °40 A.S.T.M. (0,1 mm) (González de Vallejo et al. 2002). La plasticidad es una propiedad que poseen los suelos, de deformarse hasta un límite y sin romperse (Crespo, 2004).

Para obtener los límites de Atterberg a utilizar, se requiere de un molde llamado Cuchara de Casagrande para alcanzar el límite líquido, mientras que el límite plástico se puede realizar mediante una prueba con las manos, no requiere de ningún instrumento especializado. Mediante los valores encontrados para los límites de Atterberg, se determina el índice de plasticidad el cual consiste en la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico representa el rango de humedades por el que se pasa al llegar de un estado semisólido a un estado semilíquido (González de Vallejo et al. 2002).

2.1.1.3. Gravedad Específica del suelo

Caracterización de la densidad de los materiales en relación con la densidad del agua. Es definida como el peso unitario del suelo analizado, entre el peso unitario del agua destilada a 4°C (Bowles, 1980).

2.1.1.4. Peso unitario del suelo

Es la relación entre el peso y el volumen del material, la cual varía según la cantidad de agua que el suelo pueda tener la cual puede ser seco, húmedo o saturado (González de Vallejo et al. 2002).

2.1.1.5. Contenido de humedad gravimétrico

Se define como la relación del peso del agua presente en la muestra y el total de la muestra. El contenido de humedad se obtiene como un porcentaje (Bowles, 1980).

2.1.2. Propiedades mecánicas de los suelos

2.1.2.1. Resistencia al corte

La resistencia al corte en los suelos es el esfuerzo de corte máximo que un material puede soportar justo antes de fallar. Esta ruptura se puede producir súbitamente en forma frágil, o se puede producir de manera dúctil si se da por acumulación de grandes deformaciones plásticas (Sáez, 2010).

La resistencia al corte del suelo depende de la naturaleza, enlaces, deformaciones, el estado tensional y la presión del fluido que rellena los poros. Coulomb se encargó de relacionar esfuerzos normales y esfuerzos tangentes, que actúan en cualquier plano del suelo. Este criterio se aplica en suelos saturados, involucra los parámetros la resistencia al corte del suelo a favor de un plano definido (t), esfuerzo total normal ejerciendo sobre el mismo plano (σ_n), presión intersticial (u) cohesión efectiva (c'), y por último el ángulo de rozamiento interno efectivo (ϕ') (González de Vallejo et al. 2002).

La ecuación que relaciona estos parámetros se describe a continuación:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u) \tan(\phi') \quad [1]$$

La ecuación que se ha descrito anteriormente representa una recta en el espacio (σ', τ), la cual se denomina envolvente de ruptura del suelo, como se observa en la Figura 2 (González de Vallejo et al. 2002).

Mediante ensayos de laboratorio se obtiene la resistencia máxima de un suelo. De acuerdo con la teoría de Mohr-Coulomb los valores obtenidos son graficados para generar la envolvente, de esta manera conseguir los valores de cohesión del suelo y el ángulo de fricción, asociados a la ecuación 1. De esta manera se conoce la resistencia del suelo en el momento que falla y su resistencia residual.

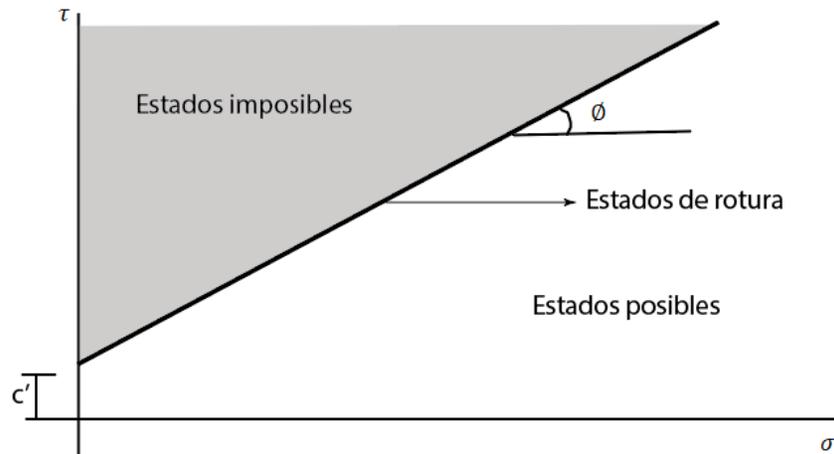


Figura 2. Criterio de ruptura de los suelos.

Fuente: Modificado de González de Vallejo et al., 2002.

Los ensayos de corte directo pueden ser clasificados de la siguiente manera (Bowles, 1980):

- Ensayos no consolidados y no drenados: El corte es iniciado previo a la consolidación de la muestra asociado al esfuerzo normal que genera la carga vertical. En suelos cohesivos y saturados se desarrolla un exceso de presión de poro.
- Ensayo consolidado no drenado: la fuerza normal es aplicada y se debe observar el movimiento vertical que indique el deformímetro hasta que pare el asentamiento, esto antes de aplicar la fuerza cortante.
- Ensayo consolidado y drenado: La fuerza normal se aplica para desarrollar todo el asentamiento, cuando este sucede, se debe aplicar la fuerza cortante lentamente para evitar el desarrollo de presiones de poro en la muestra

2.2. Materiales tipo Bloques en matriz

El nombre Bloques en Matriz proviene de la traducción del término *Block in Matrix*, el cual se abrevia en la literatura como *BIM*. A este término se le adjunta un accesorio más, *rock* o *soil*, siendo alusivo a la matriz, si esta está compuesta de roca o de suelo, respectivamente (Campos, 2016). Estos materiales se pueden

encontrar en la naturaleza como melánge, rocas piroclásticas, rocas falladas, meteorizadas y altamente tectonizada, depósitos coluviales y hasta fluvioglaciares (Medley y Goodman, 2011).

Los *BIM* se encuentran en todo el mundo, a lo largo de las zonas de subducción y en especial en regiones montañosas y son propensos a problemas de estabilidad. A menudo son causa de frustración para diseñadores, propietarios y contratistas, por lo problemáticos a la hora de construir sobre ellos (Medley y Sanz, 2004).

Las propiedades geomecánicas de los *BIM* se pueden ver afectadas principalmente por las propiedades mecánicas de la matriz, la proporción de volumen de los bloques, la forma de estos y la orientación que tengan estos con respecto a las superficies de falla. Si las proporciones de los bloques se encuentran entre el 25 y 70%, las propiedades mecánicas se relacionarán principalmente con los bloques (Campos, 2016).

En trabajos detallados que solamente involucran *BIM*, para estimar el volumen de los bloques, se utilizan las dimensiones observadas en el cartografiado de los afloramientos (Medley y Sanz, 2004).

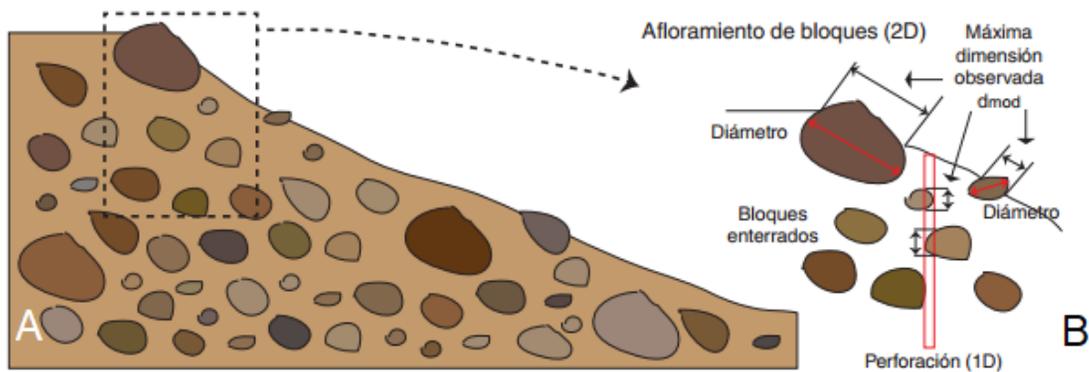


Figura 3. Observación de los *BIM* (*Block in Matrix*). A) en afloramiento en dos dimensiones. B) observación en una dimensión de los bloques.

Fuente: Modificado de Campos, 2016.

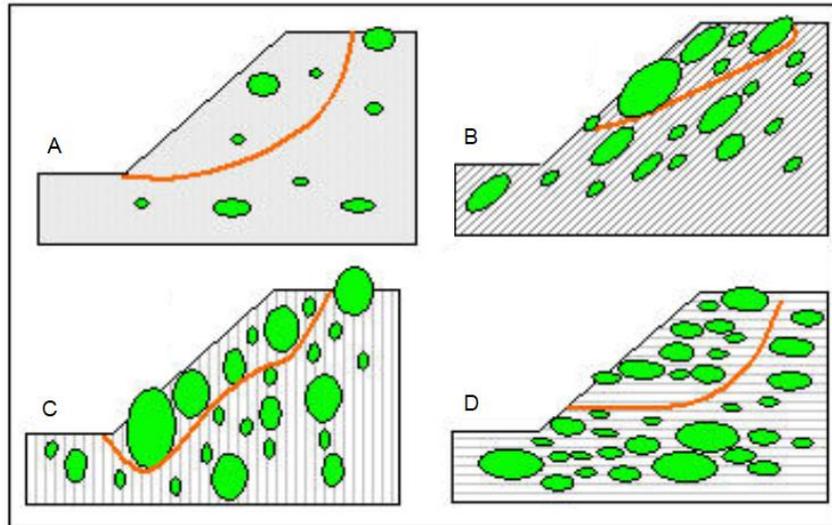


Figura 4. Distribución de los *BIM* (*Block in Matrix*). A) *BIM* de baja proporción de bloques, con superficie de falla sin interrupción por bloques. B) *BIM* anisotrópico, con superficie de falla guiada por la fábrica de los bloques. C) Bloques y cizalles orientados de manera vertical, superficie de falla definida por los bloques. D) *BIM* anisotrópico, con orientaciones horizontales y superficie de falla limitada por los bloques.

Fuente: Modificado de Medley y Sanz, 2004.

En la Figura 3, se puede observar el volumen de bloques que pueden aflorar, sin embargo, en la Figura 3A se ejemplifica como en ocasiones la cantidad de bloques aflorando no es precisamente proporcional a lo que se tiene a profundidad, por lo que es necesario determinar mediante otros métodos como en la Figura 3B, la proporción de bloques a profundidad.

En la Figura 4 se puede ver como la superficie de ruptura en ocasiones se puede delimitar por el acomodo de los bloques, dependiendo del volumen que ocupan a profundidad.

2.3. Sondeos de penetración dinámica

Los sondeos de penetración dinámica se realizan con el fin de conocer el comportamiento de los materiales a profundidad, así como los espesores de estos materiales y conocer la profundidad del basamento rocoso, en caso de ser alcanzado.

Los ensayos de penetración dinámica se consideran de los métodos *in situ* más antiguos para evaluar la consistencia de los suelos. Son similares al ensayo de penetración estándar (SPT), sin embargo, los sondeos de penetración dinámica son continuos y no hay ninguna recuperación de muestra (Martínez et al., 2014).

Al utilizar estos métodos de penetración dinámica, se deben conocer varios términos (Martínez et al., 2014):

- Cabeza de impacto: parte del dispositivo sobre la que golpea el mazo y por la que pasa la energía hacia las barras.
- Colchón amortiguador: este se ubica sobre la cabeza de impacto para disminuir el daño al equipo.
- Mazo: Dispositivo que se levanta y se deja caer para proporcionar la energía para la penetración de la puntaza cónica.
- Altura de caída: altura de caída libre a la que se somete el mazo.
- Dispositivo de hinca: Conjunto formado por el mazo, la guidera, la cabeza de impacto y el sistema de elevación.
- Barras de hinca: Barras que conectan el dispositivo de hinca con la puntaza cónica.
- Puntaza cónica: dispositivo utilizado para medir la resistencia a la penetración.

Los sondeos de penetración dinámica consisten en un mazo que se deja caer sobre una varilla, con una altura constante lo que permite que cada golpe sobre la varilla sea igual que el anterior en términos de energía.

Se debe anotar la cantidad de golpes que son requeridos para introducir 10 cm de cada una de las barras. Estas barras son golpeadas con un mazo de masa y altura de caída conocidas.

Al procesar la información del ensayo se obtiene la consistencia del suelo y capacidad de soporte, cada 10 cm en profundidad para el caso de ejemplo; seguidamente se agrupan aquellos con características similares para así obtener un perfil de consistencia del suelo y mapas de capacidad de soporte a profundidades conocidas.

2.4. Prospección geoelectrica

Los sondeos geofísicos son métodos de investigación indirectos mediante los cuales se identifican contrastes en el medio explorado, asociados a su composición y mediante los cuales es posible definir su distribución y geometría. Debido a su naturaleza deben ser acompañados de ensayos directos con los que se puedan correlacionar los datos (Arias, 2007).

La prospección geoelectrica se realiza para obtener información más a profundidad, donde el equipo de penetración dinámica no logra llegar. Para realizar la tomografía, se inyecta corriente eléctrica al subsuelo y a partir del potencial que se genera en el mismo, se determinan los valores de resistencia eléctrica a partir un valor de resistividad aparente de los materiales en el suelo, mediante una constante geométrica (k) (Arias, 2007).

Algunos de los métodos o dispositivos más comunes se describen a continuación.

2.4.1. Dispositivo Wenner

Este método consiste en cuatro electrodos alineados y simétricos con el punto de medición. La geometría utilizada se describe en la siguiente ecuación:

$$K = 2\pi a \quad [2]$$

Donde a: es la distancia en entre los electrodos, que a partir de ahora se llamaran A,M,B y N, por consiguiente a=AM=MN=NB.

Baker (1979) y Reynolds (1997) consideran que posee una buena resolución vertical pero una pobre profundidad de penetración (Arias, 2007). La distribución de los electrodos se observa en la figura 5A.

2.4.2. Dispositivo Schlumberger

Se pretende que la distancia $2a$ que separa los electrodos M y N tienda a cero, y con esto lograr obtener el capo eléctrico E . La relación AB/MN para este dispositivo debe mantenerse lo más grande posible.

En este caso el coeficiente geométrico se presenta en la siguiente ecuación:

$$k = \frac{2\pi(a^2 - b^2)}{2b} \quad [3]$$

Baker (1979) y Reynolds (1997) destacan que su alta resolución vertical y su moderada profundidad de investigación. El acomodo de los electrodos se encuentra en la figura 5B. (Arias, 2007).

2.4.3. Dispositivo dipolo-dipolo

Estos dispositivos se caracterizan porque los electrodos de corriente A y B, están próximos entre sí respecto a la distancia en que se recibe la corriente y la distribución de los electrodos se encuentra en la figura 5C. Se destaca su gran profundidad de investigación con respecto a los métodos o dispositivos anteriores, sin embargo, los autores resaltan su pobre resolución y alta sensibilidad a variaciones laterales. El coeficiente geométrico se describe en la siguiente ecuación (Arias, 2007):

$$k = 2\pi(n - 1)n(n + 1)a \quad [4]$$

2.4.4. Dispositivo gradiente

Este dispositivo es una variación del dispositivo Wenner donde los electrodos se encuentran separados por $(s+2)a$, el valor de a es el espacio mínimo entre los electrodos y s es un número entero siendo el número máximo de mediciones que se pueden obtener con la corriente inyectada. La elección del espacio mínimo entre electrodos dependerá de la sensibilidad al ruido, detalles horizontales y la profundidad de penetración. Las resistividades en el suelo se obtienen midiendo las diferencias de potencial. En ocasiones este dispositivo puede arrojar más datos que

el dispositivo Wenner y su profundidad efectiva también puede superar el dispositivo Wenner, sin embargo, es más susceptible a contaminaciones de ruido que el arreglo Wenner lo que puede deberse a su naturaleza no simétrica (Aizebeokhai y Oyeyemi, 2014).

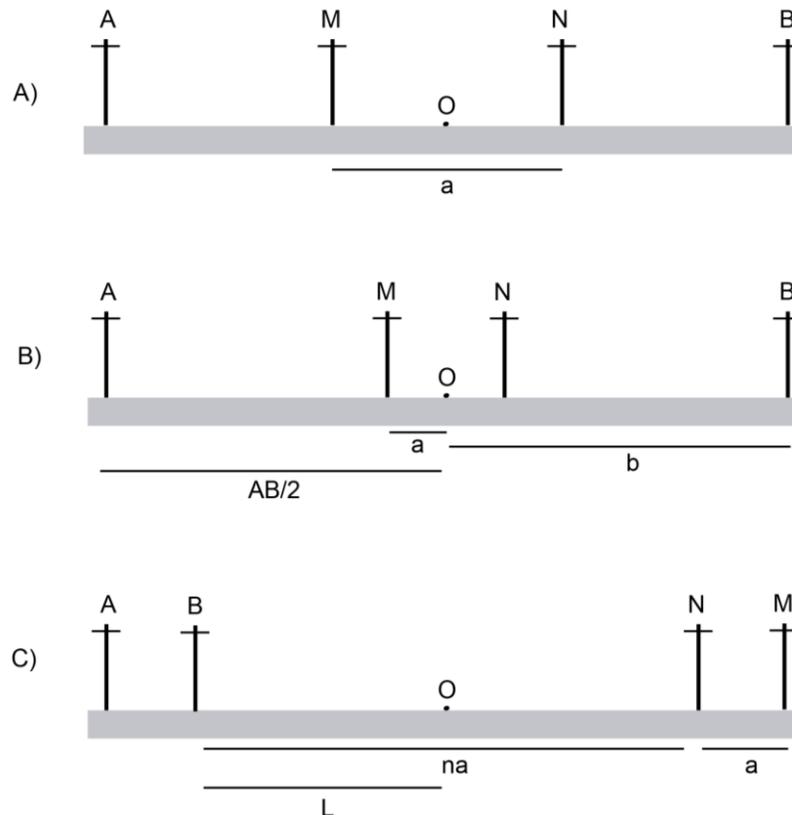


Figura 5. Representación del acomodo de los electrodos en los diferentes dispositivos. A) Wenner, B) Schlumberger, C) Dipolo-dipolo.

Fuente: Modificado de Arias, 2007.

2.5. Geomorfología

A continuación, se describen los aspectos geomorfológicos que tienen relevancia para llevar a cabo este estudio.

2.5.1. Deslizamientos

Los procesos geodinámicos a los cuales se somete la superficie terrestre, dan lugar a movimientos de las masas de tierra a diferentes magnitudes y velocidades. Los

movimientos de laderas, son muy frecuentes y se dan en ocasiones por procesos gravitacionales. Dentro de estos movimientos en masa, se encuentran los deslizamientos, los cuales, se explican cómo masas de suelo o roca moviéndose respecto a un basamento, sobre una o varias superficies de ruptura que pueden desplazar hasta millones de metros cúbicos (González de Vallejo et al. 2002).

La clasificación más común de los deslizamientos los divide en rotacionales y traslacionales: (Gutiérrez, 2008).

Traslacionales: el movimiento de masa se genera hacia afuera y hacia abajo, en una superficie plana o de poca ondulación, se produce sobre planos de falla, diaclasas, estratificaciones, donde los planos por donde se desliza la masa son planos (Gutiérrez, 2008).

Rotacionales: Se dan sobre una superficie de ruptura cóncava, la superficie de cizalle posee forma circular o de cuchara. Al producirse la ruptura, la masa comienza a rotar sobre el plano cóncavo (Gutiérrez, 2008).

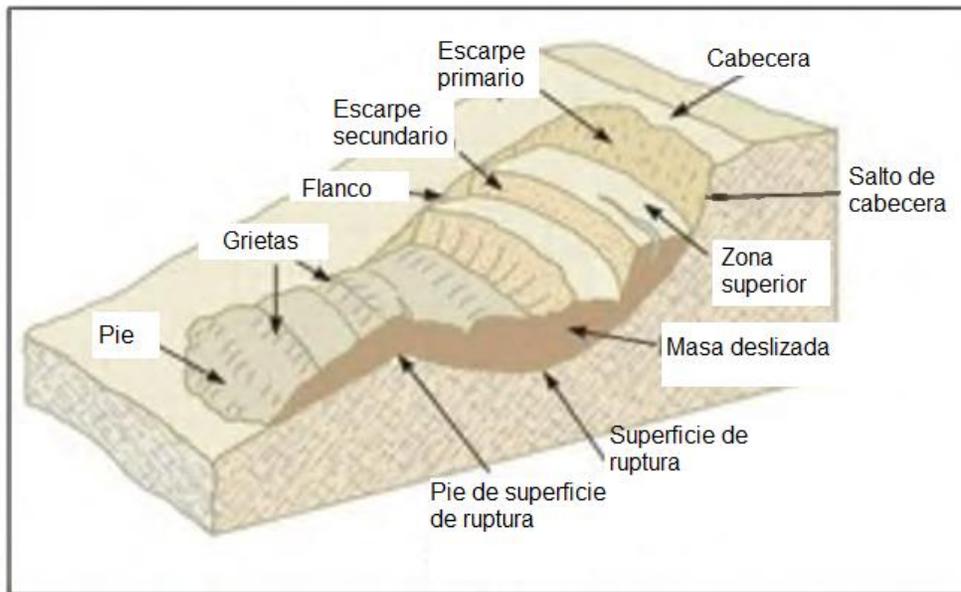


Figura 6. Partes de un deslizamiento rotacional.
Fuente: Modificado de González de Vallejo et al., 2002.

Los deslizamientos están compuestos por diferentes partes, entre ellas la cabecera, el salto de cabecera, escarpe principal, escarpe secundario, masa deslizada, zona de depósitos, superficie de ruptura y el pie, se puede observar en la Figura 6.

2.5.2. Zonas de inundaciones

Las zonas de inundaciones son aquellas que ante la crecida de un río o la entrada del agua de mar, se pueden cubrir fácilmente de agua, ya que su topografía plana facilita el ingreso de esta e incluso que pueda quedarse ahí por un tiempo prolongado (Gutiérrez, 2008).

Dentro de las morfologías que forman los ríos, se encuentran las llanuras de inundación, que como su nombre lo indica, son sectores donde el río puede acceder fácilmente y según la energía que presente, puede causar destrucción a su paso, es por ello que es importante conocer el comportamiento habitual de los ríos, para evitar pérdidas económicas o de vidas. (Gutiérrez, 2008).

En la Figura 7, se ejemplifica un río con su cauce normal y con su respectiva llanura de inundación, e incluso se observan meandros abandonados dentro de la misma llanura.

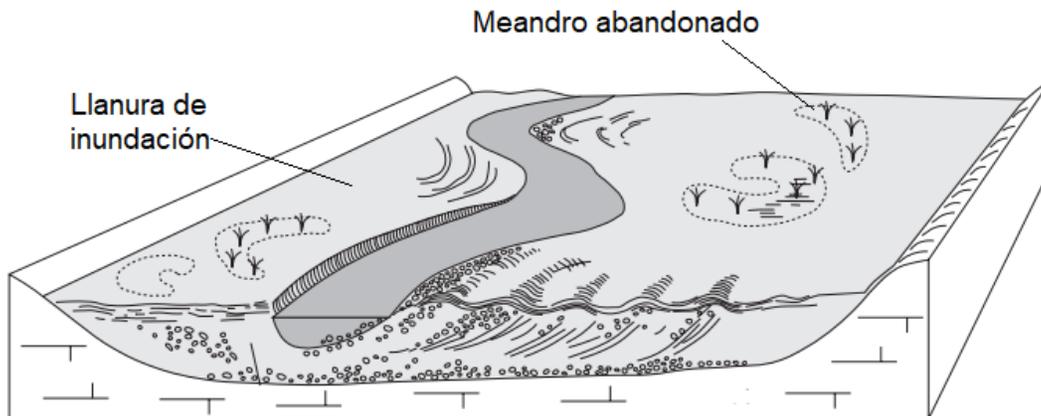


Figura 7. Ejemplo de llanura de inundación de un río.

Fuente: Modificado de Charlton, 2008.

Conforme aumenta la población, ha incrementado la cantidad de áreas urbanas cercanas a los ríos, la mancha urbana se extiende cada vez más en el área de recarga y lechos de los ríos.

2.6. Impermeabilización de la cuenca de un río

Las áreas urbanas ocupan aproximadamente el 3% de la superficie a nivel mundial, pero el efecto de las urbanizaciones sobre la hidrología es muy grande. Las superficies urbanizadas generan el efecto de impermeabilización el suelo y como resultado el agua discurre rápidamente con baja probabilidad de infiltración (Gutiérrez, 2008).

Para representar el impacto de las áreas impermeabilizadas en las cuencas pueden utilizar los hidrogramas, los cuales son una expresión gráfica de:

$$Q = f(t) \quad [5]$$

La representación del tiempo (t) en el eje de las abscisas puede tener escalas que varían desde horas a años. El área bajo la curva en un hidrograma es el volumen de agua que ha pasado desde el t_0 al t_1 (Sánchez, sf.).

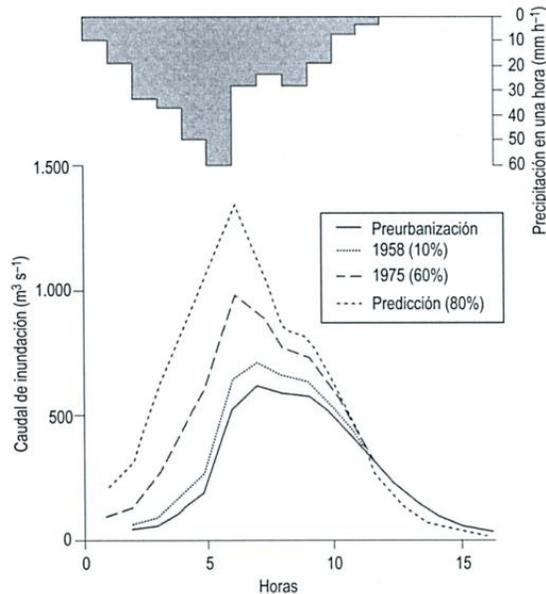


Figura 8. Hidrograma de inundación, donde se observa el cambio de la forma de la curva conforme aumenta la urbanización, en Tokio, Japón.

Fuente: Yoshimoto y Suetsugi, 1990.

En la Figura 8 se puede observar que antes de que el sector se urbanizara, el caudal de agua era menor a los posteriores, en tiempos iguales, lo que indica que el

volumen de agua aumenta considerablemente cuando gran parte de la cuenca es impermeabilizada.

Los hidrogramas como el de la Figura 8, comparan la tasa de flujo pico en las cuencas urbanizadas con condiciones de un paisaje natural, donde normalmente hay más tiempo entre la lluvia y la escorrentía que cuando existen cuencas impermeabilizadas (Karamouz, et al., 2010).

Dentro de los principales efectos que se presentan en una cuenca cuando se impermeabiliza se encuentran los siguientes: a) mayor volumen de escorrentía, porque no hay suficiente infiltración, b) la frecuencia de recurrencia de las inundaciones incrementa y c) el tiempo de respuesta entre la precipitación, la escorrentía y la respuesta del flujo disminuye (Karamouz et al, 2010).

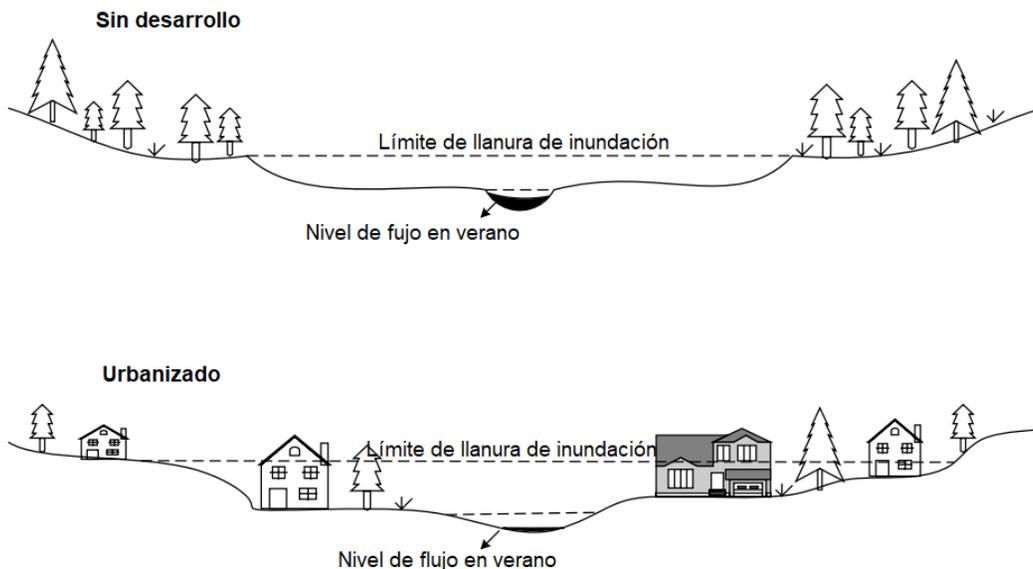


Figura 9. Efectos de la urbanización sobre la pendiente del río y la llanura de inundación.

Fuente: Karamouz et al, 2010.

Es importante definir el término coeficiente de escorrentía, el cual refleja la cantidad de lluvia que es convertida en escorrentía. Este coeficiente se relaciona directamente con el porcentaje de superficie impermeable en la cuenca. Las superficies impermeables son hidrológicamente activas, lo que se traduce una gran

capacidad de generar escorrentías superficiales y no absorben la precipitación (Karamouz et al, 2010).

En la Figura 9, se puede observar los efectos que tienen la urbanización sobre el río, en especial cuando se urbaniza parte de su pendiente natural y su llanura de inundación, lo que a futuro o en los caudales de avenida del río se genera inconvenientes con las infraestructuras que invaden la llanura de inundación.

En la Figura 10, se observan los efectos de la impermeabilización de la cuenca sobre el coeficiente de escorrentía, y las aguas infiltradas, donde el porcentaje de escorrentía aumenta de la mano con la cantidad de áreas impermeabilizadas, y al presentarse esta situación, disminuye notablemente el porcentaje de infiltración superficial y profunda, así como también disminuye el porcentaje representativo a la evapotranspiración.

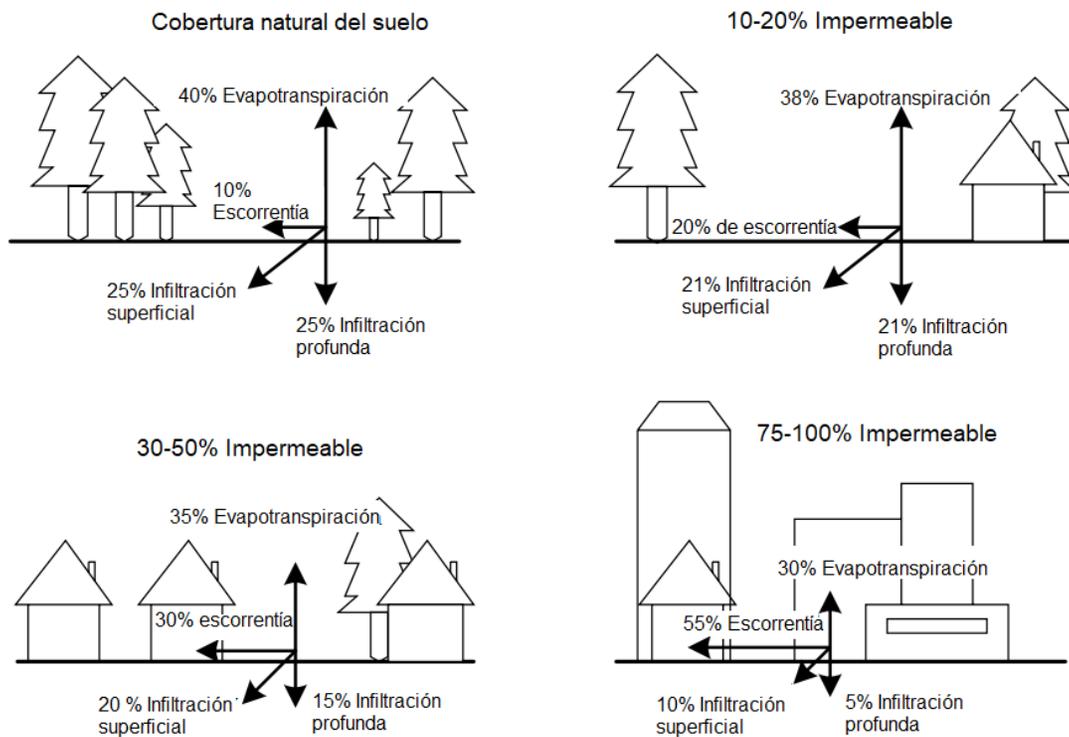


Figura 10. Efectos de la impermeabilización en la escorrentía y en la infiltración del agua.

Fuente: Karamouz et al, 2010.

2.7. Análisis probabilístico de ocurrencia de deslizamientos

Ante la incertidumbre que se genera en ocasiones hacia el comportamiento de una ladera, acerca de su movimiento de masa y la combinación de suelos saturados o condiciones sísmicas, surge el software PISA (*Probabilistic Infinite Slope Analysis*), el cual es una herramienta utilizada para recrear los procesos relacionados con ocurrencia de deslizamientos superficiales.

Anteriormente, se ha utilizado para modelar y cartografiar el potencial de deslizamiento en la cuenca del río Stephens en Oregon, ante la variación de condiciones hidrológicas (Cole, 2013). Sin embargo, en nuestro país se ha utilizado en más de cinco ocasiones, la primera de ellas en Mansiones en San Rafael de Montes de Oca, aplicado a suelos derivados de cenizas volcánicas (Granados, 2013), en Frailes de Desamparados, para el Centro Agrícola Cantonal (Mora y González, 2014), cantón de San José (Mora, González, Campos, Castro, 2015).

PISA realiza cálculos probabilísticos en condiciones estáticas (sin movimientos sísmicos) y en condiciones pseudoestáticas (con presencia de movimientos sísmicos). Esto a partir de la topografía que se obtiene mediante modelos de elevación digital del terreno, y basado en la fórmula de primer orden y segundo momento (FOSM) de la ecuación del talud infinito, utilizada por *U.S. Forest Service Slope Stability Program* (LISA y DLISA) y distribuciones probabilísticas para cada parámetro físico-mecánico de los suelos, que se obtienen con anterioridad, los cuales conforman el archivo de entrada del *software* (Haneberg, 2005).

Para Hammond, et al., (1992), el modelo de talud infinito, hace su proposición en los siguientes supuestos: primeramente, que el plano de falla y la superficie del agua subterránea se asume como paralelo al terreno a trabajar. Seguidamente que el plano de falla se asume de extensión infinita, donde se representa solo una sola capa de suelo. También se asume que el ángulo de fricción interna no depende del esfuerzo efectivo y el análisis se toma en dos dimensiones.

Para continuar con la descripción del programa PISA se debe definir el término factor de seguridad. El factor de seguridad (FS) es el cociente obtenido entre la

resistencia al corte del suelo (t_{max}) y el esfuerzo de corte (t) que se ejerce sobre el talud (Suárez, 2009), que se obtiene de la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{\sum t_{max}}{\sum t} \quad [6]$$

Si FS es superior a 1 no hay ruptura alguna, pero si el valor de FS es 1 o inferior a 1 hay una ruptura local. Esta definición de factor de seguridad global presenta dos inconvenientes, primeramente, salvo en situaciones simplificadas, no se conoce como es la distribución de esfuerzos de corte a lo largo de la superficie de falla. Otro inconveniente importante es que el coeficiente de seguridad no sea constante a lo largo de la superficie de falla (Sáez, 2010).

PISA realiza un acomodo de la ecuación del cálculo de factor de seguridad, esto partiendo del modelo de talud infinito de Hammond et al. (1992), generando la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{c_r + c_c + [q_t + q_y D + (\gamma_{sat} - \gamma_w - \gamma_m) H_w D] \cos^2 \beta \tan \varphi}{[q_t + \gamma_m D + (\gamma_{sat} - \gamma_m) H_w D] \sin^2 \beta \cos \beta} \quad [7]$$

Donde:

FS: factor de seguridad

β : pendiente del terreno ($^\circ$)

φ : ángulo de fricción interna del suelo ($^\circ$)

D: espesor total del suelo sobre la superficie de deslizamiento (longitud)

D_w : espesor saturado del suelo (longitud)

c_s : esfuerzo cohesivo del suelo (fuerza/área)

c_r : esfuerzo cohesivo generado por las raíces de los árboles

q_t ; sobrecarga uniforme causada por el peso de la vegetación (fuerza/área)

γ_m : peso unitario húmedo del suelo sobre el nivel freático (peso/volumen)

γ_{sat} : peso unitario saturado del suelo bajo el nivel freático (peso/volumen)

γ_w : peso unitario del agua= 9,81 N/m³

H_w : altura de la superficie freática sobre la superficie de deslizamiento, normalizada con respecto al espesor del suelo (adimensional)

2.8. Funcionamiento teórico del programa PISA

La metodología, *First-Order, Second Moment* (FOSM), es parte de un método estadístico, aplicable en ecuaciones de estabilidad, el cual, combinado con un modelo de elevación digital permite realizar análisis de probabilidad de deslizamientos.

Anteriormente, los softwares utilizados en análisis de estabilidad basados en modelos de elevación digital, entre ellos LISA (*Level I Stability Analysis*), utiliza como método estadístico la simulación Monte Carlo que modela un atributo que no es posible medir directamente, ya que es dependiente de una gran cantidad de variables, y puede ser descrito mediante una función matemática, en este caso el atributo modelado es el factor de seguridad el cual es descrito en la ecuación 6 (Hammond et al. 1992).

En el caso de Monte Carlo para calcular un factor de seguridad se toma un posible valor de cada una de las variables de entrada y utilizando la ecuación 6, realizando iteraciones y generando de esta manera varios valores de factores de seguridad, un ejemplo de esto puede ser hasta 1000, mediante muestreos repetitivos y aleatorios de un conjunto de posibles valores de entrada, estos valores están descritos mediante una distribución de probabilidad (Hammond et al. 1992).

Sin embargo, Haneberg (2004) menciona que mediante experimentos numéricos las cuales utilizaba simulaciones de Monte Carlo, sugiere que el factor de seguridad puede ser descrito mediante una función lognormal, evitando de esta manera las iteraciones que realiza el método Monte Carlo de esta manera PISA utiliza el análisis FOSM (*First Order, Second Moment*).

Para el análisis FOSM, el valor medio del factor de seguridad es calculado primeramente utilizando el valor medio de cada una de las variables independientes, como se explica en la ecuación 7:

$$\overline{FS} = FS(\bar{X}) \quad [7]$$

En variables independientes no correlacionadas la varianza del factor de seguridad se calcula de la siguiente manera:

$$s_F^2 = \sum_i \left(\frac{\partial FS}{\partial x_i} \right)_{\bar{x}}^2 s_{x_i}^2 \quad [8]$$

Donde $s_{x_i}^2$ representa la varianza de la cantidad i de variables, mientras que los términos que se encuentran entre paréntesis son evaluados utilizando los valores medios de cada una de las variables independientes. En resumen, cada derivada de la ecuación 8 es una constante que se puede evaluar usando valores medios para todas las variables. Utilizando la varianza y la media de cada una de las variables se obtiene un resultado semejante al log-normal (Haneberg 2004).

Cuando se ha calculado la media y la varianza del factor de seguridad, se puede expresar en términos de probabilidad de deslizamiento, asociados a un modelo de pendientes.

3. METODOLOGÍA

A continuación, se puntualiza tema a tema la metodología seguida para alcanzar los objetivos de la investigación, la cual fue dividida en 5 etapas; primeramente, la recopilación de información, como segundo punto la descripción de las unidades geomorfológicas, seguidamente la caracterización geomecánica de los suelos y materiales. Para la cuarta fase, se encuentra la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos, para culminar con la microzonificación geotécnica de la propiedad.

3.1. Recopilación de información

Se realizó una recopilación de información en trabajos finales de graduación, artículos científicos, libros de texto, informes técnicos, acerca del contexto geomorfológico y geológico, así como la búsqueda de información meteorológica, para conocer el comportamiento de precipitaciones en la zona de estudio.

También se estudió información bibliográfica acerca de las características geomecánicas de los materiales encontrados, prospección geoelectrica, así como información de investigaciones donde se utilizó el software PISA.

3.2. Descripción de las unidades geomorfológicas

Primeramente, se procedió con elaborar de un modelo de Elevación Digital detallado, a partir de información LIDAR, propiedad de la Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencias (2012), esto para familiarizarse con el área en estudio, y de esta manera sacar provecho en la comprobación de campo. Como parte del estudio de los deslizamientos en la propiedad se demarcaron cada uno de estos deslizamientos que fueran visibles en el mapa, así como con el resto de unidades geomorfológicas. Para conocer los espesores reales de suelo deslizable, se realizaron perfiles topográficos en estos deslizamientos.

Se desmarcaron los lechos mayores y menores de cada uno de los ríos y quebradas que atraviesan o se encuentran limitando con la propiedad, o que en algún momento puedan generar algún tipo de emergencia con un aumento rápido de su caudal. A partir de la demarcación de estas zonas, se delimitaron las zonas susceptibles a inundaciones en la propiedad estudiada.

Cuando cada una de las unidades geomorfológicas fue estudiada tanto de manera presencial como digital, se procedió a realizar el mapa geomorfológico para el área de estudio.

3.3. Caracterización geomecánica de los suelos y materiales

Se realizó una campaña de recolección de muestras, de las cuales se recuperaron 5 inalteradas del área de estudio, en sectores puntuales. Las muestras se utilizaron en los siguientes ensayos de laboratorio: ensayo granulométrico, ensayo de límites de Atterberg, determinación del peso unitario, determinación del contenido de humedad, determinación de la gravedad específica y ensayo de corte directo consolidado drenado. A partir de los valores obtenidos en el laboratorio, se han obtenido otros parámetros importantes, entre ellos porosidad, relación de vacíos, grado de saturación.

Se efectuaron sondeos de penetración dinámica, para averiguar la capacidad de soporte del terreno a profundidad, para un máximo 11 perforaciones dinámicas de tipo DPM, las cuales, se distribuyeron en el área de estudio bajo criterio profesional. Estas perforaciones alcanzaron un máximo de 12 m por las variaciones litológicas a profundidad.

Para complementar la información obtenida con los sondeos de penetración dinámica y los ensayos realizados a las muestras de suelo, se realizó un sondeo de prospección geoelectrica. Se ejecutó una tomografía eléctrica ubicada en la zona de menor pendiente y de mayor interés para el desarrollo de infraestructura, la profundidad de alcance estuvo regida por la topografía del área de estudio, se utilizaron cuatro arreglos de medición Wenner, Schulmberger y dipolo-dipolo.

3.4. Probabilidades de ocurrencia de los deslizamientos.

Luego de recopilar todos los parámetros necesarios para el uso del *software* PISA, entre estos se utilizaron ángulo de fricción interna, fuerza cohesiva del suelo, espesor de suelo, peso unitario húmedo y saturado, esto en condiciones estáticas, cuando se ha utilizado del programa PISA en condiciones pseudoestáticas se ha incluido el parámetro de aceleración de la gravedad.

Los parámetros de fuerza cohesiva por las raíces y carga por árboles son asumidos como valores en 0 para nuestro modelo ya que obtener estos parámetros no se encuentran dentro de los límites de esta investigación.

Mediante el estudio detallado de los datos del suelo, se ha asignado las distribuciones probabilísticas que mejor representan los datos a utilizar. Y a partir de información bibliográfica, se definieron las aceleraciones sísmicas a utilizar, de acuerdo con la zona de estudio.

Al dar cometido al programa PISA, se procedió con la interpretación de los resultados mediante un sistema de información geográfica, para así generar los mapas de probabilidad de ocurrencia de deslizamientos.

3.5. Microzonificación geotécnica de la propiedad

A partir de la información obtenida en los 4 puntos anteriores, se realizó una unificación de la información para generar el mapa con la microzonificación respectiva. Se asignó un uso recomendado de suelo para cada una de las zonas, en caso de que se desee construir infraestructura en el área de estudio.

4. CONTEXTO GEOLÓGICO

A continuación, se describe una reseña de las unidades geológicas pertenecientes a al contexto geológico regional en el área de estudio, entre ellas la Formación Pacacua, Formación Grifo Alto y los depósitos aluviales y coluviales según Denyer y Arias (1990).

4.1. Formación Pacacua

La formación Pacacua se caracteriza por ser areniscas y brechas con tamaño de granos diferentes, de colores morados, grises y verde. Sus grados de meteorización son muy variables a lo largo de la formación, Su estratificación va desde masiva hasta estratos de espesores centimétricos (Ruíz y Soto, 2014). Para Alvarado 1982,

la secuencia de la formación Pacacua puede asociarse a un ambiente de tipo deltaico, hasta depósitos prodeltaicos.

4.2. Formación Grifo Alto

Denyer y Arias (1990) define esta formación compuesta por volcarenitas depositadas luego del basculamiento, incluyendo los Basaltos La Garita, ignimbritas y lavas andesíticas. Según Ruiz y Soto (2014), se definen como volcarenitas variadas: iniciando con ignimbritas y lavas con estructuras de flujo de fácil observación, abundantes cristales de plagioclasa, ceolitas y minerales oxidados, en una matriz morada.

4.3. Depósitos aluviales y coluviales

Sobresalen en la cercanía del área de estudio abanicos coluvio-aluviales, los cuales bordean principalmente los cerros de Escazú, muchos de estos depósitos son asociados a descongelación de suelos a alturas superiores a los 1300 m en el Valle Central. (Denyer y Arias, 1991).

4.4. Falla Pacacua.

Descrita primeramente por Denyer y Arias (1991), se ubica al sur del área de investigación, con un rumbo SW-NE y su extensión es de aproximadamente 12 km. Corta los Cerros Pacacua, Minas y Las Palomas. Con manifestaciones topográficas complicadas de observar, sin embargo, se le atribuyen algunos valles alineados y divisorias que han sido desplazadas (Ruíz y Soto, 2014).

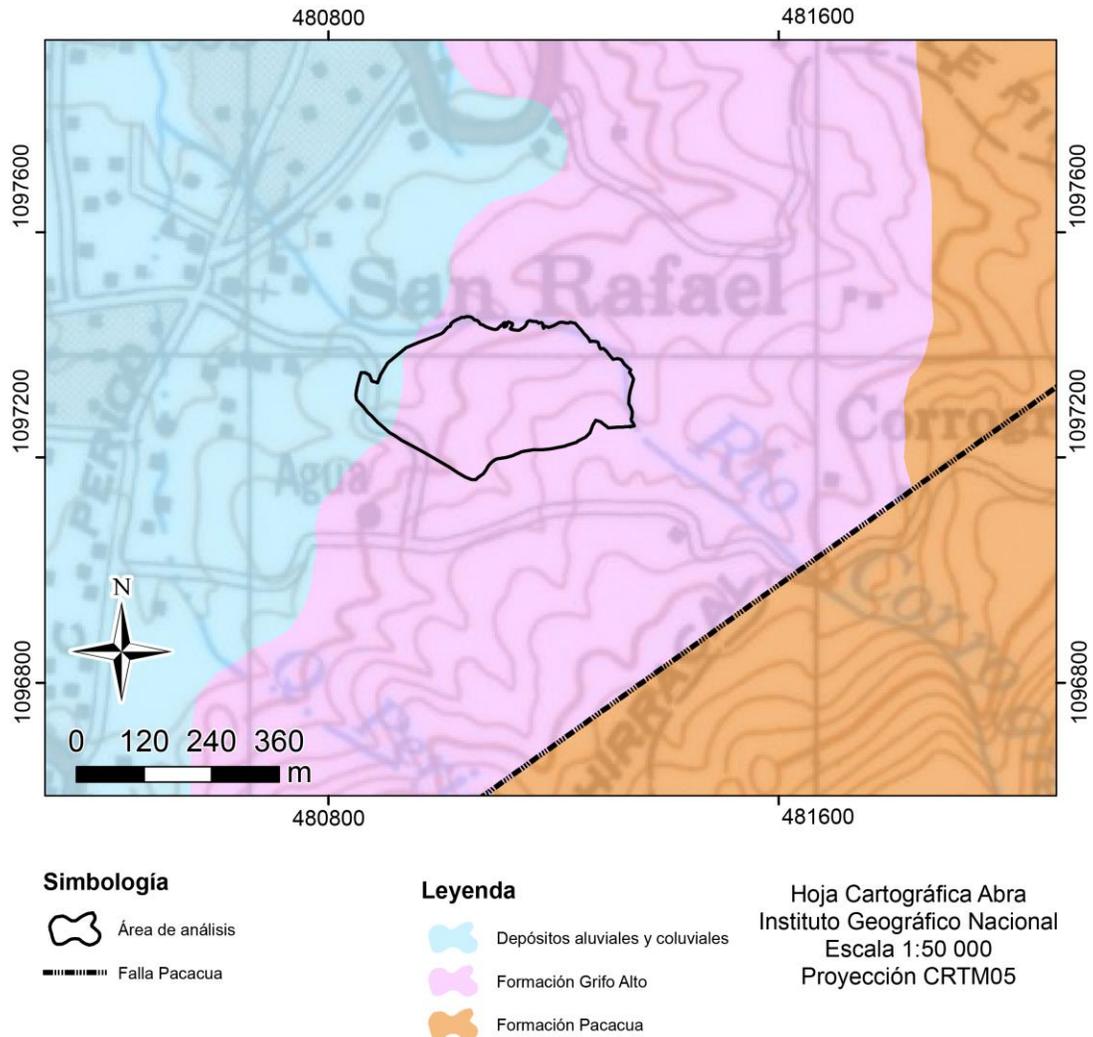
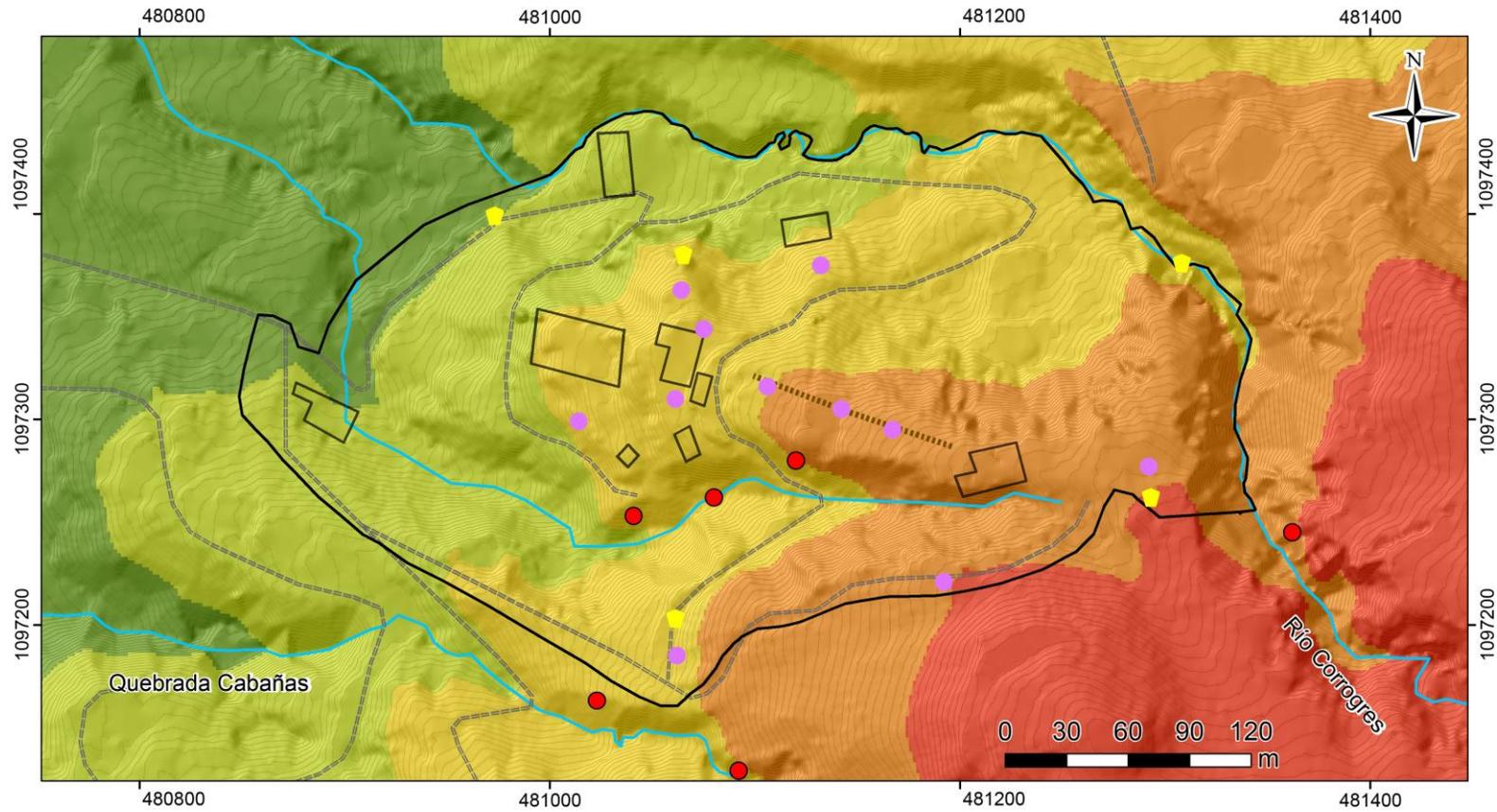


Figura 11. Mapa geológico regional.

Fuente: Modificado de Denyer y Arias, 1990.

5. Contexto Geomorfológico

Las geoformas identificadas en el área de estudio son en su mayoría de origen denudacional, producto de flujos de detritos transportados pendiente abajo hasta el área de estudio. También es posible observar formas de origen volcánico, formas de origen fluvial y formas de origen antrópico. Como complemento al contexto geomorfológico se han utilizado las Figuras 12 y 13 correspondientes a las elevaciones en metros sobre el nivel del mar y el mapa de pendientes de la zona de estudio. En la Figura 16, se presenta el mapa geomorfológico del área de estudio.



Simbología

- Área de análisis
- Calles y caminos
- Ríos y quebradas
- Curvas de nivel cada 1 m

Legenda

- Perforaciones dinámicas
- Muestras de suelo
- Afloramientos
- Tomografía eléctrica
- Infraestructura

Modelo de elevación (m.s.n.m.)

- 925 - 950
- 950 - 975
- 975 - 1 000
- 1 000 - 1 025
- 1 025 - 1 050
- 1 050 - 1 100

Proyección CRTM05
 Transversal de Mercator WGS 1984
 Datum 1984
 Fuente: Vuelo LiDAR en los Cerros de Escazú
 Comisión Nacional de Prevención de Riesgos
 y atención de Emergencias, Costa Rica
 Año: 2012
 Resolución: 1 pixel/m²

Figura 12. Modelo de elevación digital del área de estudio.

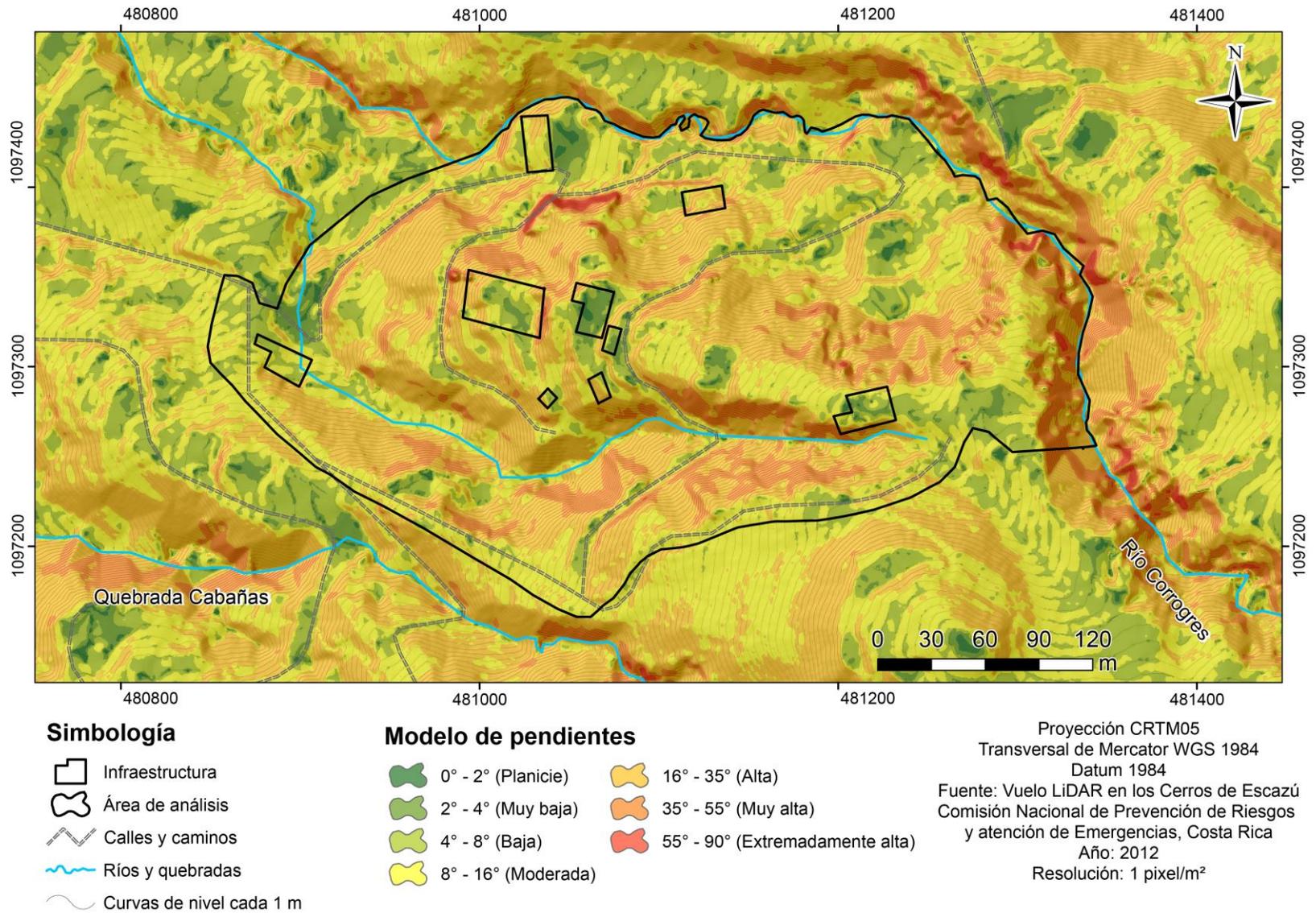


Figura 13. Modelo de pendientes en grados del área de estudio.

5.1. Formas de Origen Volcánico

5.1.1. Depósitos de flujos piroclásticos (V1)

Ubicado al sur y suroeste de la zona de estudio, y delimitado por la quebrada Cabañas y la quebrada que atraviesa la propiedad. Las mayores alturas sobre el nivel del mar del área en estudio pertenecen a esta forma, y se encuentran entre 950 a 1100 m.s.n.m. según la Figura 12. Con base a la Figura 13, las pendientes predominantes oscilan entre 8° y 35°. Propiamente dentro del perímetro del área de estudio abarca un área de 12638 m², abarcando perímetros de 765 m.

Compuesto litológicamente por rocas piroclásticas, el grado de meteorización es de alto a muy alto. Este tipo de morfología puede asociarse con la formación geológica Grifo Alto, ya que a pesar del alto grado de meteorización aún se observan rasgos mineralógicos propios de flujos piroclásticos. El tipo de drenaje dentro de esta geoforma es levemente paralelo.

5.2. Formas de origen fluvial:

5.2.1. Lecho menor del río (F1)

Se ubican en la quebrada que atraviesa la propiedad en estudio y en la quebrada Cabañas (margen suroeste del mapa), en sectores donde el río o quebrada no ha producido algún valle fluvial de profundidad considerable, y el cual gran parte del año podría pasar cubierto de agua. Las pendientes son menores a 4°, se encuentra a alturas inferiores a los 1000 m. Abarcan un área de 2908 m² y un perímetro de 560 m.

5.2.2. Valles de pendiente fuerte (F2)

Se presentan en las dos quebradas y en el río Corrogres, con pendientes extremadamente altas, incluso mayores a 55°. En las márgenes tanto derecha como izquierda los cuales se forman a medida que el agua del río erosiona, se presentan bordeando todas las geoformas que componen el área. Dentro de la propiedad

abarcan en total de 19499 m². En Figura 14 se observan algunos afloramientos encontrados en esta geoforma.



Figura 14. Afloramientos de roca presentes en los valles de pendiente fuerte. Coordenadas: A: 481363 N, 1097224 E. B: 481120 N, 1097280 E. C: 481026 N, 1097163 E.

En la Figura 14 se puede observar parte de las litologías encontradas en los valles de pendiente fuerte, con respecto a la fotografía A de la Figura 14, esta se encuentra en el margen derecho del río Corrogres, y consisten areniscas finas a medias de color grises azuladas, con un importante diaclasado, pueden ser asociadas a la formación Pacacua, sin embargo, el mapa geológico regional de la Figura 11.

La fotografía B corresponde con un bloque de tamaño métrico sumergido en una matriz de suelo, encontrado en la quebrada que atraviesa la propiedad de estudio, al margen derecho de esta, este tipo de litología puede ser asociados a depósitos aluviales y coluviales, al igual que la fotografía C de la Figura 14, al margen derecho de la quebrada Cabañas, donde también se encuentran bloques en una matriz pero de tamaños decimétricos, también pueden ser asociados a los depósitos aluviales y coluviales.

5.2.3. Terrazas aluviales (F3)

Se encuentran en el margen izquierdo y derecho del río Corrogres, al norte de la propiedad en estudio, con pendientes inferiores a 8°, que se han generado por acumulación de sedimentos en las márgenes del río propiamente por el transporte de materiales por parte del río Corrogres, generando de esta manera una plataforma. Se elevan del lecho menor del río con 3 m de altura como mínimo. Ocupan dentro del área de estudio un total de 7248 m² y un perímetro de 731 m, su espesor observable es de aproximadamente 3 m.

5.3. Formas de origen denudacional:

5.3.1. Deslizamientos (D1)

Se encuentran distribuidos en varios sectores del área de estudio, así como en los alrededores de la propiedad. Las dimensiones de las coronas de estos deslizamientos se encuentran entre los 55 m y 300 m, la dirección predominante de los depósitos de estos es hacia el norte. Uno de estos deslizamientos se observa en la Figura 15, el cual se relaciona un incremento en las precipitaciones del mes de setiembre del 2017.

Es importante mencionar que la información Lidar utilizada para el mapa geomorfológico fue producida en el año 2012 y el deslizamiento de la Figura 15 corresponde con el año 2017, lo que indica reactivación del deslizamiento ya que coincide con el gran deslizamiento de la propiedad, donde colinda con el margen izquierdo del río Corrogres, observándose en la Figura 14B y 14C.



Figura 15. Deslizamiento en la propiedad. Coordenadas: 481237 N, 1097329 E.

5.3.2. Flujos de detritos A y B (D2)

Dentro de esta unidad, se pueden encontrar dos flujos diferentes, separados por el río Corrogres. En la Figura 16 del mapa geomorfológico se distinguen ambos flujos, el flujo A se considera el flujo más antiguo por su mediana a alta disectación ocasionada por la escorrentía del agua. Para el flujo B se destaca baja disectación en relación al flujo A.

El flujo A atraviesa por completo la finca, mientras que el Flujo B bordea la propiedad en los márgenes este y norte. El flujo A posee pendientes de 4° a 35° , sin embargo, en el área de análisis puede llegar a alcanzar más de 55° . Mientras que parte del flujo B de detritos alcanza de 4° a 16° aproximadamente. El área y perímetro ocupada por el flujo A dentro de la propiedad corresponde con 50214 m^2 y 1464 m ,

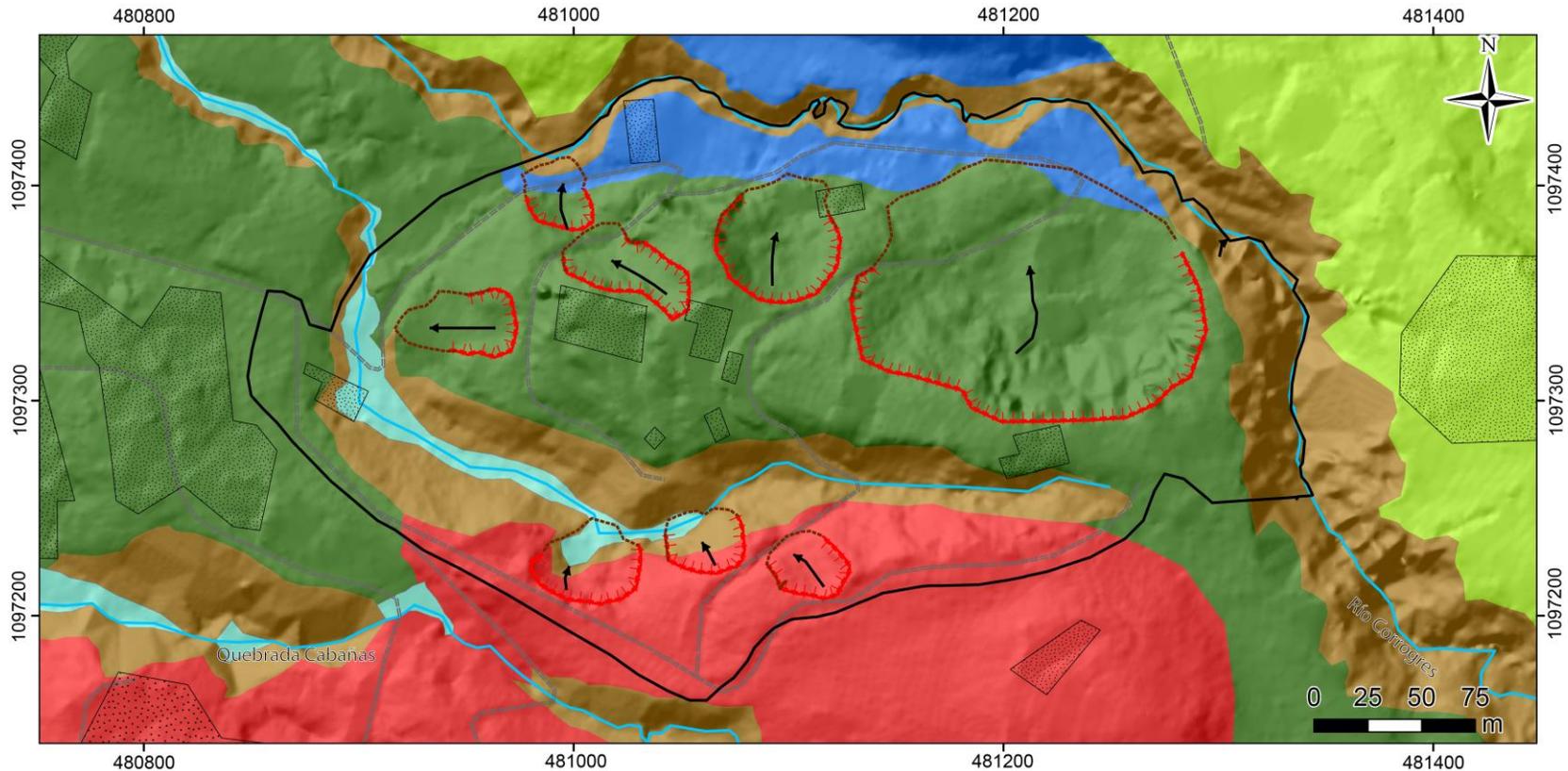
el Flujo B no atraviesa el área de estudio, solamente la bordea. En ambos flujos los patrones de drenaje predominante solo los paralelos.

La formación de estos flujos puede deberse a corrientes fluidas que transportan gran cantidad de bloques de roca y con espesores incluso superiores a 25 m. En la Figura 15 se observa uno de los afloramientos encontrados representativos de esta geoforma. Ambos flujos pueden ser asociados a los depósitos aluviales y coluviales, según el contexto geológico regional del lugar de estudio.

5.4. Formas antrópicas

5.4.1. Infraestructura

Se encuentran distribuidas en toda el área de estudio, son aquellas formas que han sido modificadas para ocupación humana, ocupan un área aproximada de 3617 m² y con un perímetro de 724 m, esto dentro del polígono del área de estudio, ya que fuera de este se encuentran más áreas cubiertas por infraestructura. Ubicados principalmente sobre la morfología de flujo de detritos A.



Simbología

- Infraestructura
- Dirección de flujo
- Depositos de deslizamientos
- Corona de deslizamiento
- Área de análisis
- Calles y caminos
- Ríos y quebradas

Leyenda

- Infraestructura (A1)
- Deslizamientos (D1)
- Flujo de detritos B (D2)
- Flujo de detritos A (D2)
- Lecho menor del río (F1)
- Valles de pendiente fuerte (F2)
- Terrazas aluviales (F3)
- Depósitos de flujos piroclásticos (V1)

Proyección CRTM05
 Transversal de Mercator WGS 1984
 Datum 1984
 Fuente: Vuelo LiDAR en los Cerros de Escazú
 Comisión Nacional de Prevención de Riesgos
 y atención de Emergencias, Costa Rica
 Año: 2012
 Resolución: 1 pixel/m²

Figura 16. Mapa geomorfológico del área de estudio.

6. IDENTIFICACIÓN DE ZONAS SUCEPTIBLES A INUNDACIÓN

Como parte del interés por conocer la factibilidad de desarrollo en la propiedad de estudio se ha decidido realizar el análisis de zonas susceptibles a inundaciones, debido a las afectaciones que ocasionaron las precipitaciones del mes de setiembre y la tormenta tropical Nate en el mes de octubre en la propiedad de estudio, en el año 2017.

Deslizamientos e inundaciones afectaron parte de la infraestructura que se había desarrollado con anterioridad en la finca Castro por lo que, si se desea construir más infraestructura, se debe conocer las zonas que se encuentran propensas a inundaciones y deslizamientos.

6.1. Precipitaciones en la zona de estudio.

En la Figura 17 se representa la ubicación de las estaciones meteorológicas en el mapa con respecto a la propiedad de la familia Castro, mientras que en el Cuadro 2 se observa la información general de las tres estaciones meteorológicas utilizadas. Esta información se obtuvo mediante el Instituto Meteorológico Nacional.

Las precipitaciones mensuales en el Pacífico y el Valle Central aumentan generalmente en los meses de setiembre y octubre y disminuyen en noviembre y en diciembre da inicio a la estación seca. En la Figura 18 se observa el comportamiento de tres estaciones meteorológicas ubicadas en las cercanías de la zona de estudio.

La estación Cerro Chitaría es la más alejada del área de estudio a 4,3 km lineales, mientras que las estaciones Cerro Tapezco y Santa Ana, Guachipelín se encuentran a 3,6 km y 2,7 km respectivamente.

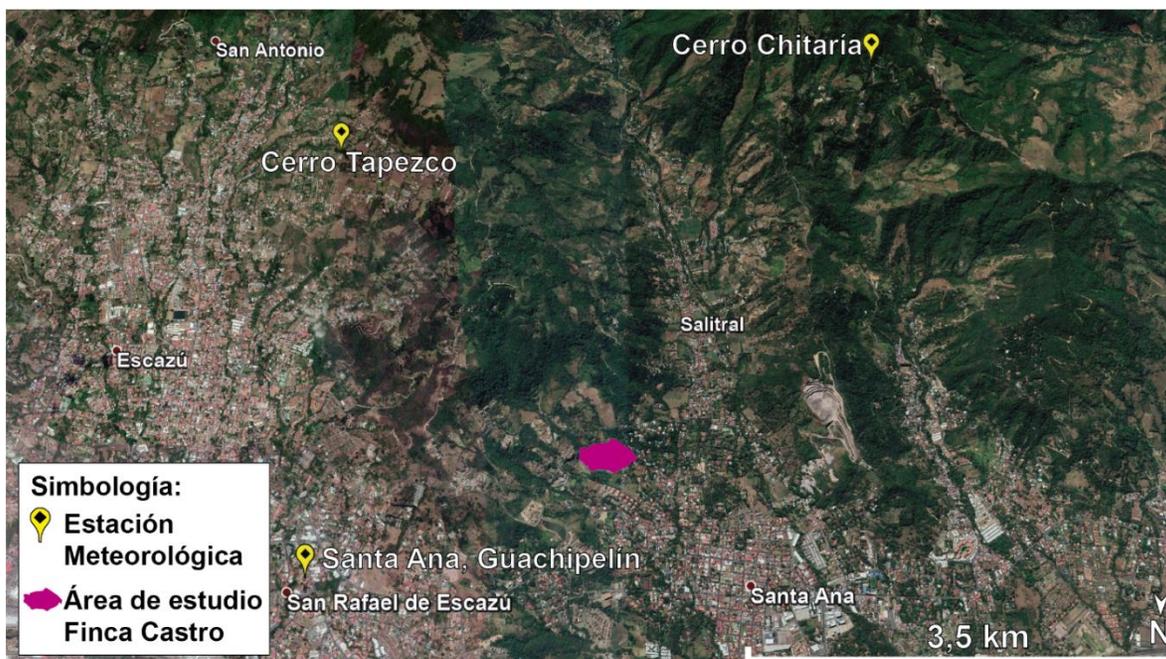


Figura 17. Ubicación estaciones meteorológicas al área de estudio.

Cuadro 2. Información de las estaciones meteorológicas utilizadas.

Número	Estación Nombre	Coordenadas Geográficas		Altitud (m.s.n.m)	Distancia al área de estudio (km)
		Latitud Norte	Longitud Oeste		
84119	Santa Ana, Guachipelín	09°57'00"	84°09'00"	980	2,7
84135	Cerro Tapezco	10°54'00"	84°09'00"	1700	3,6
84219	Cerro Chitaría, Santa Ana	09°5'30,1"	84°11'37,3"	1717	4,3

Las estaciones meteorológicas Cerro Tapezco y Cerro Chitaría son las más cercanas a la parte superior de la cuenca del río Corrogres por lo que es importante reconocer el comportamiento de las precipitaciones en estas estaciones meteorológicas.

En la Figura 19 se presentan los meses de agosto, setiembre y octubre para la estación Cerro Chitaría. Para agosto, las precipitaciones son prácticamente nulas y los días donde se presentaron lluvias, no se han superado los 50 mm. Para los

meses de setiembre y octubre es notable el aumento en las precipitaciones, y en un solo día alcanzando hasta 100 mm.

El comportamiento de la estación meteorológica Cerro Tapezco (Figura 20) es similar a la estación meteorológica del Cerro Chitaría, donde en agosto la precipitación es muy baja, e incrementa notablemente en setiembre y octubre, donde incluso llega a superar los 200 mm en un día.

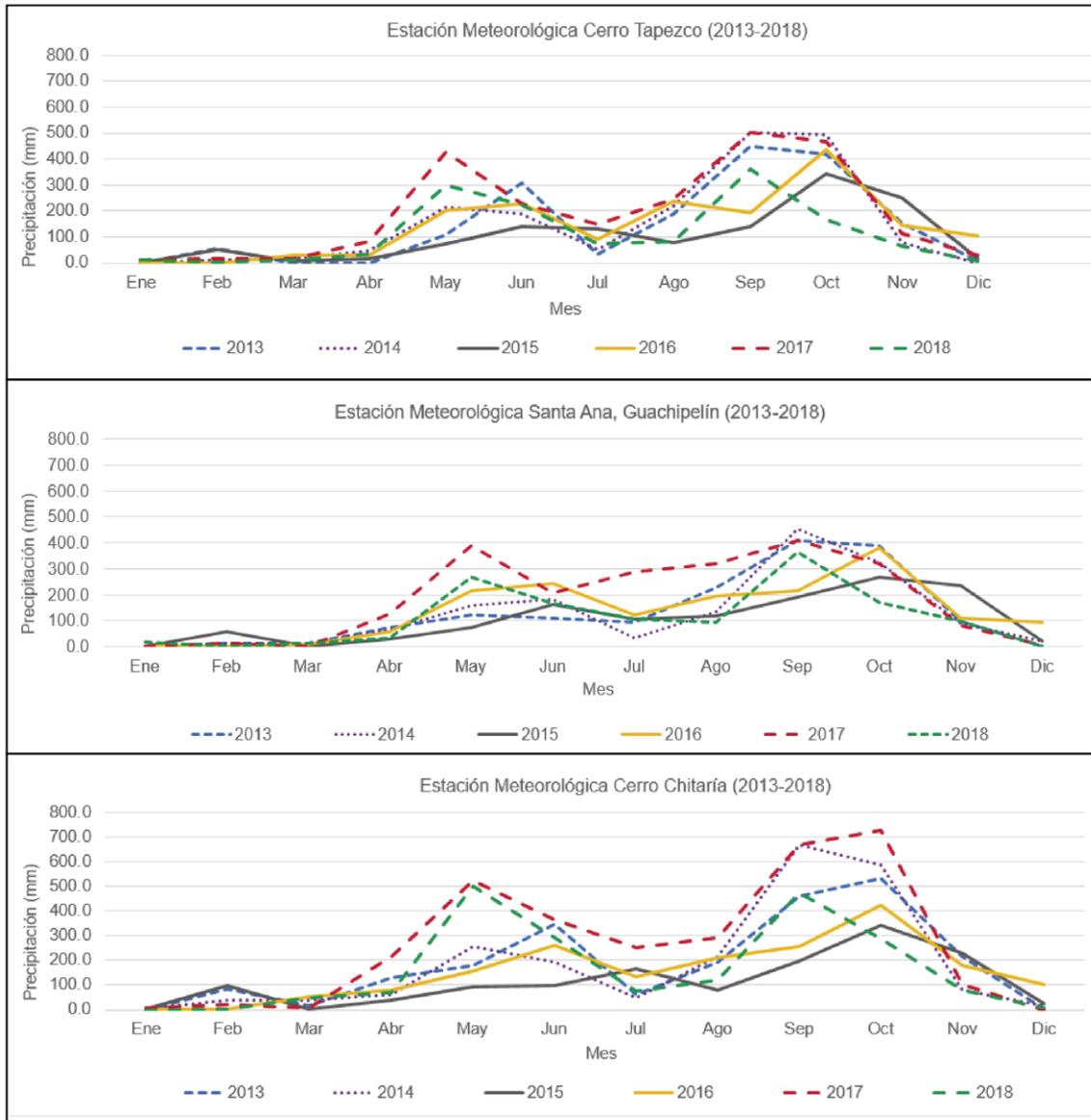


Figura 18. Precipitación en las estaciones meteorológicas cercanas al área de estudio, durante un año, desde el 2013 al 2018.

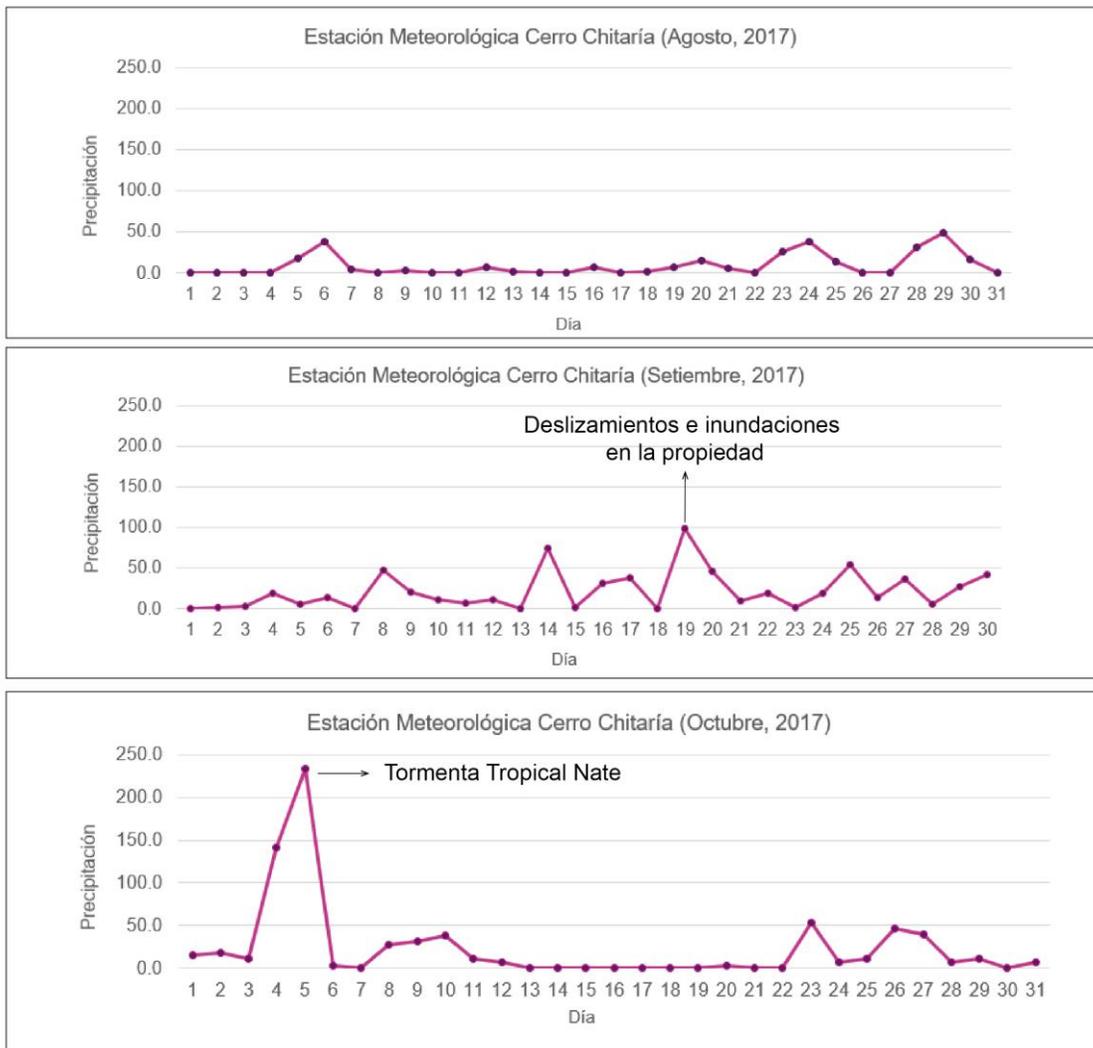


Figura 19. Precipitación para los meses de agosto, setiembre y octubre del año 2017, en la estación meteorológica Cerro Chitaría.

Para el mes de setiembre se observa un pico en la precipitación para los días 19-20 en ambas estaciones meteorológicas, incluso cabe mencionar que, debido a la precipitación generada en las cercanías del área de estudio, se presentó un deslizamiento por lo que parte del material arrastrado por el caudal provenía de los depósitos del deslizamiento mencionado.

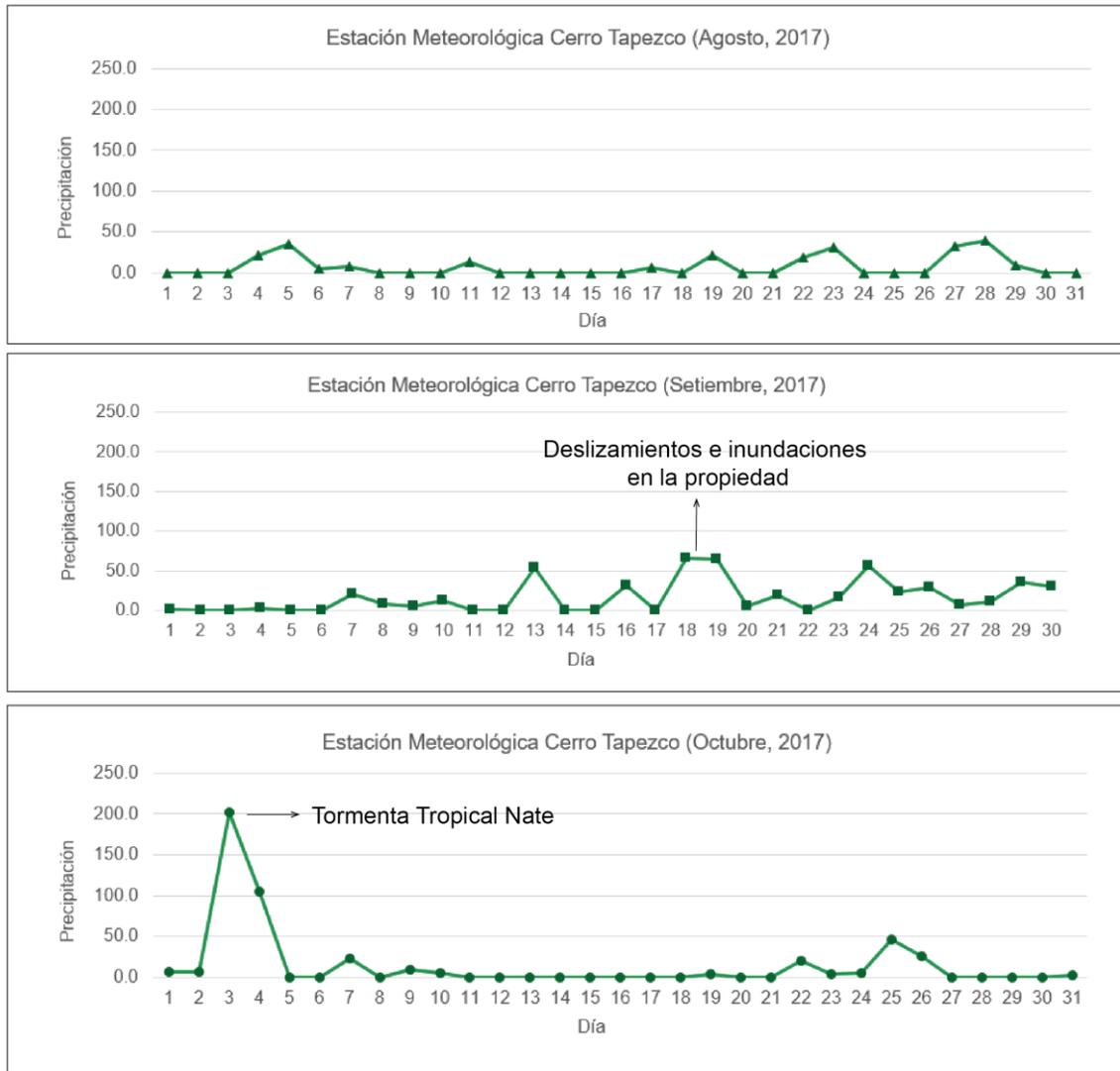


Figura 20. Precipitación para los meses de agosto setiembre y octubre del año 2017 en la estación meteorológica Cerro Tapezco.

Para la tormenta tropical Nate, que también afectó el país y la zona de estudio, se observan picos en la precipitación para los primeros días de octubre, marcados en ambas estaciones meteorológicas, generando de esta manera nuevos aumentos en el caudal, y nuevas inundaciones en áreas afectadas anteriormente.

El aumento en los incidentes ocasionados por el incremento del volumen de agua que desciende por la cuenca del río Corrogres se puede deber a tres situaciones. La primera de ellas por un incremento anómalo en las precipitaciones, la segunda de ellas asociada a saturación del suelo por incremento en las precipitaciones, el

suelo se encuentra en su capacidad de campo por lo que el agua precipitada no es absorbida y corre como escorrentía.

Y la tercera se puede dar por el aumento de sectores impermeabilizados, que impiden por completo que el agua precipitada sea infiltrada en el suelo, aumentando la cantidad de agua moviéndose por escorrentía. La ausencia de vegetación en un sector que aún no está cubierto por concreto o asfalto también favorece la formación de escorrentía.

De las tres situaciones expuestas anteriormente, la saturación rápida del suelo es un proceso que ocurre de manera natural ya que depende de las propiedades del suelo, al igual que el incremento en las precipitaciones, mientras que la impermeabilización y sectores sin vegetación son causadas por la expansión urbanística del ser humano.

6.2. Efectos de la impermeabilización de la cuenca del río Corrogres.

Como se observa en la Figura 21 es fácil notar un incremento de áreas impermeabilizadas tanto fuera y dentro de la cuenca del río Corrogres, la cual se demarca con color rojo. En el Cuadro 3 se observa el aumento porcentual entre los años 2003 y 2019, se presenta un incremento de 14 226 m² en áreas completamente impermeabilizadas, principalmente por concreto, asfalto y techos de infraestructura.

Cuadro 3. Porcentaje impermeabilizado y sin cobertura boscosa en la cuenca del Río Corrogres.

Situación de la cuenca	2003		2019	
	Área (m ²)	%	Área (m ²)	%
Impermeabilizado	10357	1	24643	4
Sin cobertura boscosa	111691	20	114229	21
Total	122048	21	138922	25

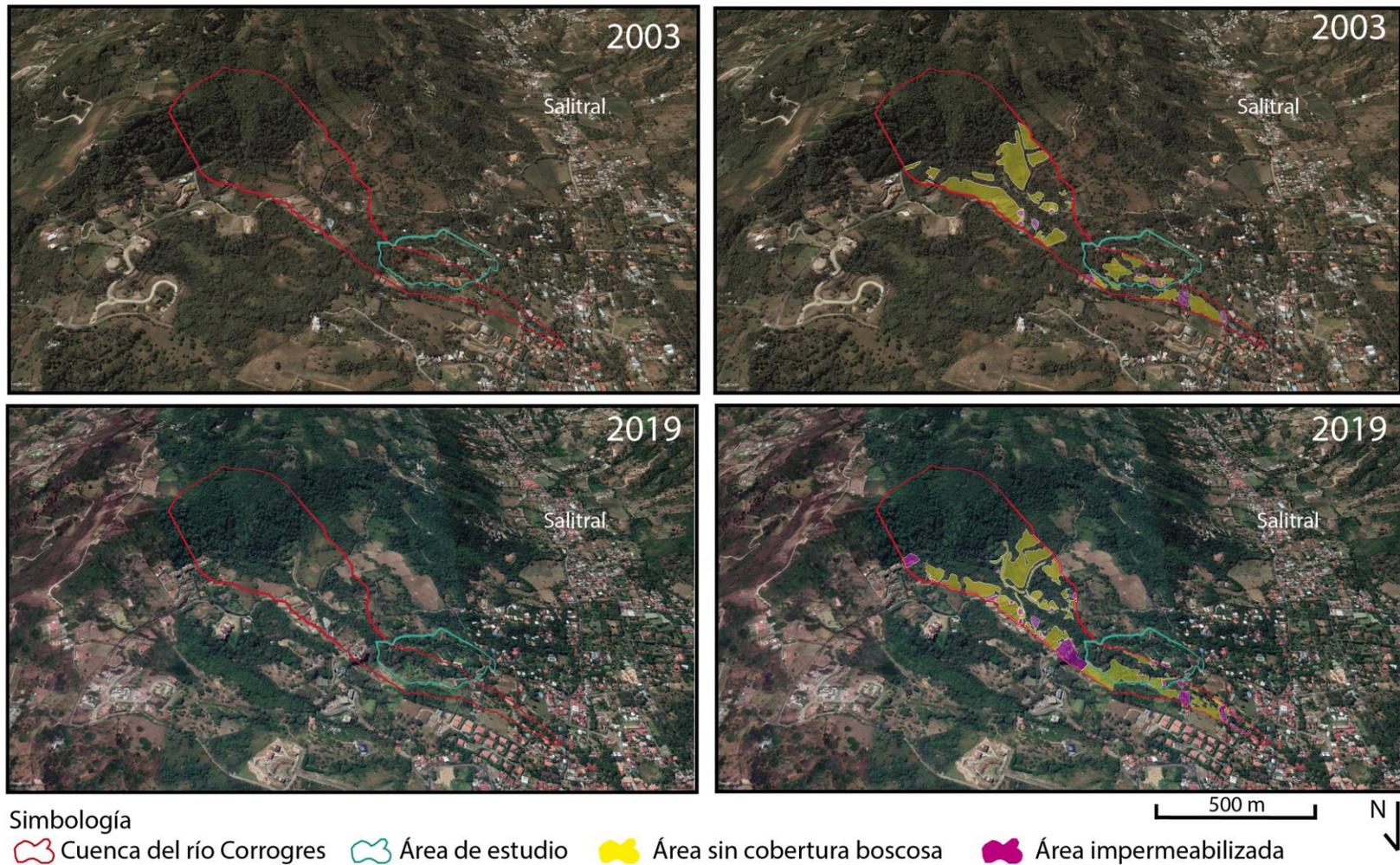


Figura 21. Impermeabilización de la cuenca del río Corrogres en la parte superior de la finca Castro, en los años 2013 al 2019.

Con respecto al área llamada “sin cobertura boscosa” se hace referencia a todas aquellas áreas que se ha deforestado su vegetación primaria y lo que se ha quedado de cobertura es pasto o cultivos. Esta vegetación existente no disminuye la escorrentía como lo haría un bosque primario o secundario, por consiguiente, no hay un aumento en la infiltración del agua precipitada.

El aumento en el área de la cuenca utilizada es de un 4% comparando los años del 2003 al 2019, sin embargo, en la Figura 21 se observa que si se realiza este mismo análisis en las cuencas aledañas en especial al este del área de estudio el impacto generado por la impermeabilización es mucho mayor.

Es importante destacar que la mayor concentración de áreas impermeables se encuentra en la parte baja de la cuenca. En este sector la pendiente disminuye considerablemente y por consiguiente, el efecto de los flujos que descienden de la parte alta de la cuenca tendrá un mayor impacto sobre la población y la infraestructura.

El plan regulador del cantón de Santa Ana (Programa de Investigación en Desarrollo Urbano Sostenible, 2016) no indica cual es el porcentaje máximo de impermeabilización permitido para las cuencas hidrográficas, el cual es un factor de suma importancia para mitigar la afectación por eventos meteorológicos extremos en la población del cantón.

Si la tendencia de impermeabilización de la cuenca del río Corrogres en el área de estudio continua, y la expansión urbana carece de su debido control, el coeficiente de escorrentía aumentará y con cada evento pluviométrico, las avenidas presentarán más inconvenientes aguas abajo (Vidal & Romero, 2010).

7. PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LOS SUELOS

7.1. Propiedades físicas de los suelos en el área de estudio.

En el Cuadro 4 se presenta un resumen de los resultados de los ensayos de granulometría y límites de Atterberg, con los que se realizó la clasificación de los

suelos según las normas ASTM (*American Society for Testing and Materials*). El estándar ASTM D2487 es el utilizado, siendo este aceptado en ingeniería geotécnica. En la Figura 22 se presentan los resultados en la curva granulométrica.

Tanto en los resultados del Cuadro 4, como de la Figura 22, es posible observar de forma clara dos comportamientos, diferenciando los materiales con más de 90% de finos como limos elásticos (MI) de plasticidad intermedia, y los suelos más complejos con contenidos de grava y arena, así como, arcillas delgadas, arenosas y gravosas (CL), de baja plasticidad.

En la Figura 22 es posible observar la diferenciación de las muestras, con el grupo de abundantes finos para las muestras FCM-02 y FCM-05, y las muestras FCM-01, FCM-03 y FCM-04 con algún contenido de arena y grava.

Cuadro 4. Clasificación de suelos y resultados de granulometría y límites de Atterberg.

Muestras	Descripción	Granulometría			Límites de Atterberg		
		Gravas	Arenas	Limos y arcillas	LL	LP	IP
FCM-01	Arcilla delgada arenosa (CL), de baja plasticidad	6,0%	30,7%	63,3%	36,2	19,7	16,5
FCM-02	Limo elástico (MI), de plasticidad intermedia	0,8%	8,8%	90,8%	57,7	34,4	23,3
FCM-03	Arcilla delgada arenosa (CL), de baja plasticidad	13,6%	38,2%	48,2%	42,5	24,1	18,3
FCM-04	Grava con arena (CL), de plasticidad intermedia	21,6%	16,6%	61,8%	49,3	26,5	22,8
FCM-05	Limo elástico (MI), de plasticidad intermedia	0,6%	4,8%	94,6%	56,6	34,0	22,5

En la Figura 23 también es posible observar la diferenciación en el comportamiento de las muestras en la Carta de Casagrande. Las muestras FCM-02 y FCM-05 se encuentran por debajo de la “línea A”, y con límites líquidos e índices de plasticidad muy cercanos. Las muestras FCM-01, FCM-03 y FCM-04, aunque más dispersas, se encuentran por debajo del límite líquido de 50 y por encima de la “línea A”, dándoles un comportamiento general de CL.

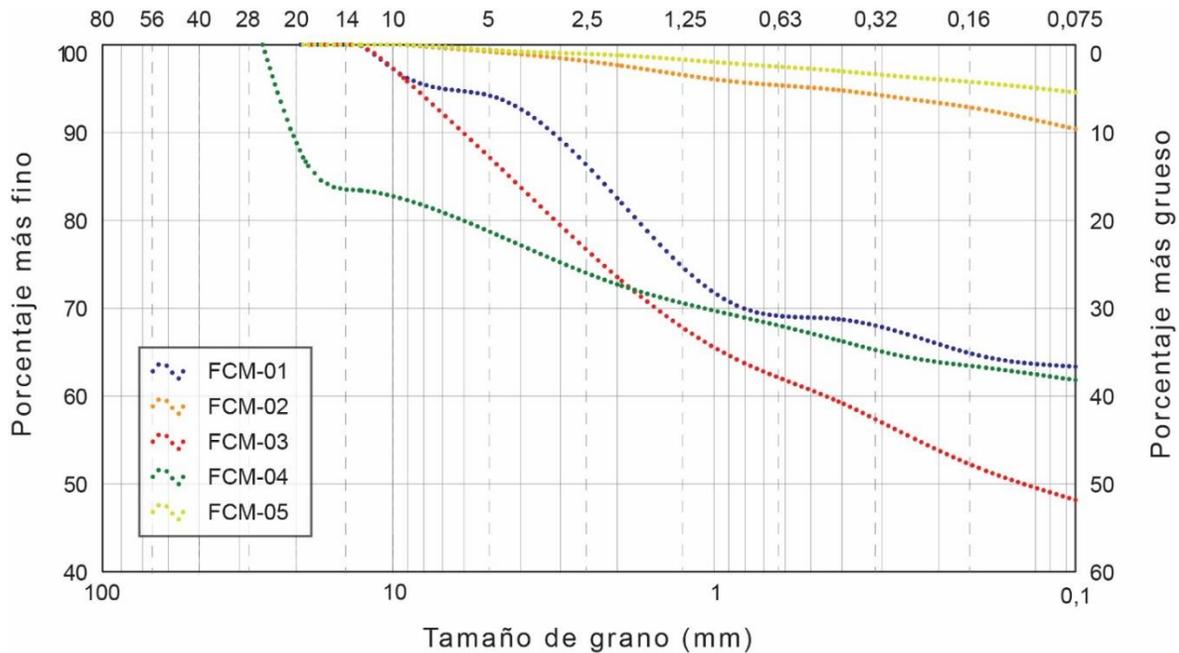


Figura 22. Resultados en la curva granulométrica para las muestras de suelo.

En el Cuadro 5 se presenta un resumen de las propiedades físicas de las muestras de suelo obtenidas de ensayos de laboratorio. El comportamiento que se ha descrito anteriormente para la granulometría y los límites de Atterberg se mantiene en las propiedades físicas, con los menores pesos unitarios y gravedades específicas para las muestras FCM-02 y FCM-05, así como las relaciones de vacíos más altas. La ubicación de las muestras en la propiedad se ubica en la Figura 24. La muestra FCM-03 posee valores de peso unitario inferiores al resto, esto se asocia a que su génesis es diferente a las demás, ya que esta procede de depósitos de flujos piroclásticos, y el resto de matriz de flujos de detritos.

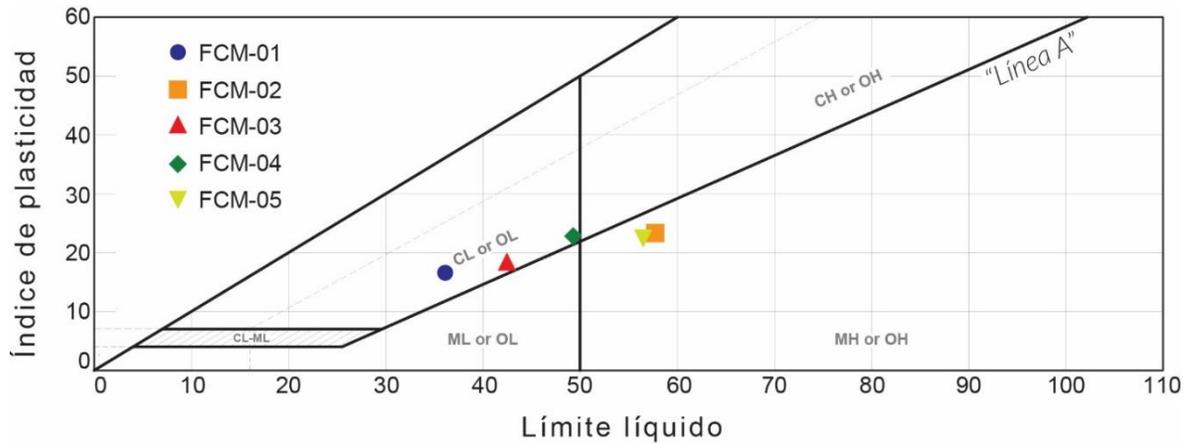


Figura 23. Carta de Casagrande con los resultados de los límites de Atterberg.

Cuadro 5. Resumen de las propiedades físicas de las muestras de suelo.

Muestra	γ_h [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	G_s	ω [%]	S_r [%]	e [%]	n [%]
FCM-01	18,72	17,04	20,67	2,76	9,87	46,28	0,59	37,05
FCM-02	17,50	13,09	17,86	2,60	33,68	92,41	0,95	48,66
FCM-03	19,36	15,52	19,49	2,66	24,71	96,60	0,68	40,49
FCM-04	14,96	13,01	17,85	2,62	14,96	40,21	0,97	49,36
FCM-05	17,14	13,45	18,18	2,65	27,45	77,99	0,93	48,26

G_s: Gravedad Específica
S_r: Grado de Saturación
 γ_h : Peso Unitario Húmedo
 γ_d : Peso Unitario Seco

γ_{sat} : Peso Unitario Saturado
 ω : Contenido de humedad
 e : Relación de vacíos
 n : Porosidad

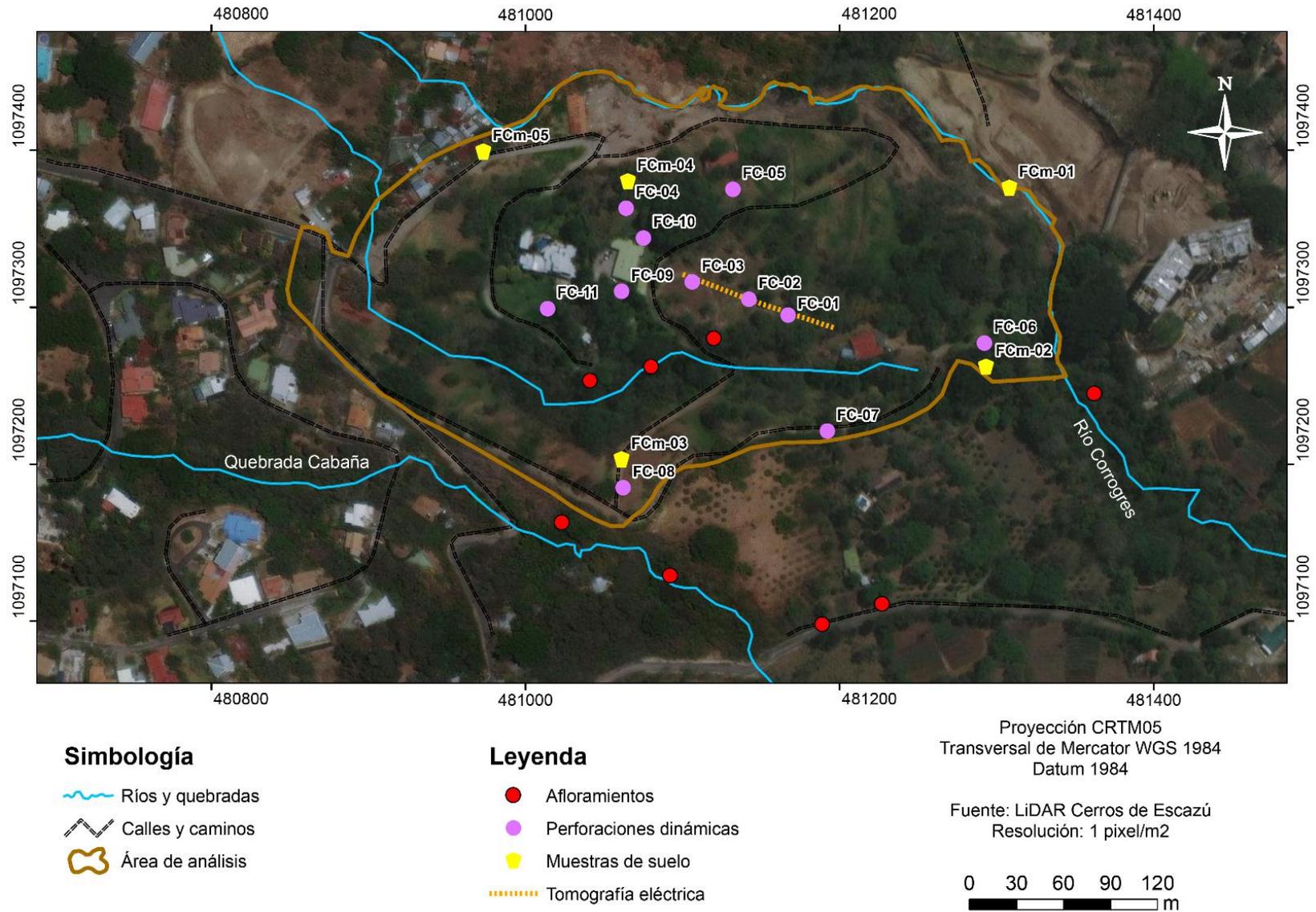


Figura 24. Ubicación en la propiedad a estudiar de las muestras de suelo recolectadas y de la tomografía eléctrica realizada.

7.2. Propiedades mecánicas de los suelos en el área de estudio.

En la Figura 25 se presentan los resultados en gráficas de esfuerzo deformación para los cortes directos realizados sobre las 5 muestras de suelo del área de estudio. En general se puede observar que los materiales ensayados fallan alrededor del 5% de deformación, el 5% está indicado en la Figura 25 con una línea vertical color gris y punteada. A partir de la falla presentan un comportamiento de *strain-hardening*, aumentando valores cada vez mayores de resistencia para mayores deformaciones con excepción de la muestra 5 la cual muestra un comportamiento opuesto.

Además, debido a la naturaleza de los suelos en el área de estudio, provenientes de la meteorización y erosión de los flujos de detritos, los materiales ensayados han perdido su resistencia original debido al transporte desde las partes altas donde se originaron los eventos. Las resistencias pico identificadas durante los ensayos de corte directo no son reales y se debe considerar la resistencia de los materiales como una resistencia residual producto del reacomodo de los materiales en sus posiciones actuales.

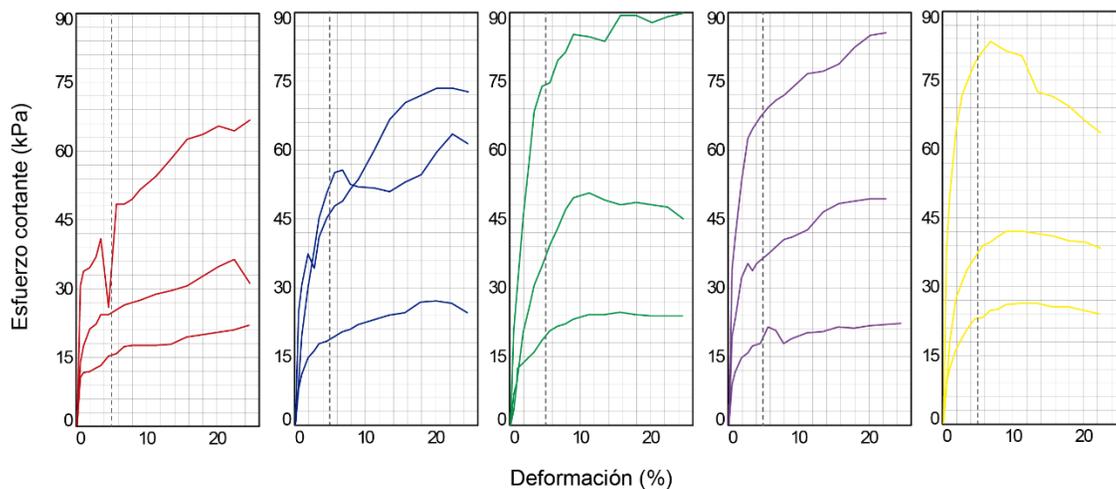


Figura 25. Gráficos de esfuerzo deformación para los resultados del corte directo.

En la Figura 26 se observa el gráfico de esfuerzo normal y resistencia pico para cada una de las 5 muestras donde es fácil notar que la cohesión (c) de las muestras

no supera los 10 kPa, siendo la muestra FCm-02 la que tiene el valor más alto, con respecto al ángulo de fricción interna (Φ) la muestra FCm-03 muestra el valor mayor y la muestra FCm-01 con el valor más bajo.

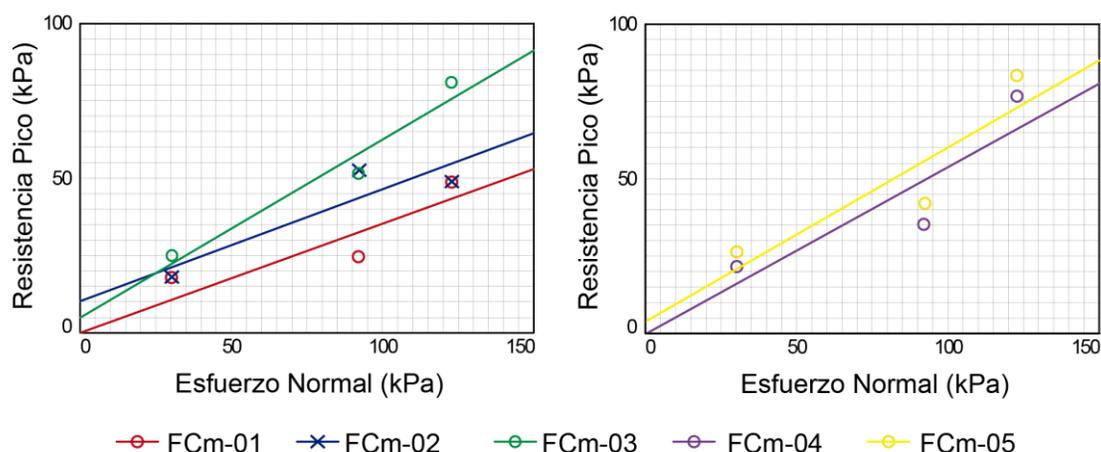


Figura 26. Gráfico de esfuerzo normal y resistencia pico, para las 5 muestras.

En el Cuadro 6 se presenta un resumen de los resultados de los ensayos de corte directo consolidados drenados, realizados sobre las 5 muestras de suelo recolectadas en el campo. Se presentan los resultados tanto para las envolventes de falla, como para la envolvente de resistencia residual al 20% de deformación.

Cuadro 6. Resumen de resultados de resistencia al corte en la falla y residual por medio de ensayos de corte directo CD.

Muestra	Resistencia a la falla		Resistencia residual	
	c (kPa)	Φ (°)	c (kPa)	Φ (°)
FCm-01	0	19,4	0	19,4
FCm-02	10,1	19,9	9,8	19,7
FCm-03	5	30	3,2	29,8
FCm-04	0	28,4	0	27,9
FCm-05	4,3	29,3	9,2	21,7

7.3. Sondeos de penetración dinámica

Se realizaron 11 sondeos de penetración dinámica tipo DPM, distribuidos a lo largo del área de estudio con el objetivo de estudiar el espesor de los flujos de detritos,

así como determinar la capacidad de soporte de las áreas potenciales para desarrollo de infraestructura. En la Figura 27 se presentan los resultados en términos de número de golpes (NSPT) en profundidad para todos los sondeos de penetración dinámica realizados.

En general, los primeros metros presentan un NPST menor a 10, seguido de un comportamiento errático debido a la presencia de bloques muy consistentes como parte del flujo de detritos, el cual resulta en muy altos números de golpes, seguido de caída en la resistencia al sondear la matriz del flujo. Claros ejemplos son la perforación FC-02 y FC-07 en las cuales se presentan intercalaciones de valles y crestas en el número de golpes. Además, como norma se observa un aumento en la densidad y tamaño de clastos al aumentar la profundidad de las perforaciones, hasta el punto en que resulta imposible atravesar los bloques utilizando el equipo de penetración dinámica DPM, y se da el rebote del mazo.

La ubicación de los ensayos de penetración dinámica se observa en la Figura 24.

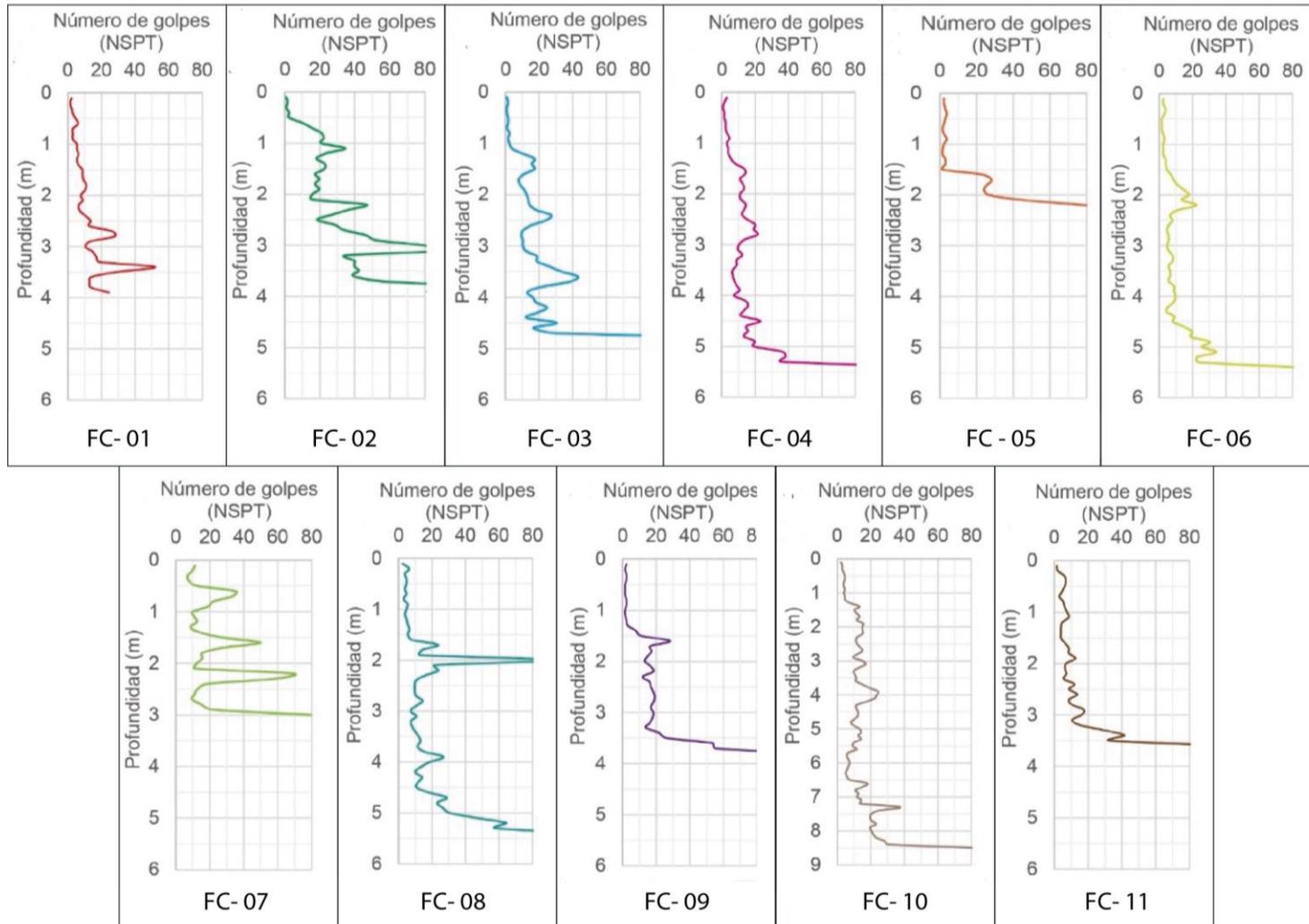


Figura 27. Resultados de los sondeos de penetración dinámica alrededor del área de estudio.

7.4. Capacidad de soporte

Utilizando los resultados de los sondeos de penetración dinámica, se realizó el cálculo de la capacidad de soporte en profundidad siguiendo la metodología de L'Herminier (1961), para una cimentación cuadrada estándar de 1 m x 1 m.

En la Figura 27 se presentan los resultados de forma gráfica para los 11 sectores explorados en el área de estudio, en términos de kPa en profundidad, con el factor de seguridad aplicado; es decir la presión admisible con reducción. Los resultados se presentan para los primeros 3 m de profundidad y se presentan de manera completa en los anexos.

En los resultados es posible observar como en general se encuentra una capa de 0,5 m a 1,5 m con capacidades de soporte menores a 50 kPa que corresponden a los suelos orgánicos que se han desarrollado por meteorización y erosión de los flujos de detritos que se encuentran a mayor profundidad.

Por debajo de los suelos orgánicos la presión admisible aumenta considerablemente, al ingresar a las capas que corresponden al flujo de detritos. La capacidad de soporte dentro de estos materiales es sumamente variable debido a las características propias del material, el cual se encuentra compuesto por bloques consistentes dentro de una matriz compleja de limos y arcillas con arena y grava.

Debido a la naturaleza de los sondeos de penetración dinámica, se observan picos en los valores de capacidad de soporte en el momento en que la perforación atraviesa los bloques dentro del flujo. Asimismo, el rebote de las perforaciones en su profundidad máxima se considera como la misma unidad de flujos y se asocia a algún bloque de importante magnitud que no fue posible atravesar.

Para atender la problemática propia del material descrito anteriormente, se realizó una envolvente de ajuste mínima para los resultados de capacidad de soporte, representada con una línea color café punteada en los gráficos de la Figura 28, la envolvente mínima de ajuste consiste en la elección del valor más conservador que se presenta a profundidad, la línea azul representa los resultados de capacidad de

soporte obtenidos cada 10 cm, mientras que las líneas rojas punteadas y horizontales indican la profundidad.

Aún con el ajuste a los resultados, la capacidad de soporte varía considerablemente con la profundidad y con la ubicación en el área de estudio entre 50 kPa y hasta valores de más de 200 kPa.

Para obtener una mejor representación de la distribución se realizaron los mapas de las Figuras 30, 31 y 32 para los cuales se realizó la distribución geométrica aplicando la teoría de polígonos de Thiessen como método de interpolación, para los resultados de las capacidades de soporte obtenidas a 1 m, 2 m y 3 m de profundidad, en los 11 sondeos de penetración dinámica a lo largo del área de estudio utilizando la envolvente de ajuste.

Se observa en la Figura 30, que, a 1 m de profundidad, las capacidades de soporte en kPa en la mayoría del área son inferiores a 100 kPa; a 2 m de profundidad en la Figura 31, la capacidad de soporte incrementa notablemente, indicando que ya no se presenta sitios con capacidad de soporte inferior a los 50 kPa, y la capacidad de soporte para esta profundidad con mayor predominancia se encuentra entre 50 kPa y 150 kPa. Para los 3 m de profundidad, en la Figura 32 la mayor parte del área supera la capacidad de soporte de 200 kPa. En el Cuadro 7, ese presenta la capacidad de soporte para cada una de las perforaciones, sin aplicar la envolvente de ajuste mínima, es decir, con el valor exacto a 1 m, 2 m y 3 m de profundidad.

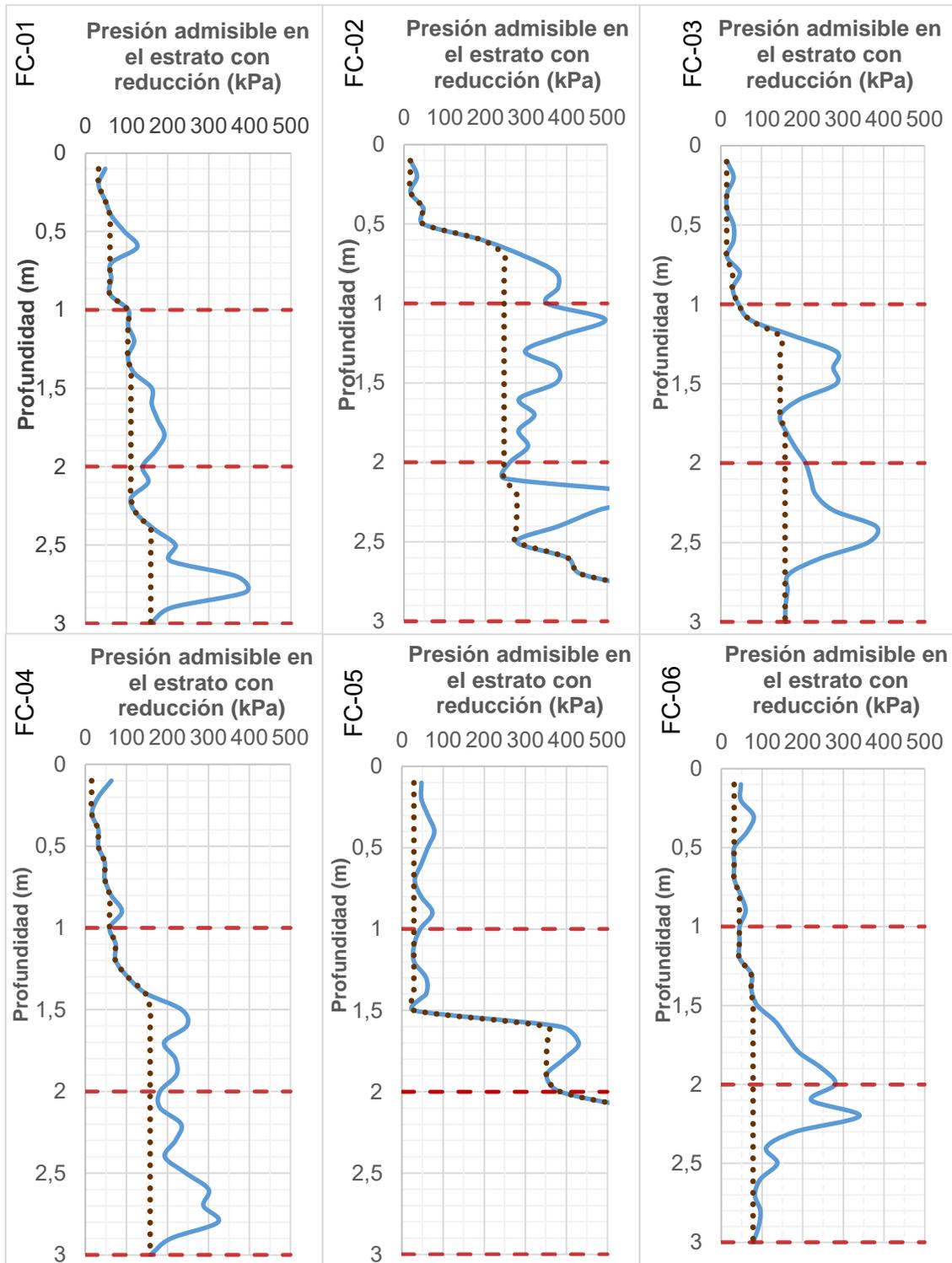


Figura 28. Capacidad de soporte de las perforaciones dinámicas FC-01, FC-02, FC-03, FC-04, FC-05 y FC-06 en kilopascales.

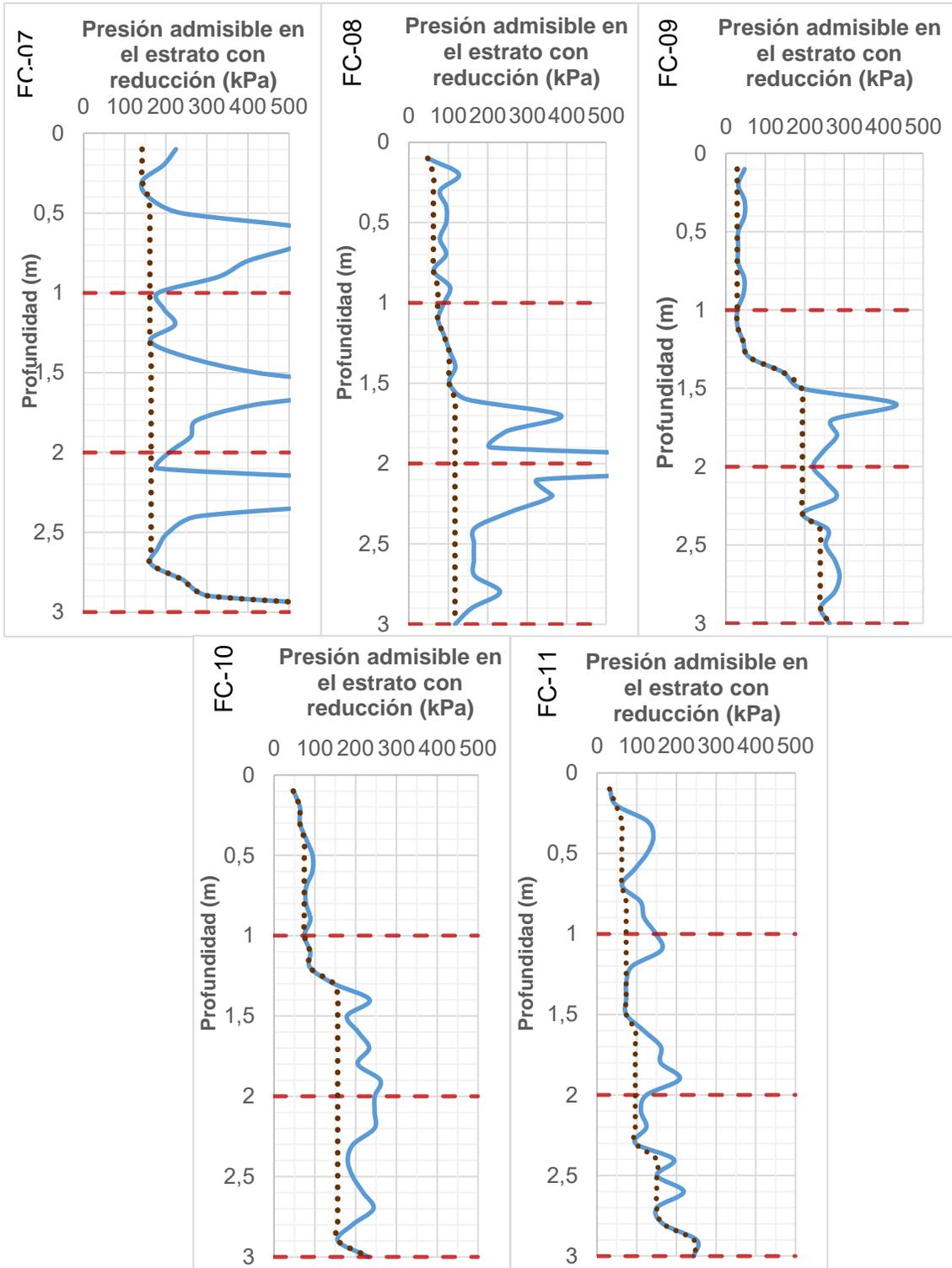


Figura 29. Capacidad de soporte de las perforaciones dinámicas FC-07, FC-08, FC-09, FC-10 y FC-11 en kilopascales.

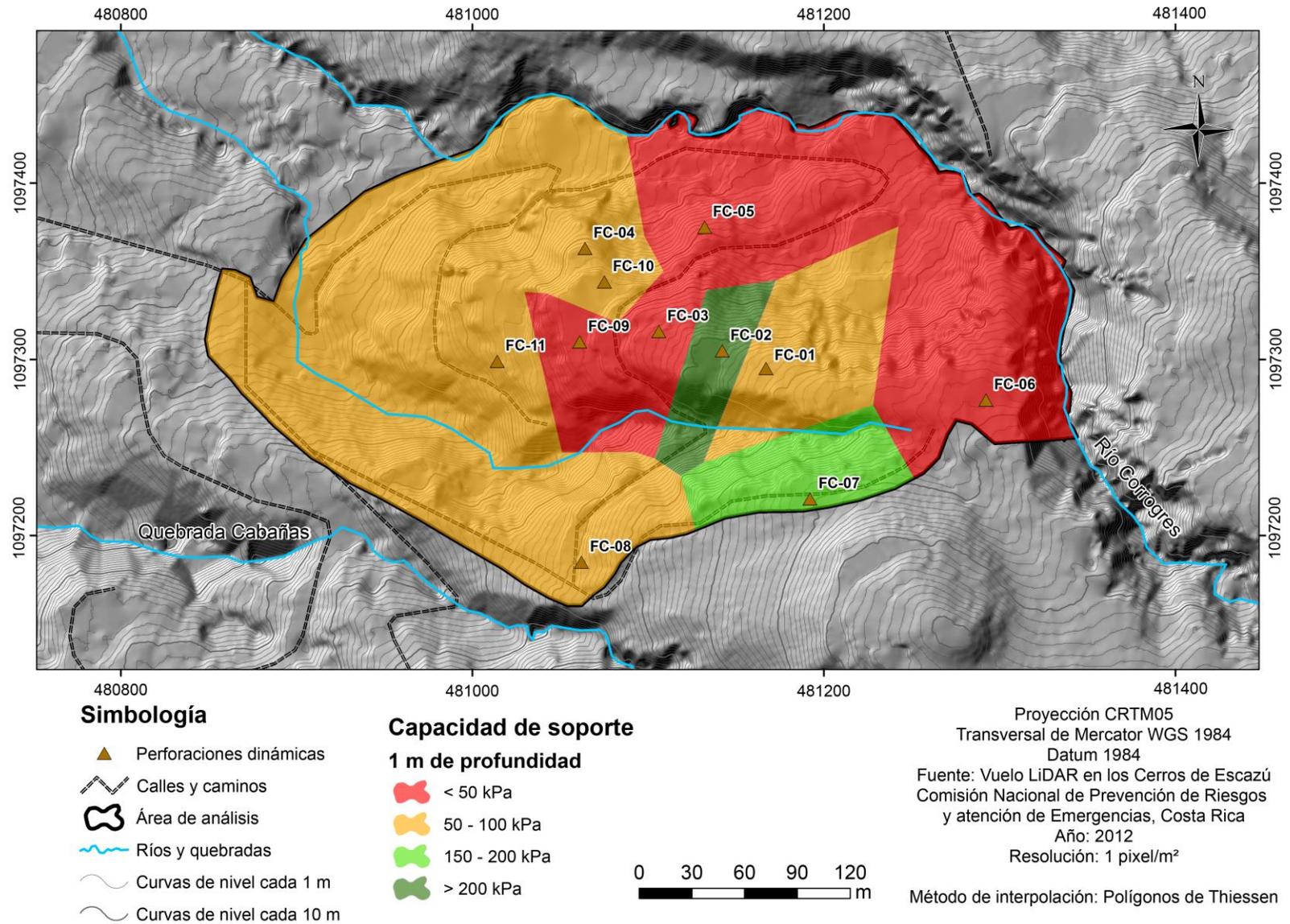


Figura 30. Capacidad de soporte a 1 m de profundidad en el área de estudio en kPa.

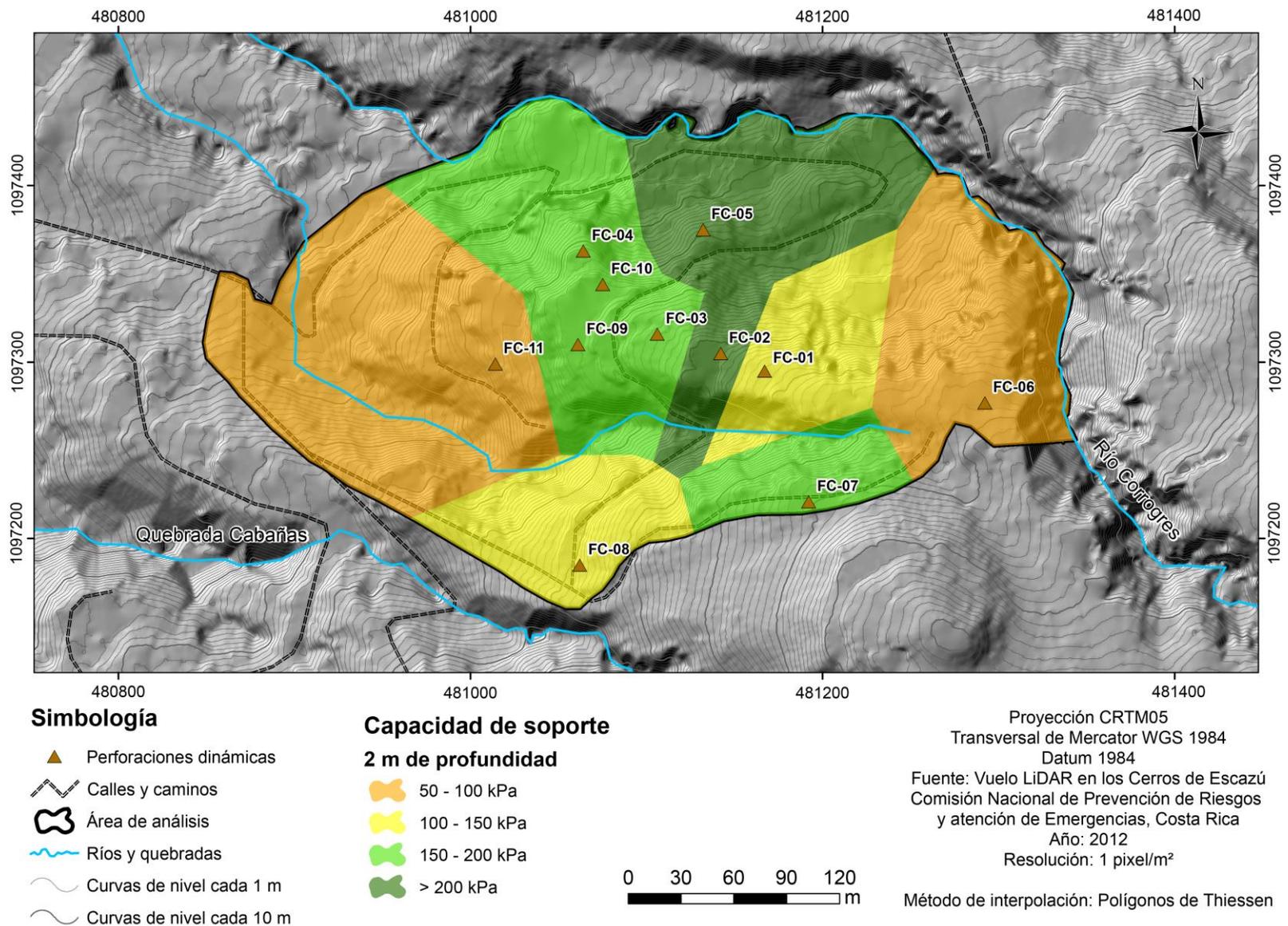


Figura 31. Capacidad de soporte a 2 m de profundidad en el área de estudio en kPa.

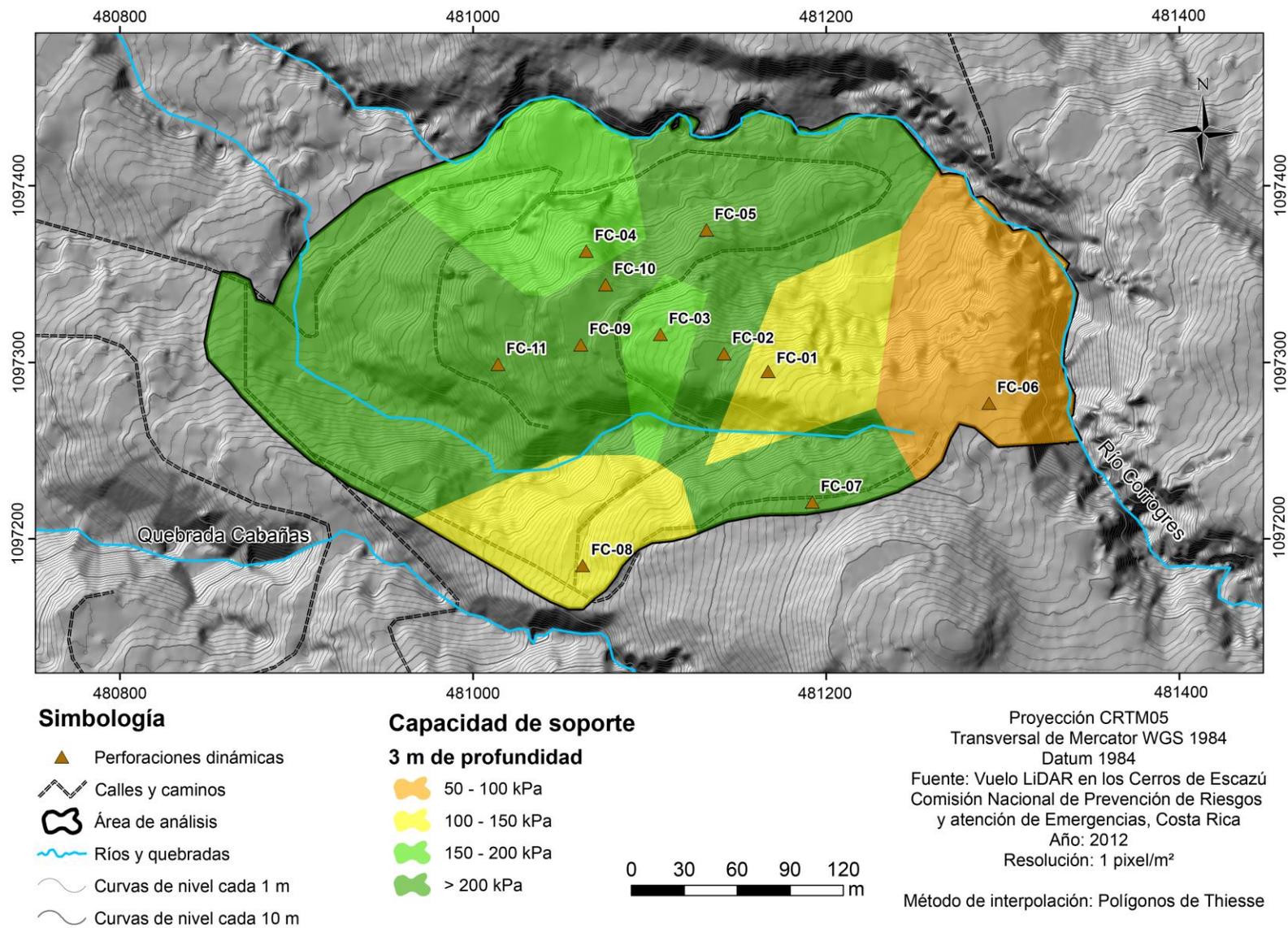


Figura 32. Capacidad de soporte a 3 m de profundidad en el área de estudio en kPa/m².

Cuadro 7. Capacidad de soporte en kilopascales por cada perforación.

Perforación	Profundidad:	1 m	2 m	3 m
	FC-01		103,7	138,5
FC-02		352,2	260,2	969,6
FC-03		44,4	208,2	158,7
FC-04		59,2	182,2	158,7
FC-05		44,4	385,2	1043,5
FC-06		44,4	279,9	78,1
FC-07		181,1	208,2	979,4
FC-08		88,9	1226,9	117,1
FC-09		29,6	221,2	262,3
FC-10		74,0	247,2	232,0
FC-11		148,1	124,7	244,2

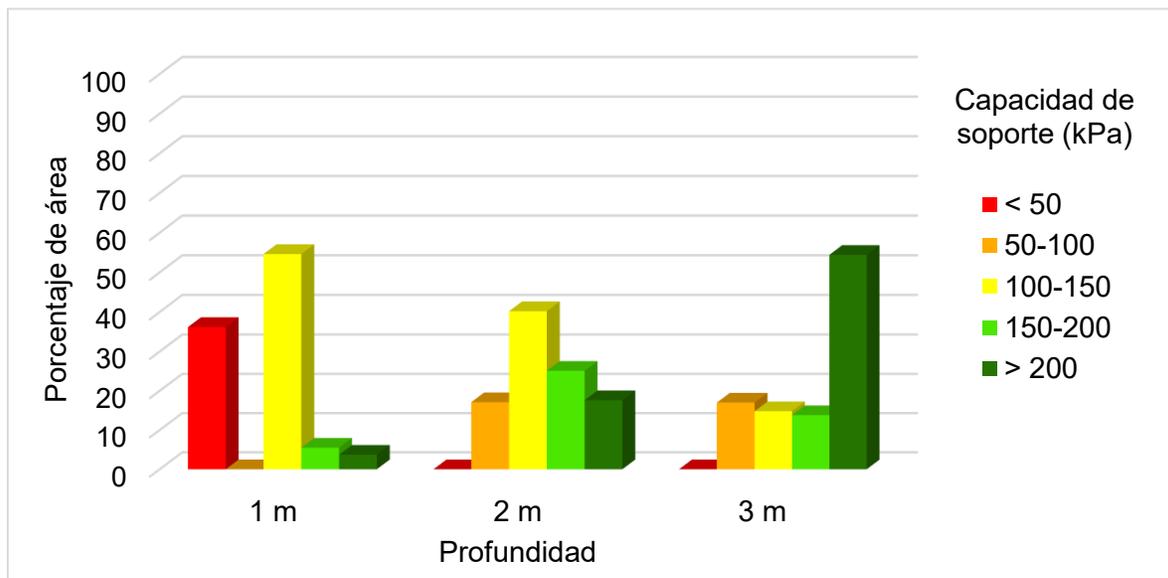


Figura 33. Porcentaje se área en relación a la capacidad de soporte.

8. PROSPECCIÓN GEOELÉCTRICA

Para estudiar el subsuelo por debajo de los sondeos de penetración dinámica, se realizó una tomografía eléctrica hacia el centro del área de estudio. En los resultados fue posible observar el complejo comportamiento del flujo de detritos, en donde se diferenciaron por resistividad eléctrica, grandes bloques competentes y zonas con bloques posiblemente con diferentes densidades y grados de meteorización.

8.1. Interpretación de los resultados

A partir de los resultados que se obtuvieron los valores de resistividad con los cuatro métodos empleados en la investigación, los cuales se pueden observar en la Figura 34. Se ha construido un modelo que reúne los resultados a profundidad y la inspección visual del área.

8.2. Modelo propuesto

En la Figura 34 se pueden observar varias estructuras definidas según la resistividad que presentan que va desde 0 Ωm hasta superiores a 500 Ωm , sin embargo, se ha aplicado un filtro con el fin de mejorar la distribución de la escala, por lo que se utilizara una escala de resistividad desde 10 Ωm a 120 Ωm . La profundidad máxima que se puede observar en la tomografía eléctrica es de 25 m, y sin embargo en el punto más profundo no se observa la presencia de un basamento o roca sana. En la Figura 35 se presenta el modelo conceptual propuesto obtenido a partir de la interpretación de los resultados, mediante el procesamiento de los ensayos realizados en el campo

A pesar de las variaciones que se pueden observar en la resistividad, el perfil del suelo no presenta estratigrafía alguna, donde sea fácil observar capas de suelo, el suelo se presenta como una sola capa, la cual presenta gran cantidad de bloques, como se observa en la Figura 34, y son estos bloques los que ocasionan cambios en la resistividad en profundidad.

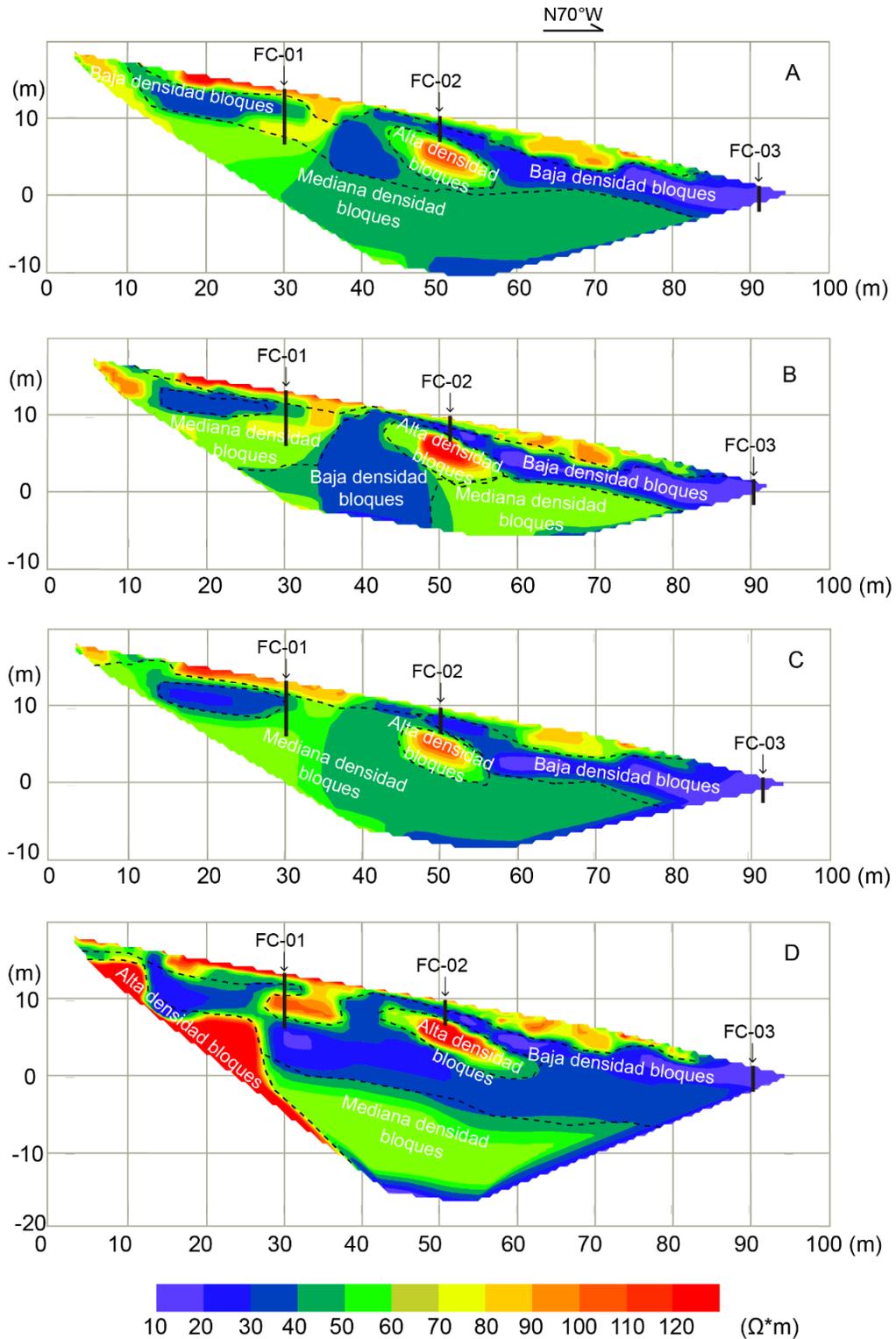


Figura 34. Resultados obtenidos mediante la tomografía eléctrica. Perfiles con dirección N70°W. A) Método Schulumberger. B) Método Gradiente. C) Método Wenner. D) Método Dipolo-Dipolo.

Al realizarse los sondeos de penetración en las cercanías del perfil de la tomografía eléctrica, se efectúa una comparación entre ambos métodos, para definir con más exactitud el modelo, sin embargo, el sondeo de penetración no es superior a los 8 m, por lo que no se puede alcanzar un basamento o la roca sana, es decir, lo que se atraviesa es el flujo de detritos, y el punto específico donde acaba la perforación consiste en un bloque sano, el cual la máquina no puede atravesar.

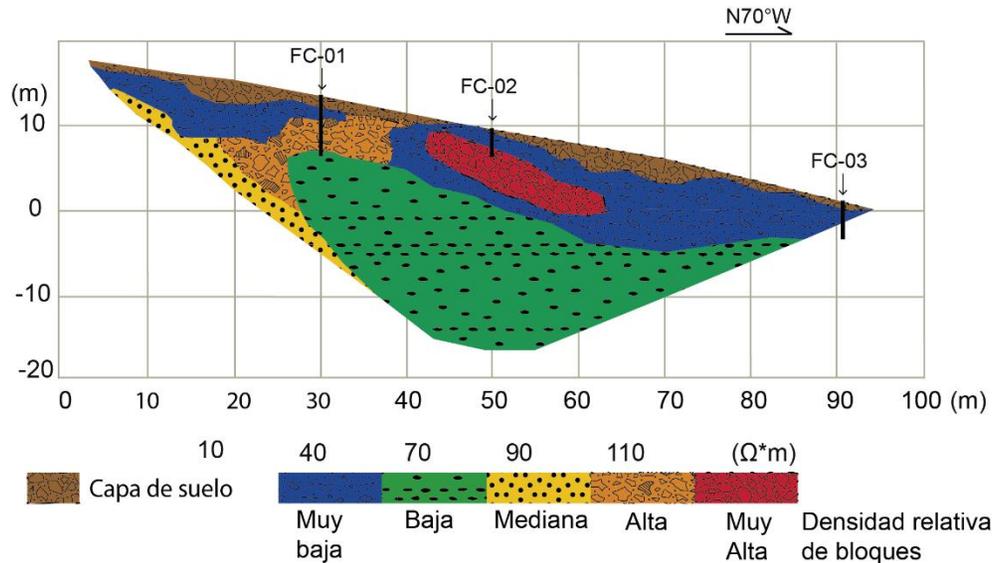


Figura 35. Modelo de resistividad final de la tomografía eléctrica.

A partir del modelo obtenido mediante la tomografía se pueden distinguir varios horizontes basados en la densidad de bloques presentes, los cuales se asocian a la resistividad. Para una resistividad alta se asocia una alta densidad de bloques y de manera opuesta, una muy baja densidad de bloques es relacionada a una resistividad baja. El modelo se ejemplifica en la Figura 35.

9. IDENTIFICACIÓN DE BLOQUES EN MATRIZ

Mediante la tomografía eléctrica, y las visitas de campo a varios afloramientos ubicados en la zona de estudio, se puede señalar que la propiedad se encuentra sobre un flujo de detritos, que coincide con características propias de los Bloques en Matriz (*Block in Matrix BIM*).



Figura 36. Diferencias en la densidad de bloques en los afloramientos encontrados en la propiedad de estudio. A) La cantidad de bloques es nula, solamente se observa el gran espesor de suelo, coordenadas 481091 N, 1097408 E . B) La cantidad de bloques es superior a la cantidad de matriz que los contiene (suelo), coordenadas 481092 N, 1097163 E. C) La densidad de bloques es inferior a la densidad de matriz (suelo) bajo la línea amarilla, sobre la línea amarilla se observa el espesor de suelo, 481351 N, 1097405 E.

Dentro del área de estudio la proporción roca-matriz de suelo es muy variable, así como el espesor de flujo. Mediante la observación de campo de distintos afloramientos dentro de la propiedad y el modelo de elevación digital se ha

determinado que este espesor es variable y dentro de la misma propiedad puede oscilar entre los 0 m hasta 25 m como máximo. Como se observa en la Figura 36, la densidad de bloques varía dependiendo del afloramiento. Es importante destacar que la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos, solamente toma en cuenta el comportamiento del suelo, es decir de la matriz, de esta manera se prevé un escenario pesimista.

Para un estudio más desarrollado abundando más en materiales tipo bloques en matriz, es importante conocer que hay diferentes métodos para determinar la densidad de bloques con respecto a la matriz de un flujo, sin embargo, no pertenecen a los objetivos de esta investigación.

10. ESPESORES DE SUELO A PARTIR DE DESLIZAMIENTOS

Después de analizar la sección que involucra la tomografía eléctrica y las perforaciones dinámicas, se concluye que ninguno de los dos métodos de análisis logra alcanzar el basamento rocoso, por consiguiente, no se puede delimitar el espesor de suelo que se encuentra sobre los estratos rocosos.

Ante esta situación se plantea otra metodología para obtener el espesor de suelo deslizante. En el área de estudio se presentaron eventos de deslizamientos, los cuales se observan con claridad en el modelo de elevación digital, incluso son resultados en el mapa geomorfológico de Figura 16.

A partir de estos eventos, se realizó para cada uno de los deslizamientos un análisis de sus dimensiones, con el fin de establecer parámetros mínimos y máximos de espesores de suelos deslizables, en la Figura 37, se observa cada uno de los deslizamientos ocurridos en la propiedad.

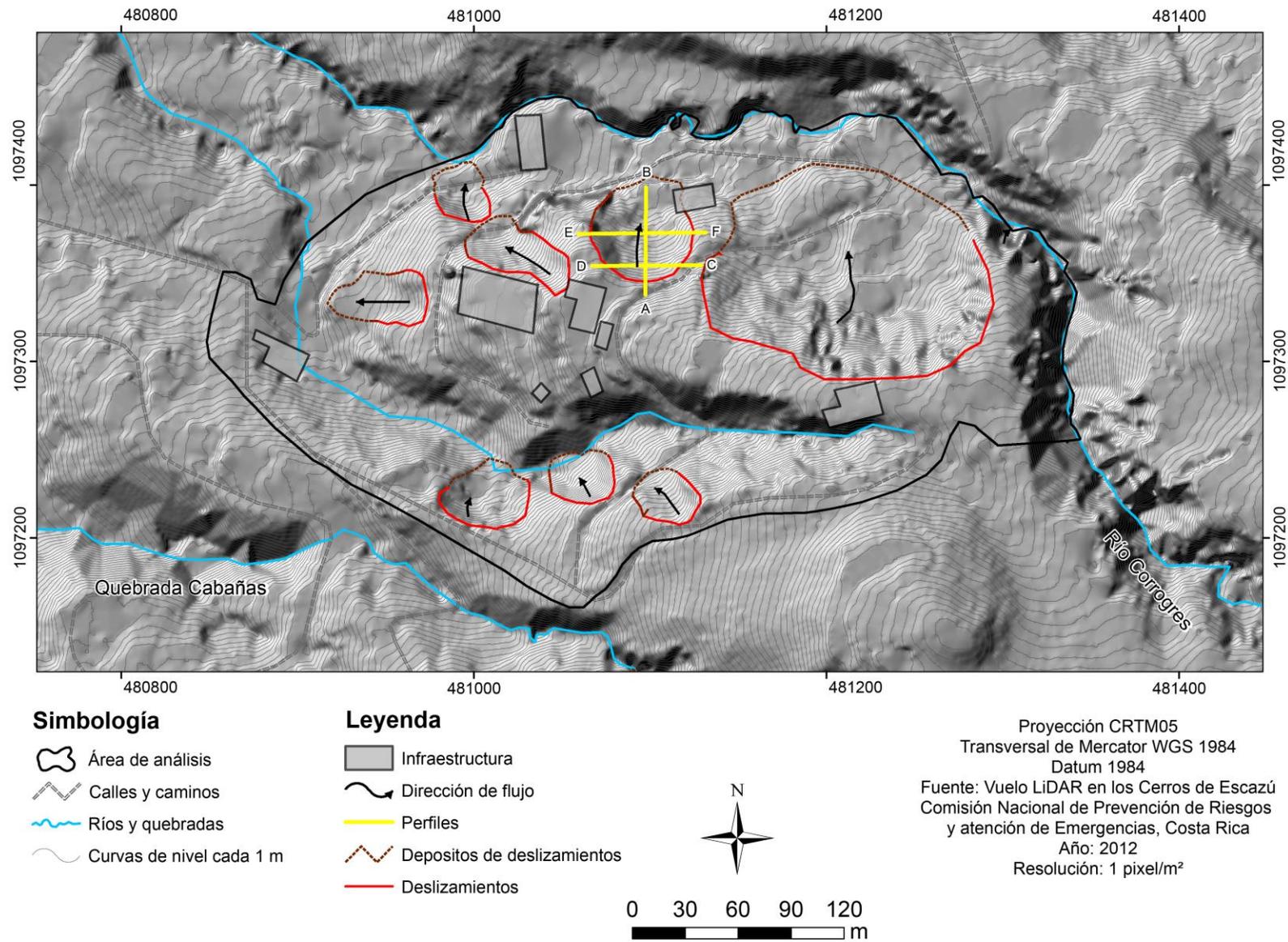


Figura 37. Ubicación de deslizamientos en la propiedad de estudio.

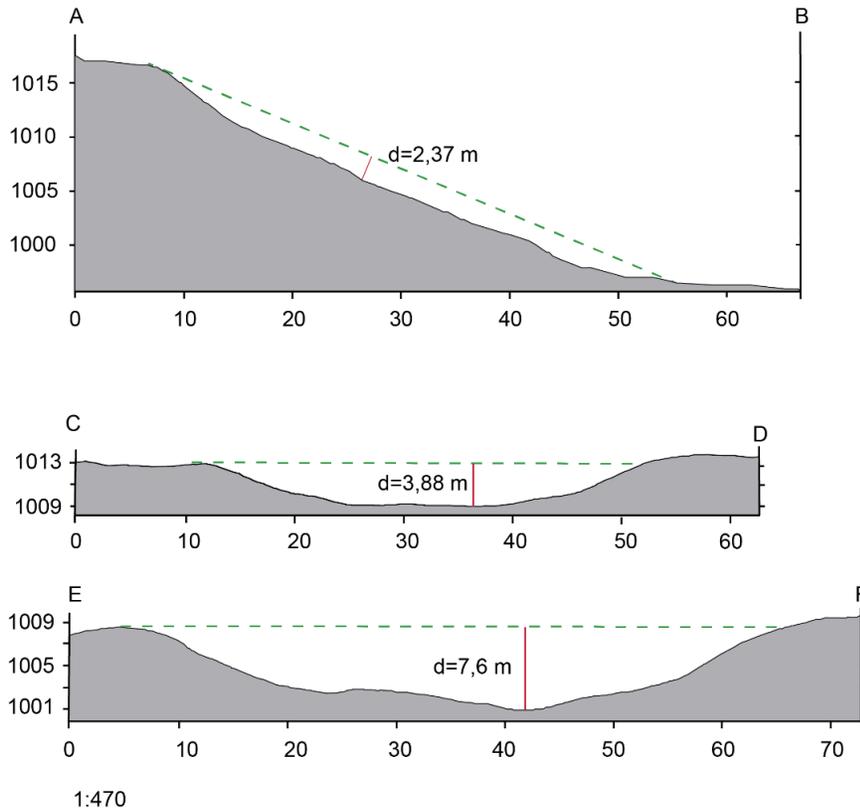


Figura 38. Perfiles topográficos para el deslizamiento marcado.

Realizando los perfiles topográficos para cada uno de los deslizamientos, se logra obtener valores de espesor de suelo deslizante y en la Figura 38 se ejemplifica como se obtiene este espesor en este caso con el deslizamiento que posee sus respectivos perfiles (Figura 37) donde en algún momento cedió el terreno dejando las formas que se observan en la Figura 38. Cada uno de los deslizamientos se trató mediante el mismo método.

11. APLICACIÓN DEL SOFTWARE PISA

11.1. Ocurrencia de deslizamientos

Para simular los procesos de inestabilidad de taludes, se empleó el software PISA (*Probabilistic Infinite Slope Analysis*) (Haneberg, 2005), el cual realiza cálculos probabilísticos en condiciones estáticas (sin sismos) y en condiciones

pseudoestáticas (con sismo), a partir de la topografía obtenida de un modelo de elevación digital del terreno (DEM) y basado en la fórmula de primer orden y segundo momento (FOSM) de la ecuación del talud infinito, usada por el *U.S Forest Service slope stability program* (LISA Y DLISA) y funciones probabilísticas para cada uno de los parámetros físico-mecánicos de los suelos, que conforman el archivo de entrada al software.

Para que el análisis mediante el software Probabilistic Infinite Slope Analysis (PISA) sea efectivo, se requieren dos archivos digitales, los cuales se denominan archivos de entrada:

- El Modelo de elevación digital (DEM), el cual se creó a partir de la información LiDAR del proyecto denominado: Vuelo con Tecnología LiDAR sobre los Cerros de Escazú (Stereocarto, 2012), financiado por la Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencias; mediante el sistema de información geográfica (SIG) ArcGIS 10.3, se eligió un tamaño de la rejilla del modelo de elevación digital de 1 m x 1 m.
- Un archivo de parámetros geotécnicos, dentro de los cuales se enuncian la cohesión y ángulo de fricción del suelo, así como su peso unitario, tanto seco como saturado, el espesor del suelo deslizable, así como las condiciones a modelar, ya sea una condición estática o pseudoestática, o un suelo en condiciones secas, parcialmente saturadas o saturadas.

Como se mencionó anteriormente, la información LiDAR utilizada corresponde al año 2012, por lo que en el evento de disparo de deslizamientos del año 2017 podría relacionarse con los mapas como un retocáculo, en caso de que las condiciones simuladas por PISA se llevaran a cabo.

11.2. Indicadores de entrada para la simulación con PISA

La zona de estudio fue fraccionada en dos sectores, según las condiciones geotécnicas que esta presentaba, basados en la cohesión, ángulo de fricción y peso unitario, tanto saturados como secos, en la Figura 39 se observa que el área 1 está

compuesta por 4 muestras distribuidas, mientras que el área 2 solo posee una muestra. El Cuadro 8 posee un resumen de las propiedades físicas ingresadas en el programa PISA para las dos áreas utilizadas y el Cuadro 9 se puede observar la cantidad de superficie de cada una de las áreas, así como la densidad de muestras. Como se mencionó anteriormente la diferencia en la muestra FCM-03 posee valores diferentes al resto de muestras porque su génesis es distinta.

Cuadro 8. Resumen de las propiedades físicas de cada una de las áreas.

Área 1	c [kPa]	Φ [°]	d (m)	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_h [kN/m ³]
Mínimo	0	19	0,9	18	15
Máximo	10	33	9,07	22	21
Área 2	c [kPa]	Φ [°]	d (m)	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_h [kN/m ³]
Mínimo	0	29	0,9	19,490	19360
Máximo	5	39	9,07	19,490	19360

Cuadro 9. Distribución de las muestras por área y densidad de muestras por m².

Código de área	1	2
Área (m ²)	68318,5	24169
Cantidad de muestras por área	4	1
Densidad de muestras por m ²	17079,6	24169

Los parámetros requeridos para la simulación realizada con el programa PISA, se obtuvieron principalmente mediante análisis de laboratorio a través del estudio de muestras inalteradas.

Para el área 1, se obtienen los parámetros de resistencia al corte de los suelos tipo bloques en matriz, el ángulo de fricción interna calculado para los suelos se encuentra entre 19° y 33°, la distribución con mejor ajuste para estos datos, corresponde con una distribución triangular, como se observa en la Figura 40B.

Continuando con el área 1, la cohesión posee valores entre 0 Pa y 10 000 Pa, y la distribución asignada es de tipo triangular la cual se puede observar en la Figura 40A.

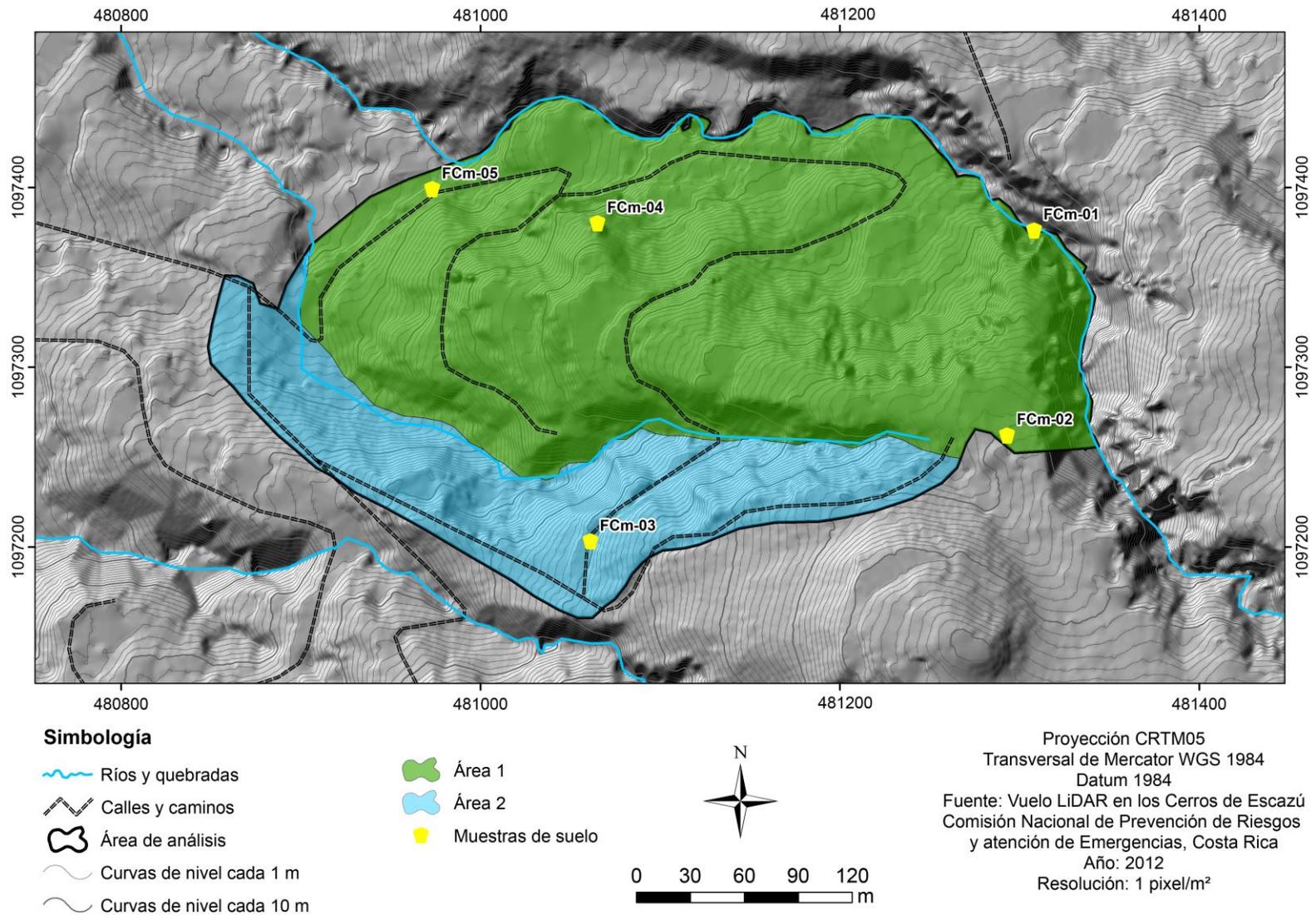


Figura 39. División del área de estudio para el uso del Software PISA.

Los parámetros de peso unitario saturado y húmedo se mueven también bajo una distribución triangular. El peso unitario saturado se encuentra entre valores mínimos de 17850 N/m³ y máximo de 22490 N/m³, y el peso unitario húmedo los valores se encuentran entre 14960 N/m³ y 20850 N/m³ ambas se pueden observar en la Figura 40C y 40D.

Todos parámetros geotécnicos asignados para el área 2 posee distribuciones uniformes, utilizando solamente el valor de la muestra asignada para este sector de la finca. Los ángulos de fricción interna tienen un valor mínimo de 29° a 39°, utilizando el ángulo de fricción interna pico y residual, su cohesión de 0 a 5000 Pa, mientras que los valores para peso unitario saturado y húmedo son de 19490 N/m³ y 19360 N/m³. Para el espesor de suelo, el cual se determinó a partir de deslizamientos ocurridos con anterioridad y con ayuda del modelo de elevación digital, se utiliza una distribución de tipo β -pert, como se establece en la Figura 39E, los valores se encuentran entre 0,9 y 9,1 m.

En la Figura 40 se muestran varios ejemplos de archivos de entrada al software PISA: *phi*: ángulo de fricción interna (grados), *cs*: fuerza cohesiva del suelo (presión), *cr*: fuerza cohesiva por las raíces (presión), *q*: carga por árboles (presión), *d*: espesor del suelo (distancia), *h*: coeficiente de presión de poro ($0 \leq h \leq 1$), *gs*: peso unitario saturado (fuerza/volumen), *gm*: peso unitario húmedo (fuerza/volumen), *z_err*: varianza del error por elevación, *an*: aceleración de la gravedad.

Primeramente, se debe definir qué condiciones se quieren interpretar, si estáticas o pseudoestáticas, esto se define en la primera línea de la información solicitada en el archivo de parámetros de entrada, y a su vez que condiciones tiene el suelo, si se encuentra en condiciones secas, o saturadas, o intermedias, para el cual se utiliza la condición llamada parcialmente saturado, sin embargo, el programa PISA posee una limitante, para determinar la condición parcialmente saturado el programa aleatoriamente elije un valor entre 0 y 1 donde el suelo seco se representa con 0 y suelo saturado 1, es decir, limita la posibilidad de elegir el porcentaje de saturación del suelo que el usuario considere adecuado.

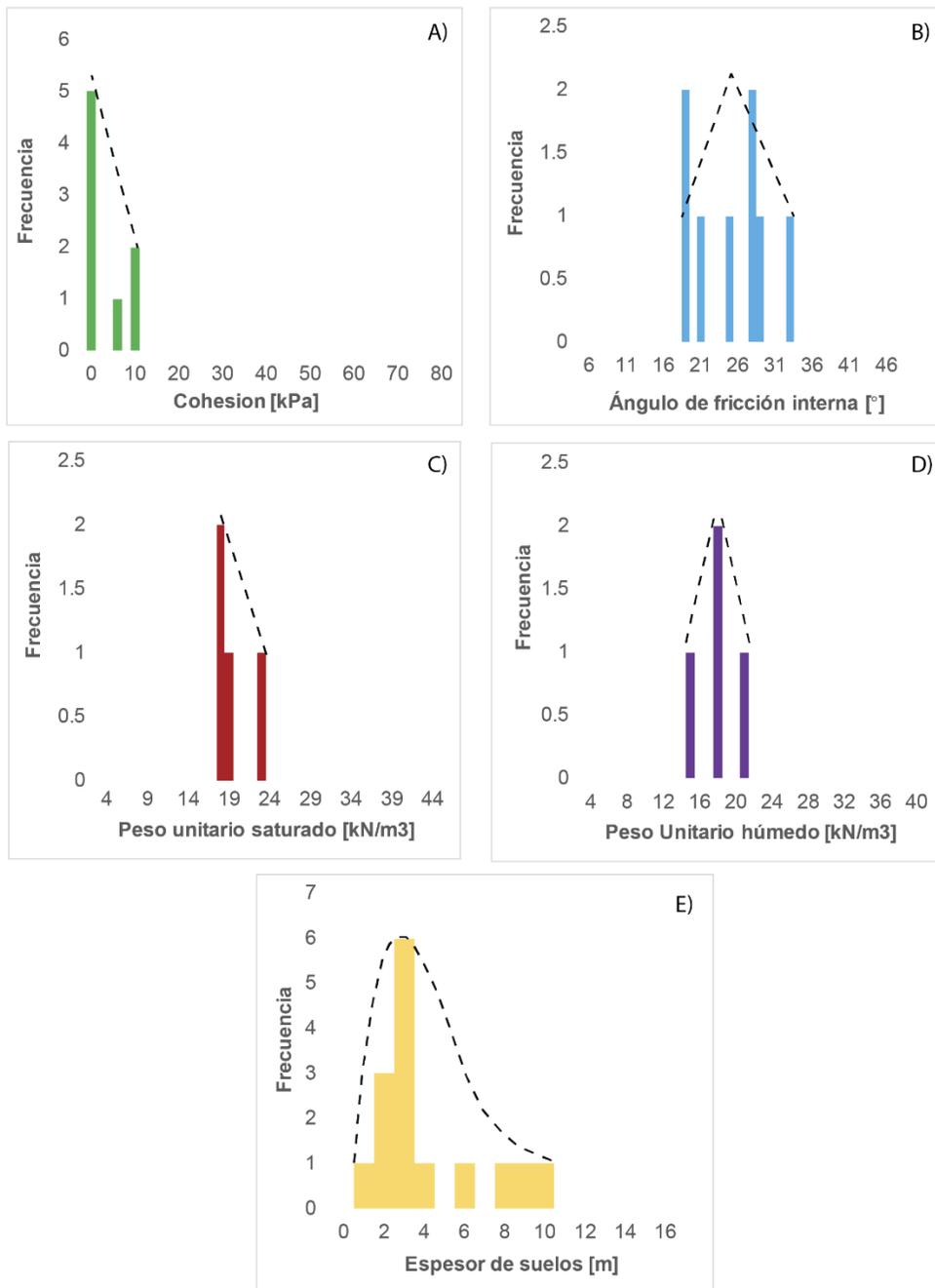


Figura 40. Gráficos de los parámetros geotécnicos con las respectivas distribuciones elegidas. A) Datos de cohesión, con distribución triangular. B) Datos de ángulo de fricción con distribución triangular. C) Datos de peso unitario saturado con distribución triangular. D) Datos de peso unitario húmedo con distribución triangular. E) Datos de espesor de suelo con distribución β -pert.

En la Figura 41 se pueden observar tres archivos de entrada para el área 1 (Figura 41A, 41B y 41D), mientras que el Figura 40C pertenece al área 2. Dentro de la información del Figura 41 se puede observar la diferencia entre A y B con respecto a C D, ya que estos dos últimos son condiciones pseudoestáticas.

A)					B)				
static	mean				static	mean			
in_format	arc				in_format	arc			
out_format	arc				out_format	arc			
minslope	0				minslope	0			
phi	triangular	19	26.5	33	phi	triangular	19	26.5	33
cs	triangular	0	2200	10000	cs	triangular	0	2200	10000
cr	none	0	0	0	cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0	q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07	d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	uniform	0	0	0	h	uniform	0	1	0
gs	triangular	17850	18020	22490	gs	triangular	17850	18020	22490
gm	triangular	14960	17320	20850	gm	triangular	14960	17320	20850
z_err	none	0	0	0	z_err	none	0	0	0
gw	9810				gw	9810			
an	0				an	0			

C)					D)				
seismic	probability				seismic	probability			
in_format	arc				in_format	arc			
out_format	arc				out_format	arc			
minslope	0				minslope	0			
phi	uniform	29	39	0	phi	triangular	19	26.5	33
cs	uniform	0	5000	0	cs	triangular	0	2200	10000
cr	none	0	0	0	cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0	q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07	d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	uniform	0	1	0	h	none	1	0	0
gs	uniform	19490	19490	0	gs	triangular	17850	18020	22490
gm	uniform	19360	19360	0	gm	triangular	14960	17320	20850
z_err	none	0	0	0	z_err	none	0	0	0
gw	9810				gw	9810			
an	0.05				an	0.10			

Figura 41. Archivos de entrada al software PISA.

Para cada caso se indica al inicio de la descripción la aceleración sísmica en caso de que las condiciones a simular sean pseudoestáticas, de no contemplar la aceleración sísmica, es decir en un escenario estático, también se debe indicar. Los parámetros de entrada para la totalidad de los análisis realizados se presentan de manera completa en los anexos.

11.3. Análisis en condiciones estáticas

Para el análisis de la estabilidad de las laderas en condiciones estáticas (sin sismo), se utilizó la media del factor de seguridad de acuerdo al cálculo del talud infinito con los parámetros definidos en el archivo de entrada como se ejemplificó en la Figura 41.

Para realizar la clasificación de los resultados se utilizó la propuesta de Mora (2010), la cual se presenta en el Cuadro 10. En las Figuras 42, 43 y 44 se presentan los resultados del análisis de estabilidad en forma de mapas para condiciones estáticas con suelos completamente secos, para suelos parcialmente saturados y para suelos saturados respectivamente. En la condición llamada suelo parcialmente saturado, se toman valores entre 0 y 1 de saturación donde 0 es suelo completamente seco y 1 es suelo saturado.

Cuadro 10. Clasificación de la estabilidad de las laderas según la media del factor de seguridad.

Medida del factor de seguridad		Condición de estabilidad de las laderas
< 1,0		Muy inestable
1,0 – 1,2		Inestables
1,2 – 1,4		Moderadamente estables
> 1,4		Estables

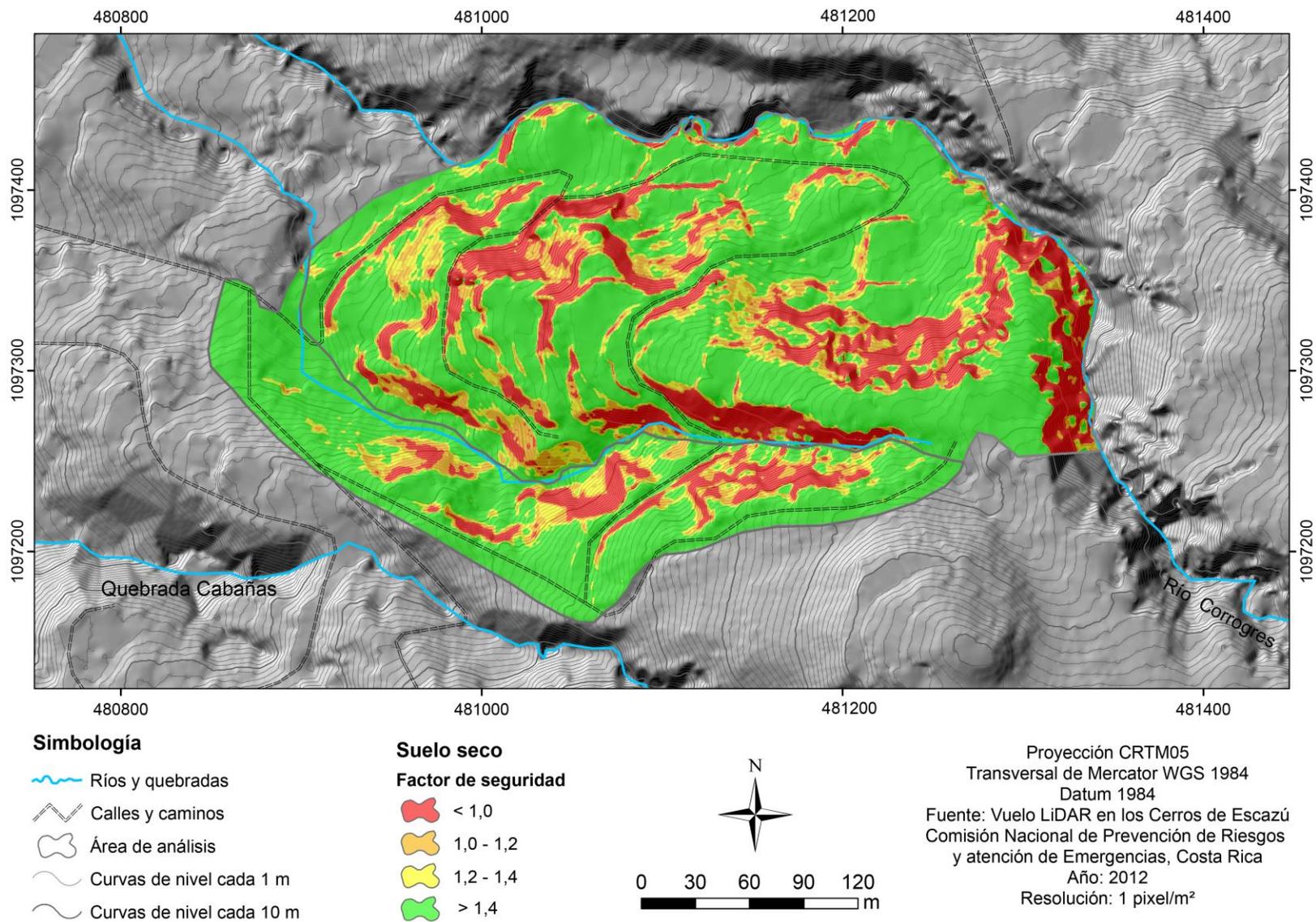


Figura 42. Resultados del análisis de estabilidad con la media del factor de seguridad en condiciones estáticas y suelo seco.

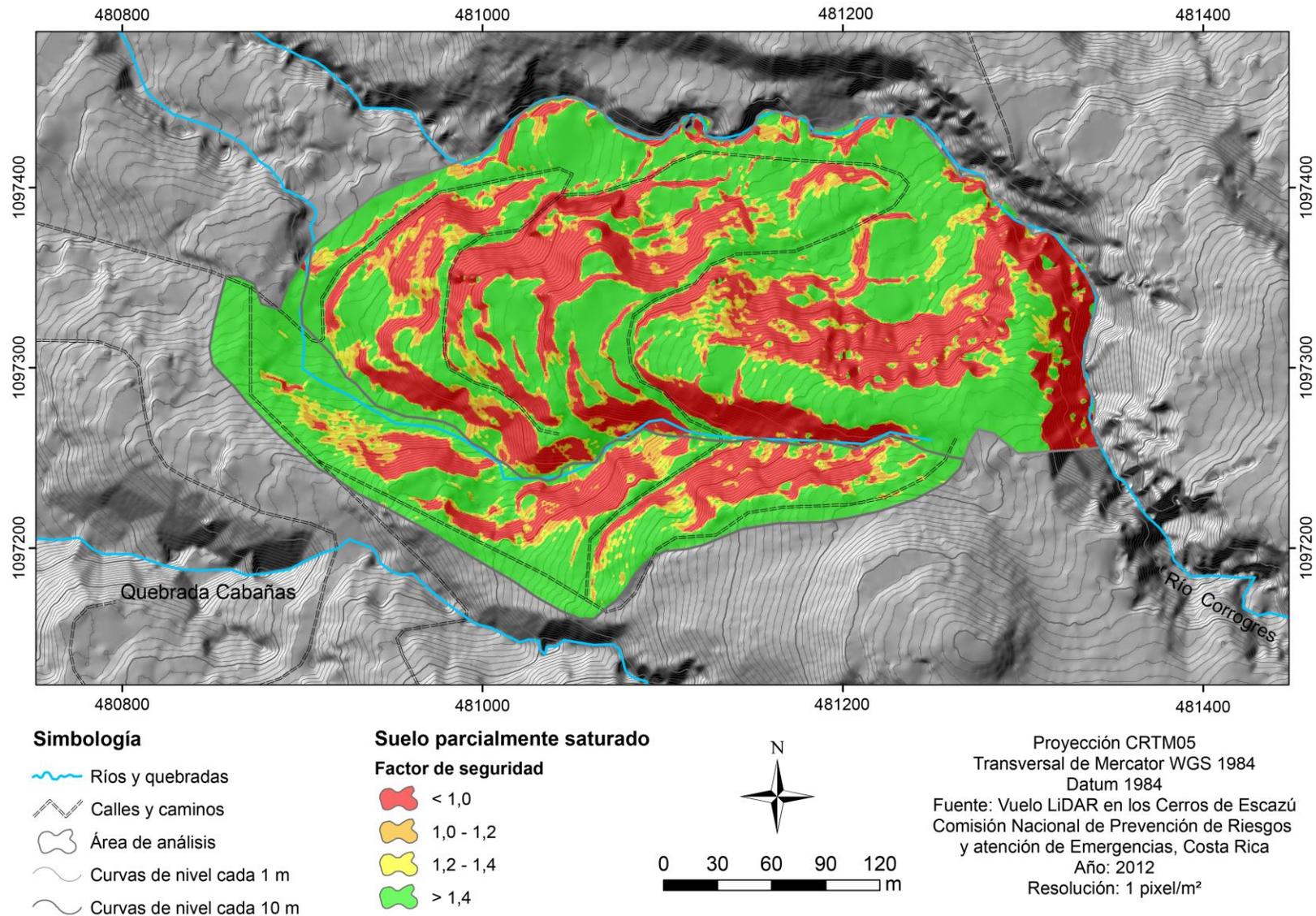


Figura 43. Resultados del análisis de estabilidad con la media del factor de seguridad en condiciones estáticas y suelo parcialmente saturado.

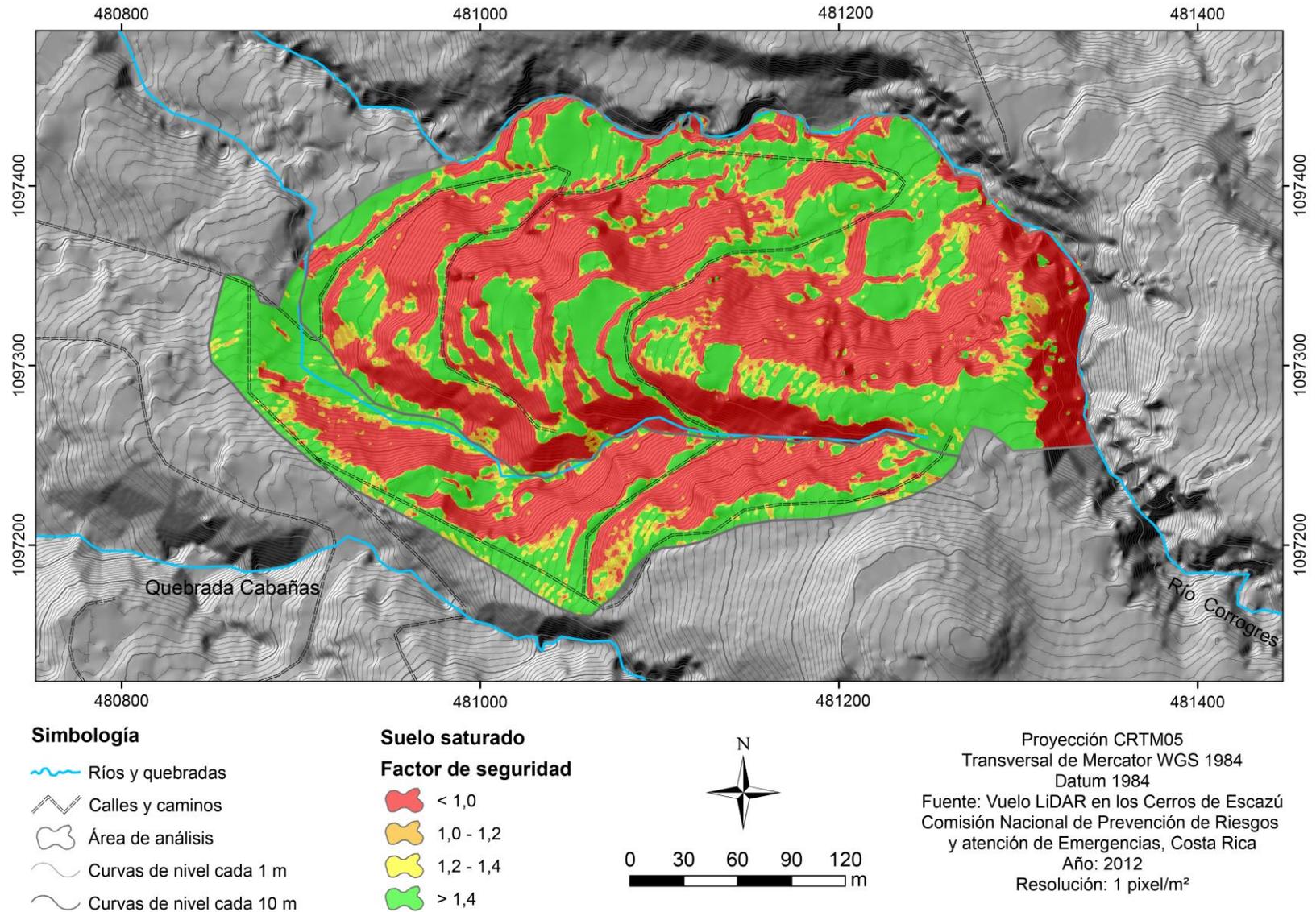


Figura 44. Resultados del análisis de estabilidad con la media del factor de seguridad en condiciones estáticas y suelo saturado.

En las Figuras 42, 43 y 44 se puede observar como las áreas muy inestables e inestables se concentran en los cañones de los ríos y en los sectores afectados por deslizamientos. Según el análisis de estabilidad en condiciones de suelos secos del total del área del terreno un 29% no cumple con el factor de seguridad; para suelos parcialmente saturados las zonas muy inestables e inestables suman un total 42%, mientras que, para suelos completamente saturados a un escenario de abundantes lluvias por un tiempo prolongado colocan el 58% en condiciones muy inestables.

En la Figura 45 se presentan los porcentajes obtenidos del análisis de estabilidad, en condiciones de suelo seco, parcialmente saturado y saturado utilizando el factor de seguridad para el factor de seguridad en condiciones sin sismo.

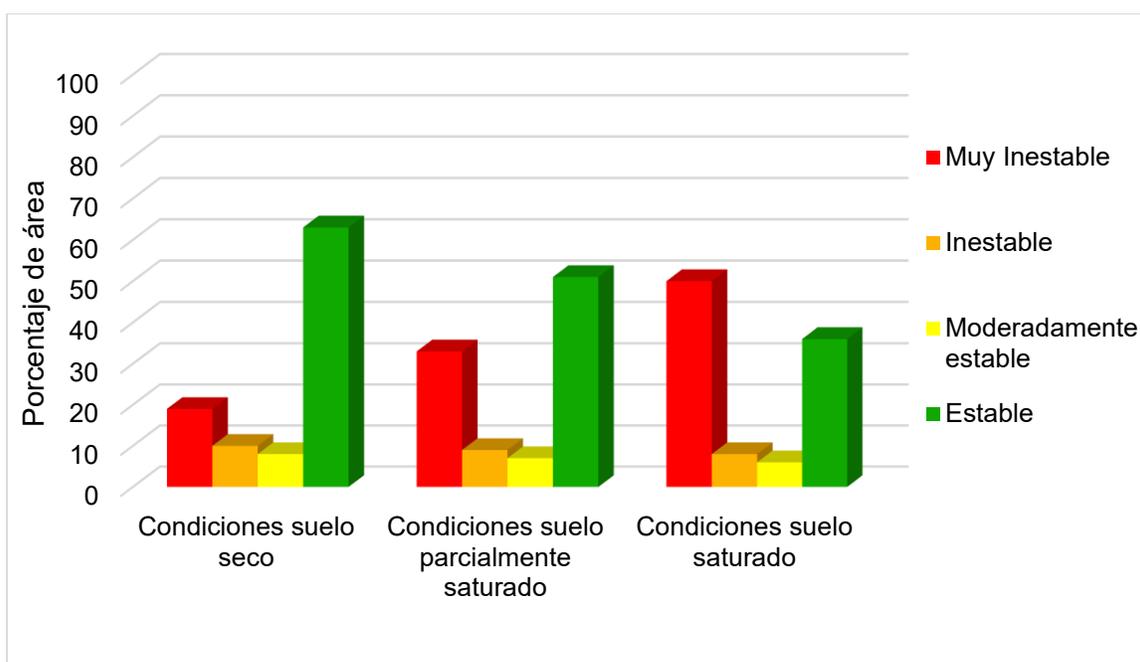


Figura 45. Comparación de los porcentajes del área de estudio según los resultados del análisis de estabilidad con el factor de seguridad en condiciones estáticas con suelo seco y saturado.

Resulta evidente al observar los resultados que los materiales del área de estudio son fácilmente afectados por la saturación, y pierden rápidamente su resistencia, provocando que las zonas muy inestables e inestables aumenten en un 100%.

11.4. Análisis en condiciones pseudoestáticas

Para el análisis de estabilidad en condiciones en las que se considere la ocurrencia de un evento sísmico, se modelaron doce escenarios; con suelos secos, suelos parcialmente saturados y con suelos saturados, con coeficientes de aceleración sísmica incrementales de 0,05 g, 0,10 g, 0,15 g y 0,20 g.

11.4.1. Amenaza Sísmica

La investigación de Schmidt et al. (2005) sobre la amenaza sísmica en San José, aplicable al cantón de Santa Ana, propone una serie de aceleraciones máximas horizontales del suelo (PGA) para diferentes periodos de retorno tal y como se presentan en el Cuadro 11 y en la Figura 46.

Cuadro 11. Resultados de aceleraciones máximas del suelo (PGA) para el Parque Central de la ciudad de San José. *Fuente:* Modificado de Schmidt et al. (2005).

Periodo de retorno (años)	Aceleración máxima (PGA) [m/S ²]	Aceleración máxima (PGA) [%g]	Aceleración sísmica sostenida (2/3*PGA) [%g]
100	1,78	18	12
25	2,39	24	16
50	2,89	30	20
100	3,51	36	24
500	5,18	53	35

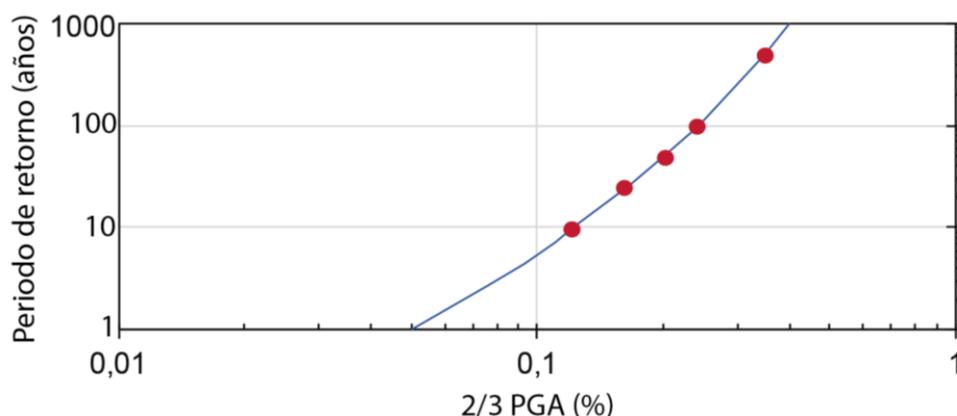


Figura 46. Resultados de PGA y periodo de retorno para la ciudad de San José. *Fuente:* Modificado de Schmidt et al. (2005).

Los periodos de retorno de 10, 25, 50, 100 y 500 años corresponden con probabilidades de excedencia anual de 10×10^{-2} , 4×10^{-2} , 2×10^{-2} , 1×10^{-2} , 2×10^{-3} . Por lo tanto, el periodo de retorno de un sismo capaz de producir aceleraciones horizontales de 0,05 g, 0,10 g, 0,15 g y 0,20 g (valores empleados en el presente trabajo para calcular la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos), es de 0,97 años, 6,04 años, 20,2 años y 52,5 años, como se resume en el Cuadro 12.

Además, de acuerdo al Colegio Federados de Ingenieros y Arquitectos (2015), para el área de estudio ubicada en la zona sísmica II y con un perfil de suelo del tipo S2, se deben considerar aceleraciones sísmicas para en análisis de la estabilidad de 0,15 g a 0,20 g.

Cuadro 12. Periodo de retorno para diferentes valores de aceleración sísmica.
Fuente: Modificado de Schmidt et al. (2005).

Aceleración (2/3*PGA) [%g]	Periodo de retorno [años]
5	0,97
10	6,04
15	20,2
20	52,5

En el Cuadro 13 se presenta la clasificación utilizada para los resultados del cálculo de la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos bajo condiciones pseudoestáticas dicha clasificación fue propuesta por Mora (2010).

En las Figuras 47, 48, 49 y 50, se presentan los mapas con los resultados de la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones secas, en las Figuras 51, 52, 53 y 54, se encuentran resultados de condiciones que se han denominado como parcialmente saturadas, ya que se encuentran en un punto intermedio entre condiciones saturadas y secas y por último en las Figuras 55, 56, 57 y 58 se presentan los resultados en condiciones saturadas.

Cuadro 13. Clasificación de la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas.

Probabilidad de ocurrencia de deslizamientos		Clasificación de la probabilidad
0% – 6,25 %		Muy baja
6,25% – 12,5 %		Baja
12,5 – 25 %		Moderada
25 – 50 %		Alta
50 – 100 %		Muy alta

Evidentemente, conforme aumenta el valor de aceleración sísmica utilizado aumentan las áreas con probabilidad alta y muy alta a deslizarse, tanto en condiciones secas como saturadas. Sin embargo, debido a que una condición de suelos completamente saturados es muy difícil que se presente en la naturaleza, se esperaría que un escenario real se encuentre en algún punto intermedio entre los resultados encontrados.

De los escenarios posibles que se simularon, el más problemático de todos, observable en la Figura 58 se presenta en un suelo completamente saturado, bajo una aceleración sísmica de 0,2 g.

Esta situación se puede ejemplificar con un sismo conocido como lo es el Sismo de Cinchona, ocurrido en el 2008 en la provincia de Alajuela. A 23,6 km del epicentro, la estación sísmica AALX del Laboratorio de Ingeniería Sísmica de la Universidad de Costa Rica, reportó una aceleración pico del suelo (PGA) de 169,0 cm/s² (Climent y Moya, 2009), sin embargo, la aceleración de importancia en este caso es la aceleración sostenida, la cual representa de un 70% a un 80% de la aceleración total (Laboratorio de Ingeniería Sísmica, 2011).

Conociendo que el valor de aceleración sostenida es de un 126 cm/s² aproximadamente se logra calcular el valor de aceleración el 0,10 g, siendo la mitad

de la aceleración simulada para el peor de nuestro escenario. De esta manera se comprueba la baja probabilidad de ocurrencia de la situación ejemplificada en la Figura 58. Sin embargo, se debe tomar en cuenta que la estación ICBM que se encuentra a 14,4 km del epicentro de este mismo sismo tuvo aceleraciones de 658 cm/s^2 , correspondiendo a aceleraciones sostenidas de 0,5 g.

En la Figura 59 se observan los porcentajes del área de estudio según la clasificación de la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones dinámicas y suelos secos para diferentes valores de aceleración de sísmica, en la Figura 60 se presentan los porcentajes para suelos parcialmente saturados y los mismos valores de aceleración sísmica.

Por último, en las Figuras 61 presentan los porcentajes en condiciones de suelo completamente saturado. Es importante destacar el incremento en áreas con alta probabilidad a deslizarse, conforme se aumenta la cantidad de agua en el suelo y las aceleraciones sísmicas.

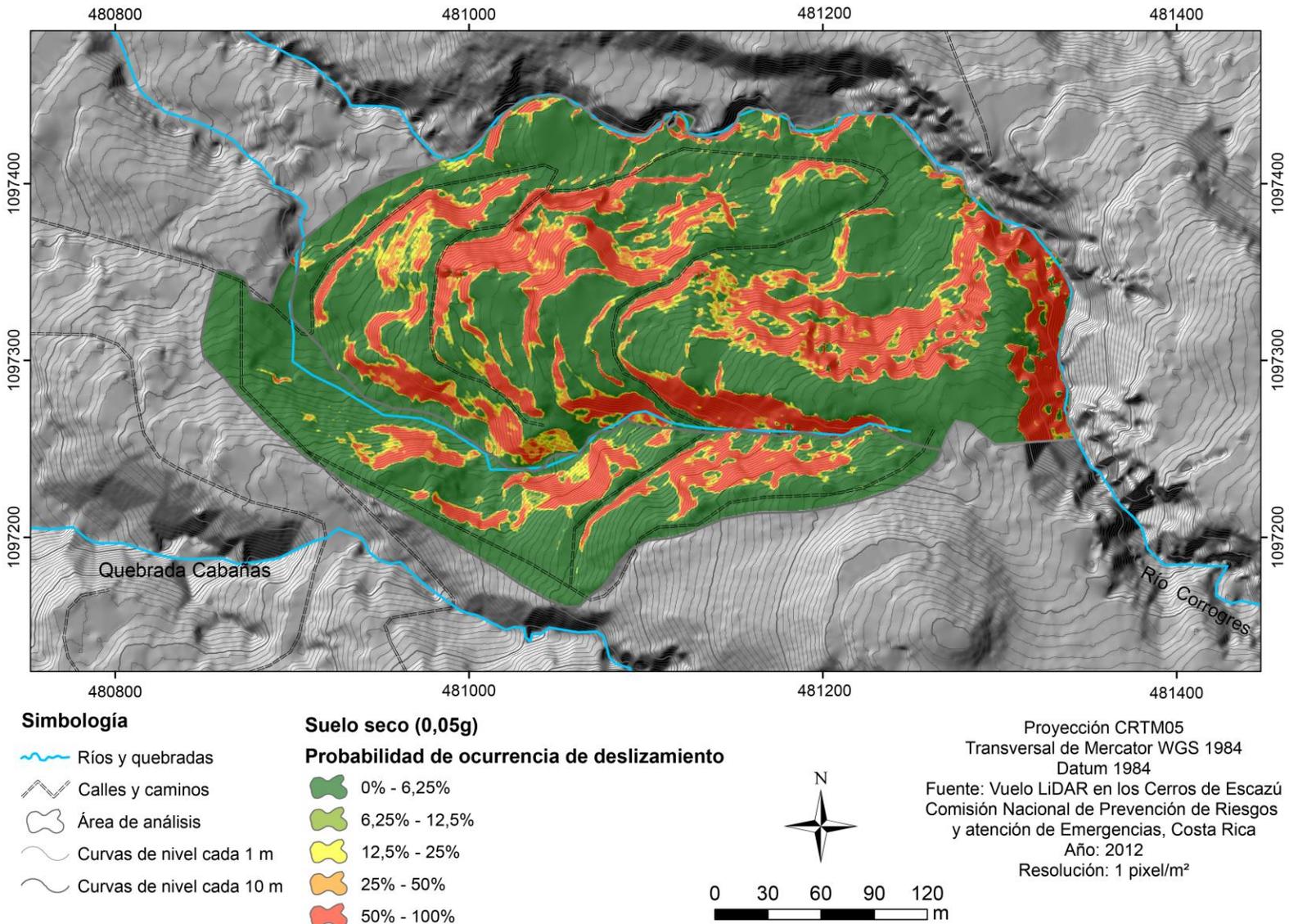


Figura 47. Resultados del análisis de estabilidad con la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas con una aceleración de la gravedad de 0,05 y suelo seco.

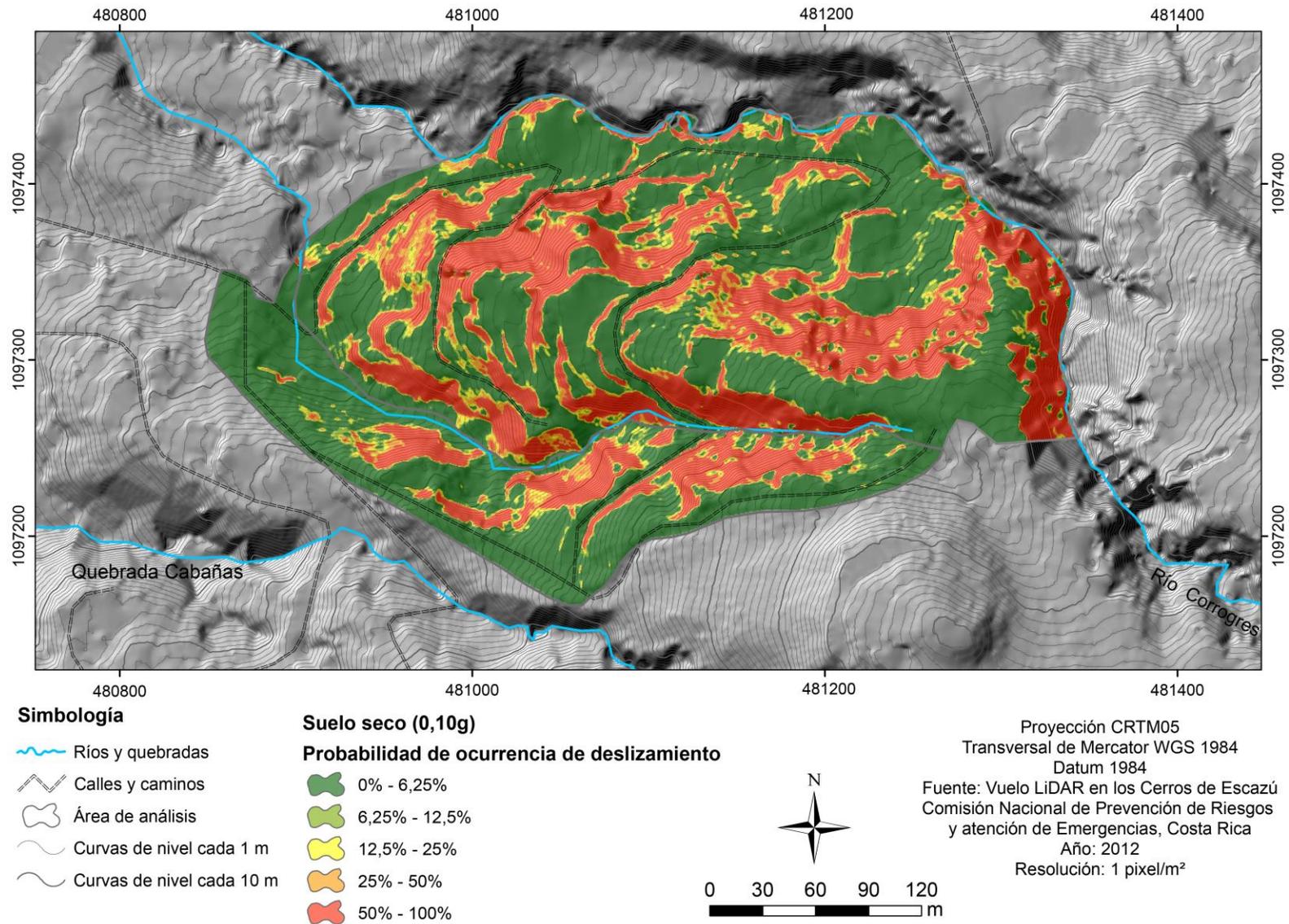


Figura 48. Resultados del análisis de estabilidad con la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas con una aceleración de la gravedad de 0,10 y suelo seco.

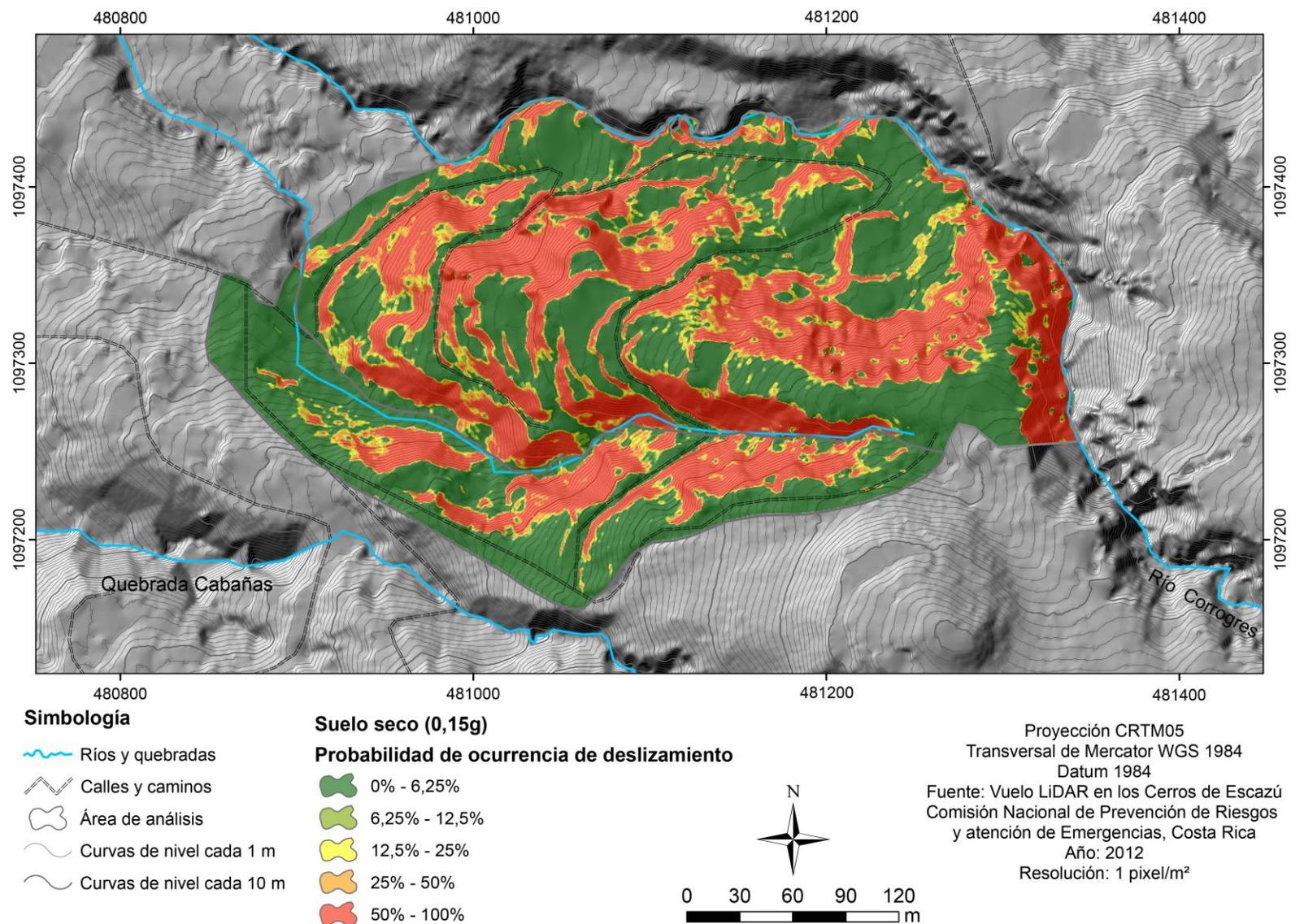


Figura 49. Resultados del análisis de estabilidad con la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas con una aceleración de la gravedad de 0,15 y suelo seco.

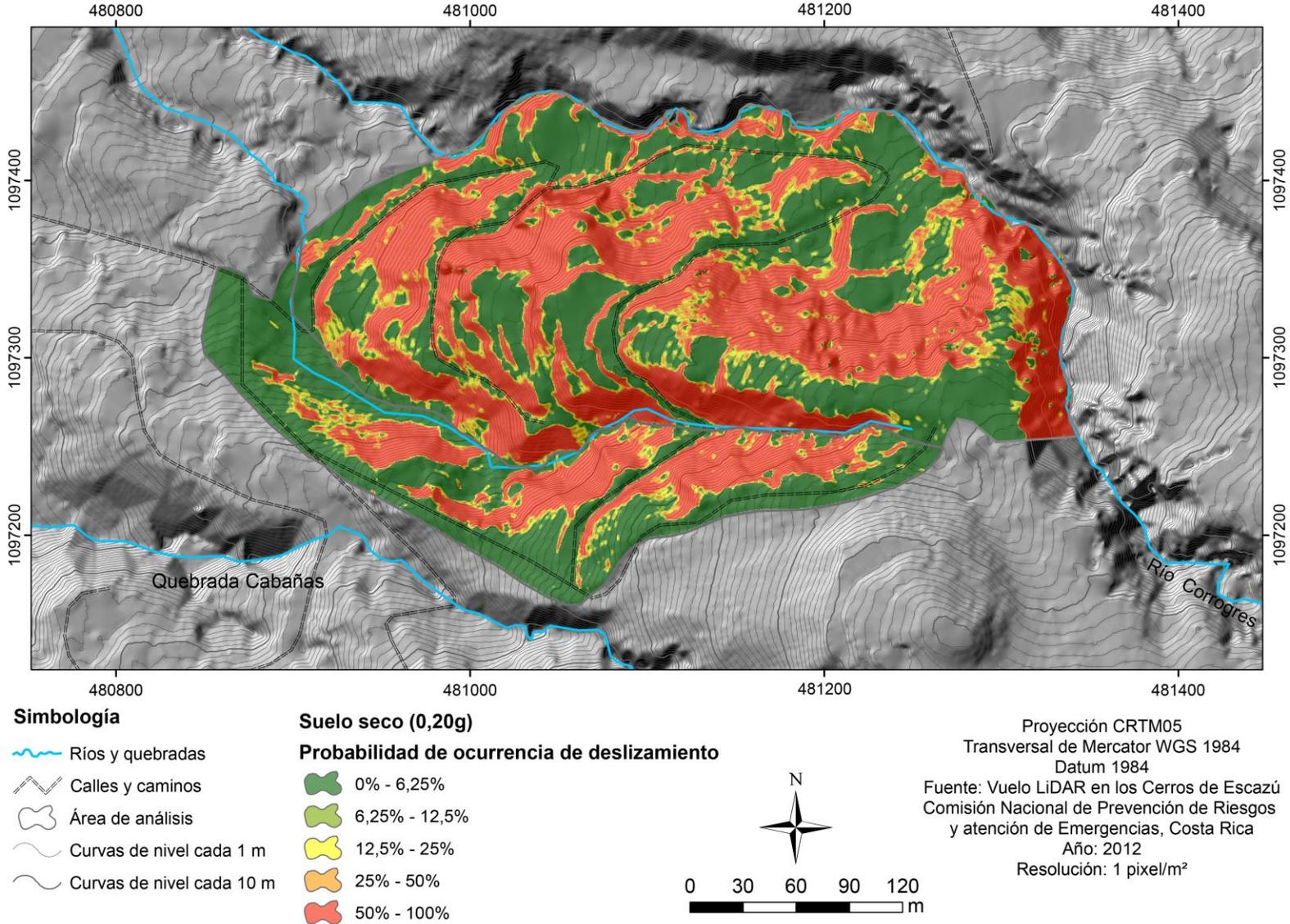


Figura 50. Resultados del análisis de estabilidad con la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas con una aceleración de la gravedad de 0,20 y suelo seco.

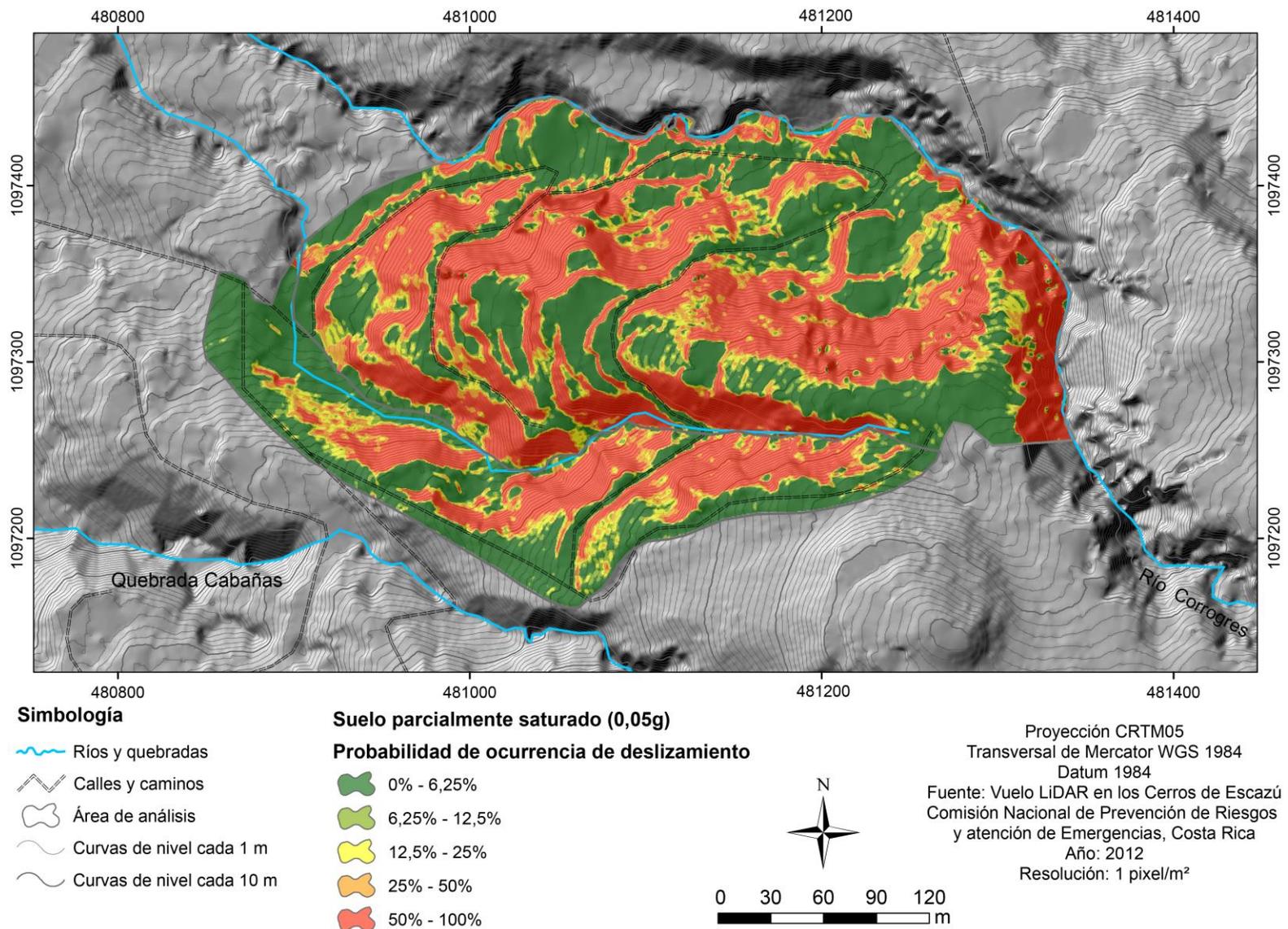


Figura 51. Resultados del análisis de estabilidad con la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas con una aceleración de la gravedad de 0,05 g y suelo parcialmente saturado.

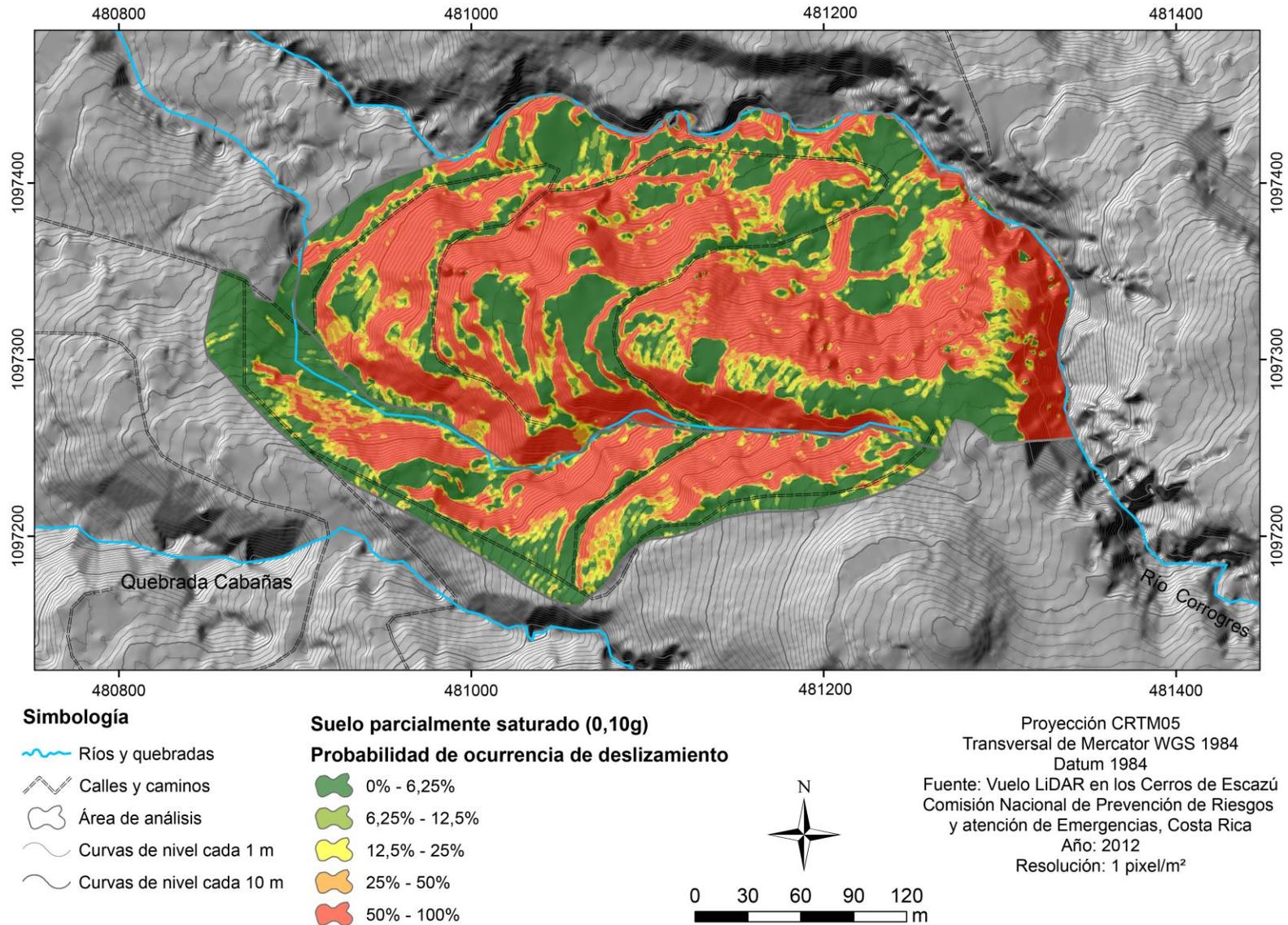


Figura 52. Resultados del análisis de estabilidad con la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas con una aceleración de la gravedad de 0,10 g y suelo parcialmente saturado.

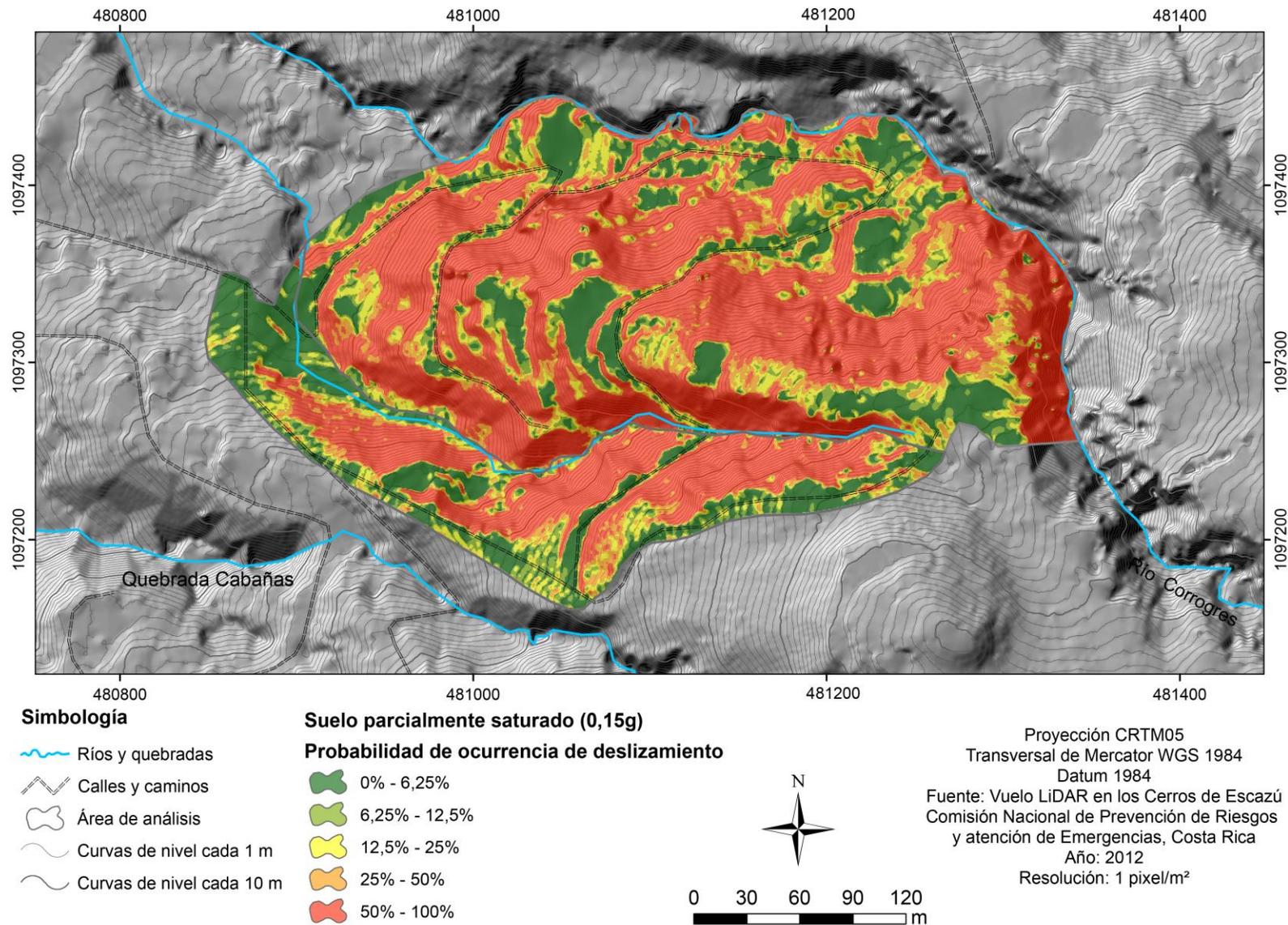


Figura 53. Resultados del análisis de estabilidad con la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas con una aceleración de la gravedad de 0,15 g y suelo parcialmente saturado.

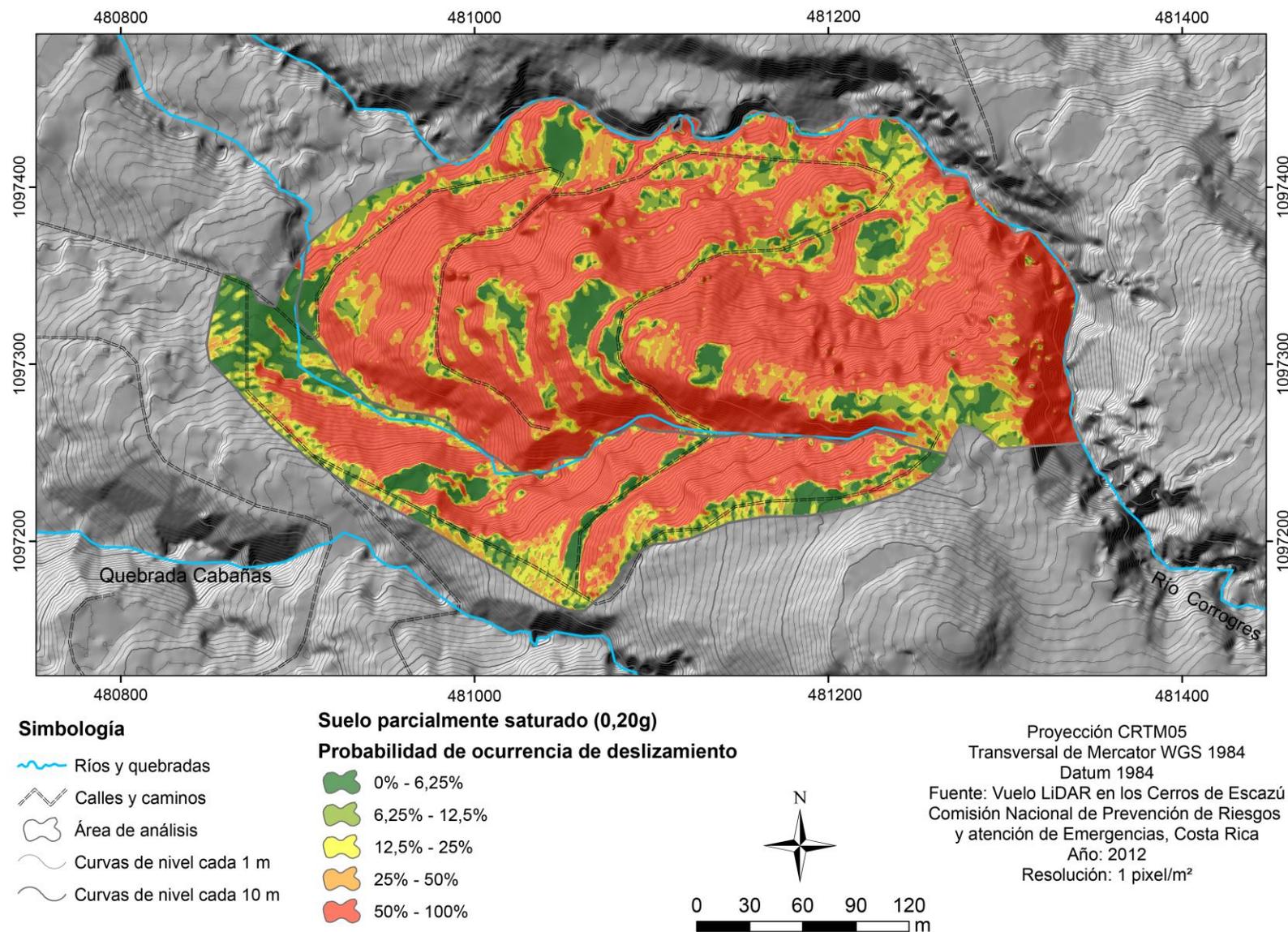


Figura 54. Resultados del análisis de estabilidad con la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas con una aceleración de la gravedad de 0,20 g y suelo parcialmente saturado.

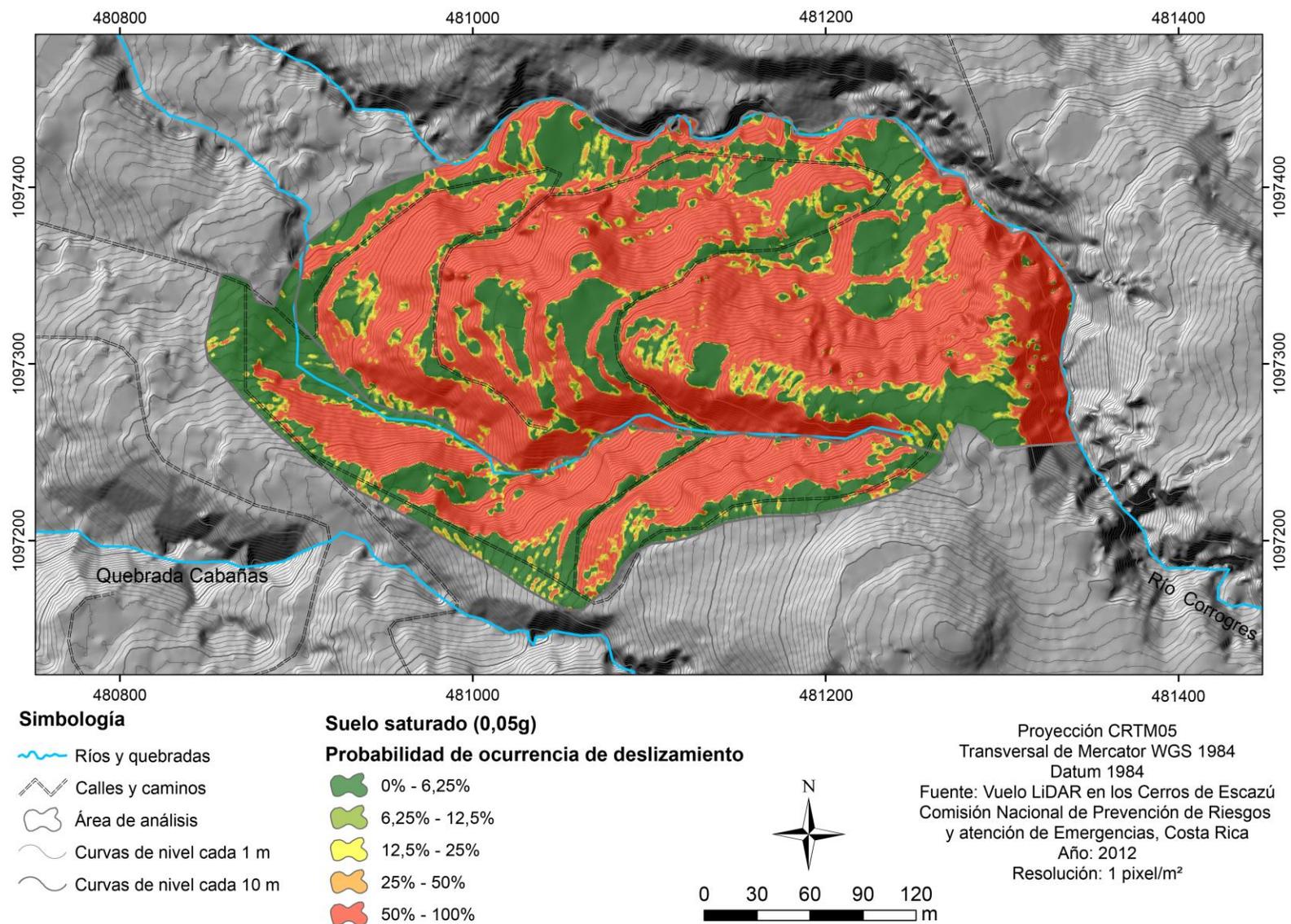


Figura 55. Resultados del análisis de estabilidad con la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas con una aceleración de la gravedad de 0,05 g y suelo saturado.

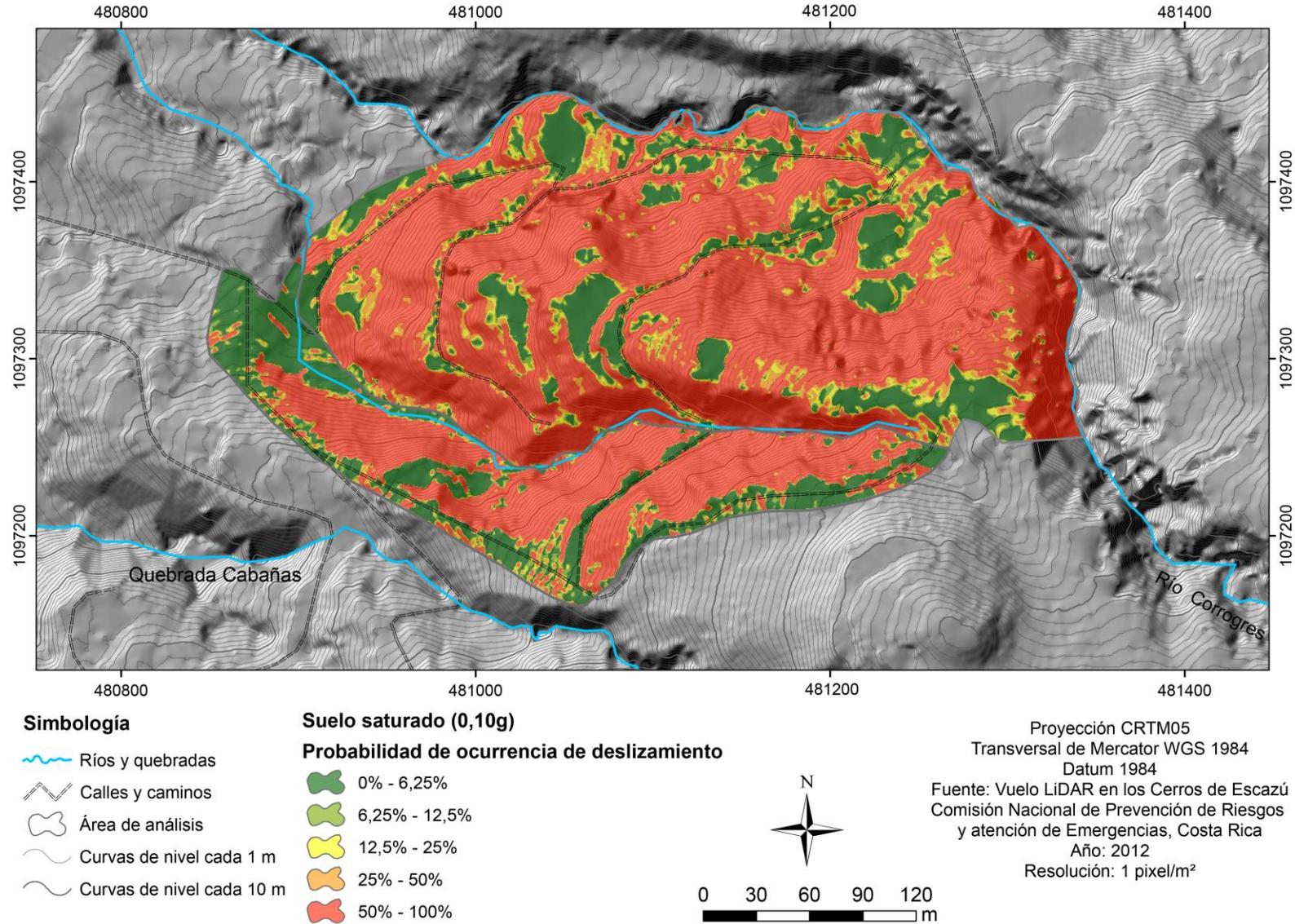


Figura 56. Resultados del análisis de estabilidad con la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas con una aceleración de la gravedad de 0,10 g y suelo saturado.

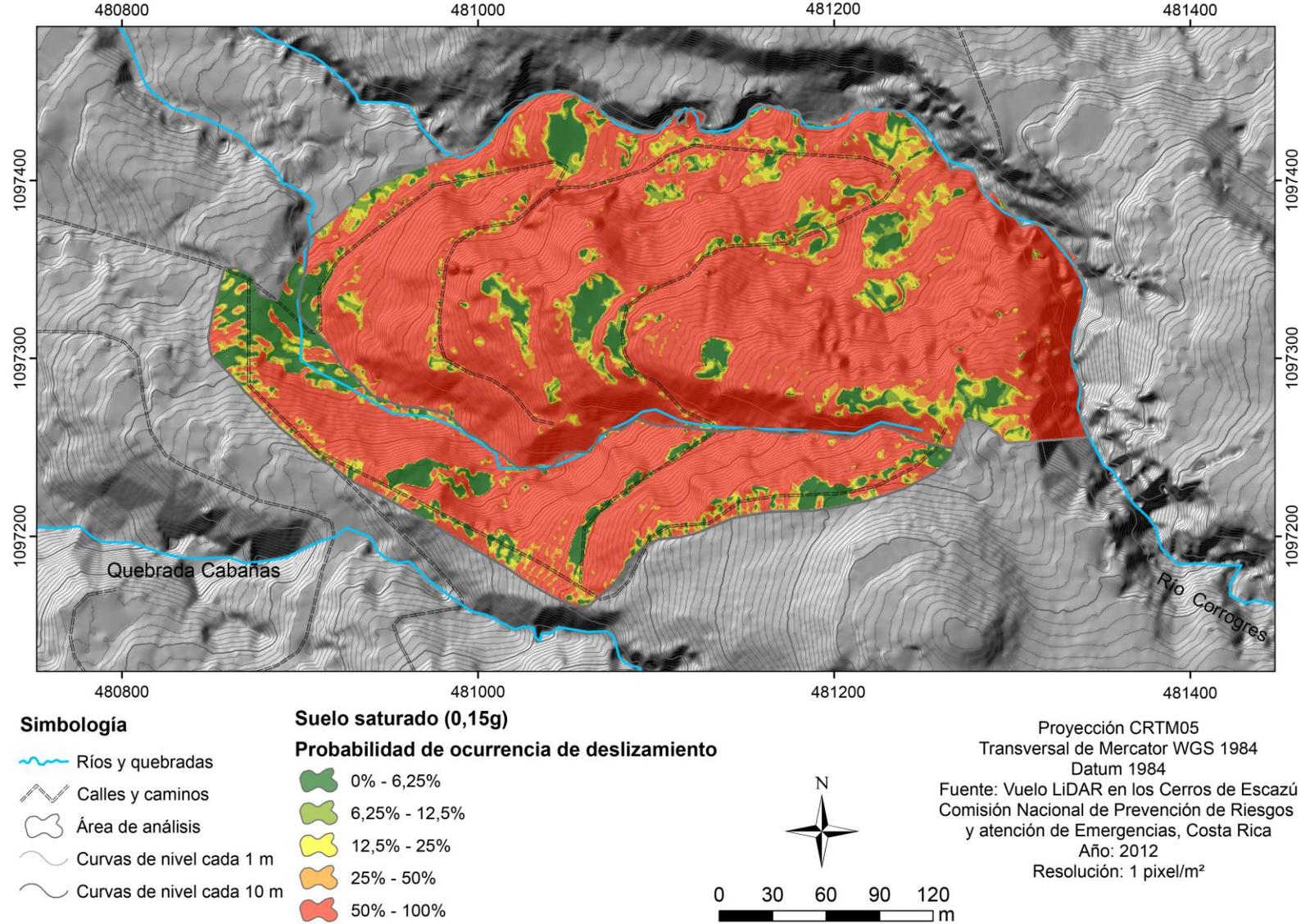


Figura 57. Resultados del análisis de estabilidad con la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas con una aceleración de la gravedad de 0,15 g y suelo saturado.

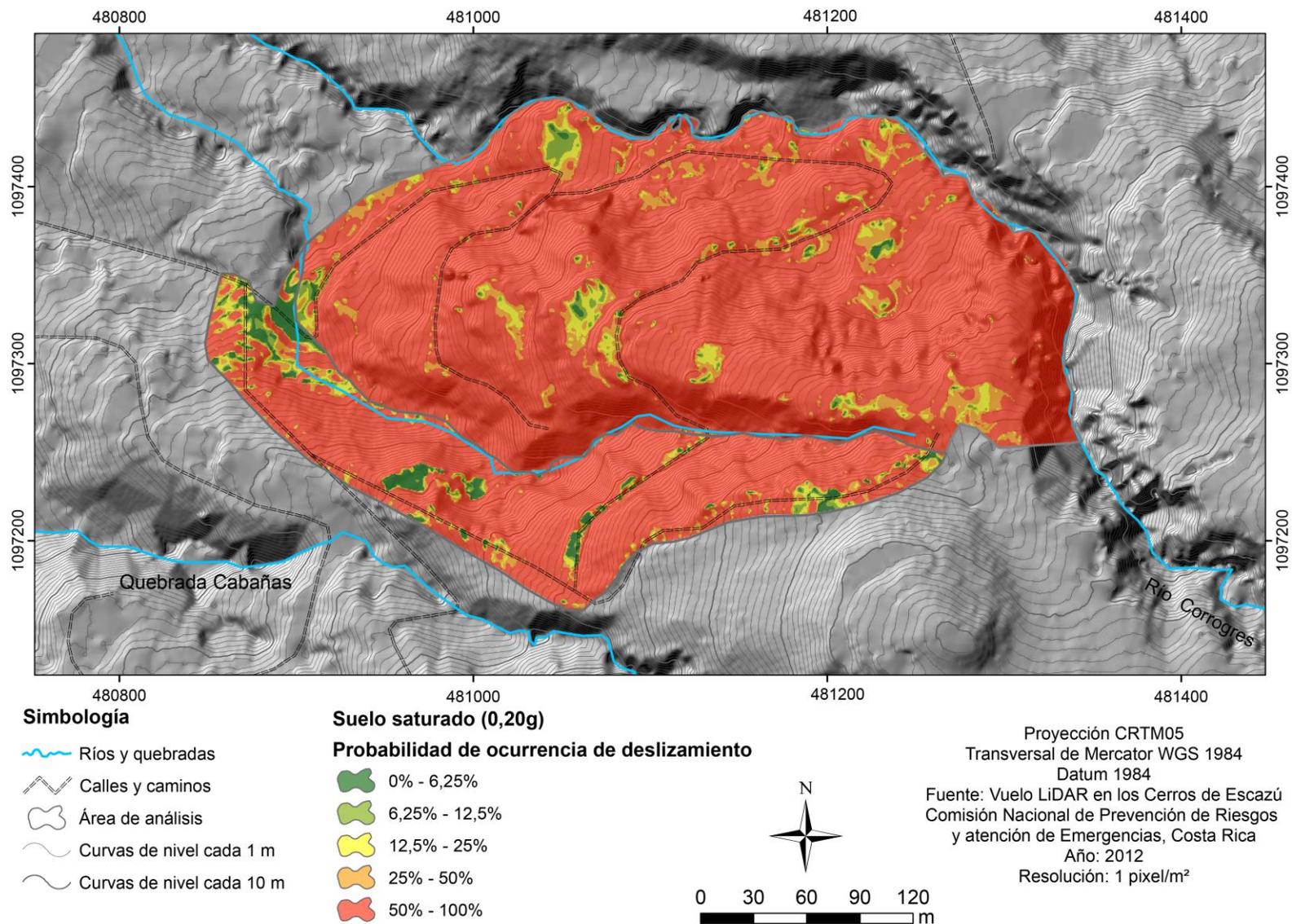


Figura 58. Resultados del análisis de estabilidad con la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas con una aceleración de la gravedad de 0,20 g y suelo saturado.

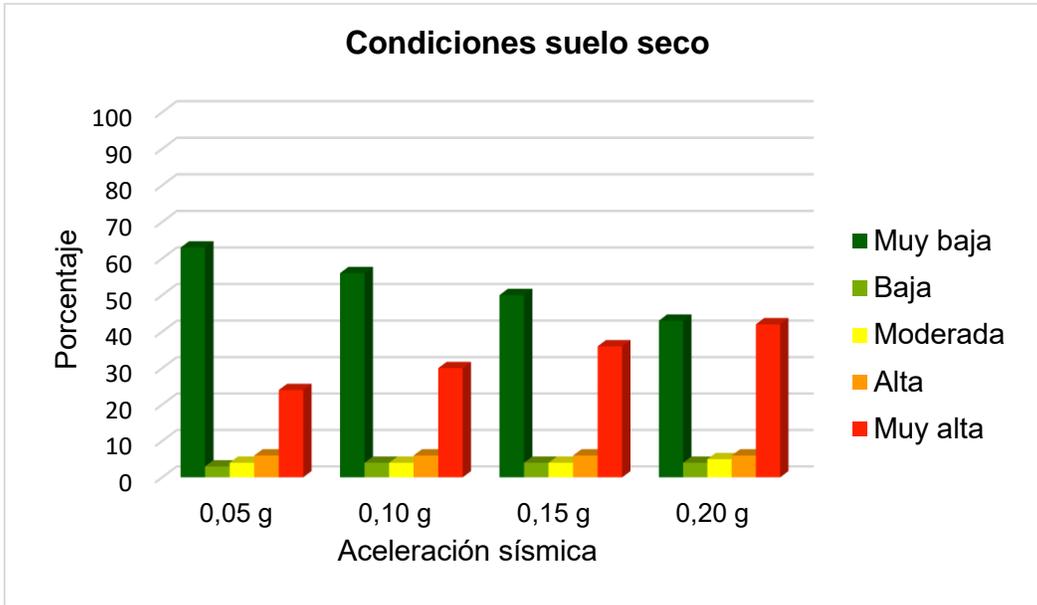


Figura 59. Comparación de los porcentajes del área de estudio según los resultados del análisis de estabilidad en condiciones pseudoestáticas con suelo seco.

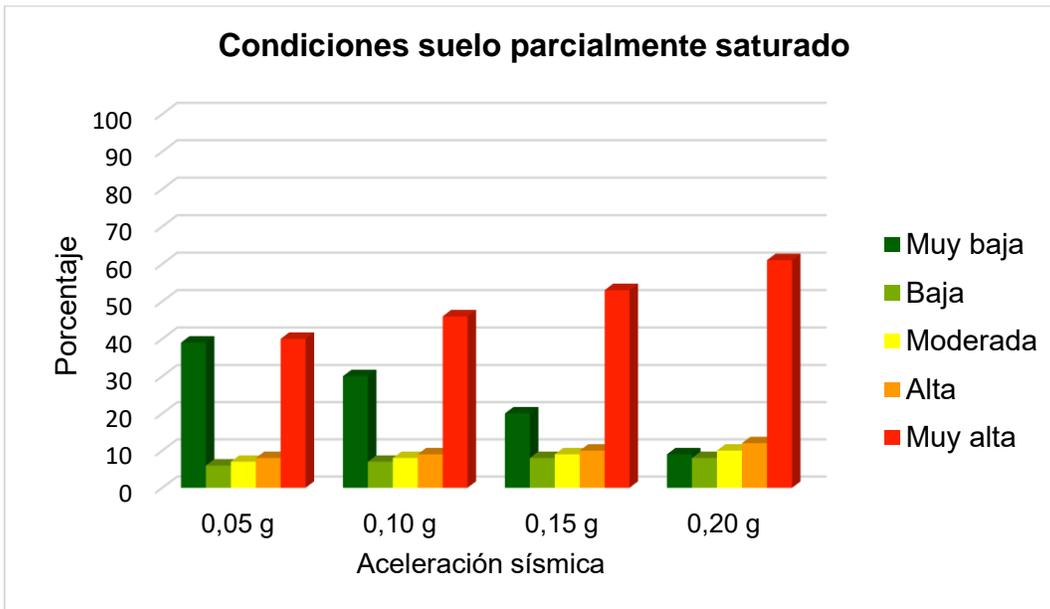


Figura 60. Comparación de los porcentajes del área de estudio según los resultados del análisis de estabilidad en condiciones pseudoestáticas con suelo parcialmente saturado

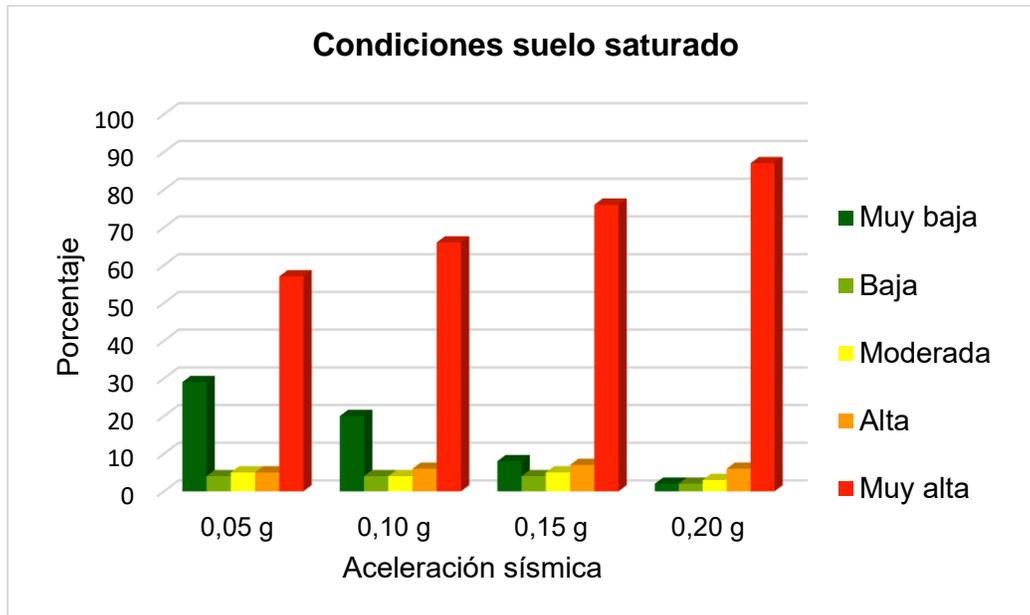


Figura 61. Comparación de los porcentajes del área de estudio según los resultados del análisis de estabilidad en condiciones pseudoestáticas con suelo saturado.

11.5. Combinación de condición de suelo saturado y sismo

Para el mes de setiembre del 2018, la ciudad de Atsuma, Hokkaido, en Japón, se vio afectada por dos procesos naturales de origen meteorológico y sismológico que actuaron casi de manera simultánea.

Para la semana del 29 de agosto al 5 de setiembre, los poblados cercanos a Tokio, vivieron lo que se considera como el tifón más fuerte de los últimos 25 años. El tifón Jebi, ocasiono precipitaciones del orden de los 100 mm, y a pesar de la lejanía con la ciudad de Atsuma, Hokkaido, las precipitaciones fueron abundantes (Takabate et al., 2018)

El 5 de setiembre a las 18:08 UTC, se presentó un sismo de 6.6 en la Magnitud Momento (USGS, 2018), generando Intensidades de hasta IX en la escala de Mercalli Modificado, e incluso con aceleraciones máximas (PGA) de 70% de la gravedad. La combinación de ambos eventos puede provocar el disparo de deslizamientos, como sucedió en Atsuma.

En la Figura 62 se observan los resultados del ejemplo mencionado anteriormente donde la suma de un tifón de abundantes precipitaciones y un sismo de magnitud e intensidad importante. En la imagen satelital de 2017 se observan laderas cubiertas de vegetación, sin embargo, para la imagen satelital del 2018 los cambios en la cobertura vegetal son debido a deslizamientos, las coronas de estos deslizamientos pueden alcanzar hasta los 150 m. El disparo de estos deslizamientos es asociado a la combinación del sismo y de abundantes precipitaciones.

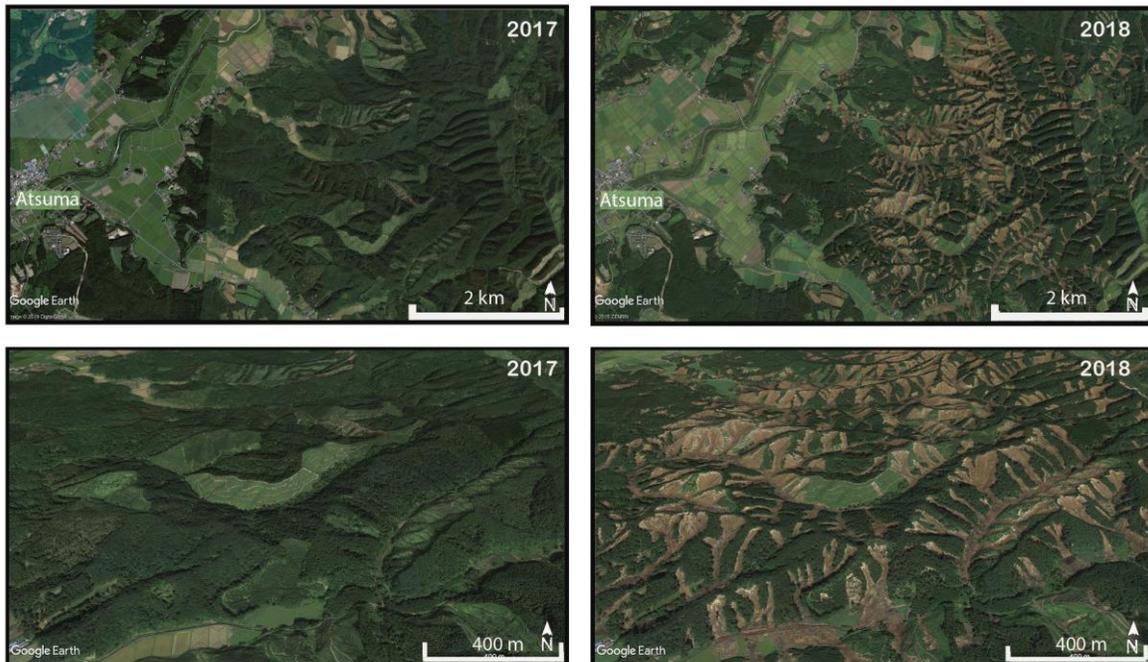


Figura 62. Hokkaidō, Japón. Las fotografías del año del 2017 corresponden con el 31 de agosto del 2017 mientras que las fotografías del 2018 son imágenes satelitales del 10 de setiembre del 2018, cuatro días después del evento sísmico, y aproximadamente 10 día después del tifón.

12. DISCUSIÓN

Un resumen comparativo de la variación de los porcentajes de área de estudio según la clasificación de la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas, para suelos secos y saturados, variando el valor del coeficiente de aceleración sísmica se presenta las Figuras 59, 60 y 61.

Estos gráficos comparativos permiten observar la relación directamente proporcional que existe entre el aumento de la probabilidad de deslizamiento y el aumento de la aceleración utilizada y la relación entre el aumento en la probabilidad de deslizamientos conforme se aumenta el grado de saturación.

De igual forma que con los resultados en condiciones estáticas, los mapas de probabilidad de ocurrencia de deslizamientos permiten observar la gran influencia que tiene la saturación de los suelos en la estabilidad del área de estudio; siendo un peor escenario el de suelos saturados con un sismo pequeño, que el escenario del suelo seco con un sismo extremo.

Finalmente, en el Cuadro 14 se presenta de manera descriptiva una asociación entre las aceleraciones sísmicas, la probabilidad de ocurrencia y la intensidad de los cuatro posibles escenarios sísmicos modelados.

Cuadro 14. Asociación descriptiva de la amenaza sísmica y la probabilidad de ocurrencia. *Fuente:* Modificado de Laporte (2004).

Aceleración sísmica	Tipo	Intensidad	Probabilidad de ocurrencia
0,05	Poco fuerte	V	Alta
0,10	Fuerte	VI	Media
0,15	Muy fuerte	VII	Baja
0,20	Destructivo	VIII	Muy baja

En la Figura 61, se pueden observar condiciones de suelo saturado y aceleraciones sísmicas de 0,20 g, se aprecia que el porcentaje de ocurrencia de un deslizamiento es superior a 87% en el área de la propiedad, lo cual es un escenario poco probable, y muy complicado, sin embargo, no es imposible en ocurrencia.

A partir de los apartados de probabilidad de ocurrencia de deslizamientos, geomorfología, demarcación de áreas susceptibles a inundaciones, se ha creado una microzonificación del área de estudio, donde se destaca el uso de suelo posible

que se puede asignar para el área de estudio, sin embargo, se debe destacar que cada decisión a tomar debe contemplar más estudios a fondo.

12.1. Microzonificación del área de estudio

Utilizando los resultados obtenidos de los ensayos de campo y de laboratorio, las observaciones durante las giras de campo, los aspectos geomorfológicos, los resultados del modelamiento de la estabilidad del área de estudio, y el criterio de experto en geología, se realizó una propuesta de microzonificación para diferentes usos de los suelos en el área de estudio (Figura 63).

Para cada una de las zonas establecidas en la propiedad (Figura 63) se recomiendan una serie de medidas correctivas, obras de protección, restricciones y/o prohibiciones en cuanto al uso del suelo, con el fin lograr un balance entre el medio y las posibles obras a desarrollar, dentro de un pensamiento de gestionar los riesgos asociados al proyecto.

12.1.1. Zona de desarrollo condicionado a estabilidad

Al sur del área de estudio, se podrán desarrollar con obras de infraestructura siempre y cuando se atiendan los problemas de estabilidad que se producen en la margen izquierda de la quebrada que corre al sur del área de estudio; de forma que se garantice la seguridad de las posibles obras en dicho sector.

12.1.2. Zona de desarrollo condicionado a terraceo y estabilidad

Se restringe la construcción de obras civiles a una previa estabilización de los taludes, mediante un diseño de cortes en terrazas, disminuyendo la altura y pendiente de las laderas mediante la remoción de suelo. Además, tanto al norte como al sur de dicha zona se deberán realizar trabajos de conservación, remediación y bioestabilización, de acuerdo a como se establezca en investigaciones detalladas para el desarrollo de obras de infraestructura.

12.1.3. Zonas de conservación y bioestabilización para el desarrollo

Corresponden con la margen izquierda de la quebrada al sur del área de estudio. No se recomienda realizar ninguna construcción o el desarrollo de cualquier tipo de asentamiento humano u obra. Esta zona deberá ser dedicada a la conservación y reforestación de especies arbóreas endémicas y/o la siembra de especies de raíces profundas que funcionen como bioestabilizadores. En caso de desarrollo de infraestructura en las zonas aledañas, se deberá estudiar si es necesario realizar obras de estabilización mayores para garantizar la seguridad del proyecto.

12.1.4. Zona de remediación, conservación y bioestabilización para desarrollo

Es de suma importancia al encontrarse aledaña a zonas para el desarrollo de infraestructura, y al mismo tiempo presentar deslizamientos recientes activos y antiguos. Este sector posee una alta a muy alta probabilidad de ocurrencia de deslizamientos tanto en condiciones estáticas como dinámicas. Por lo tanto, son laderas que deberán ser intervenidas y bioestabilizadas si se desea desarrollar alguna obra en las partes planas cercanas a las mismas.

Además, de la mano con el avance de los proyectos de infraestructura, se deberá estudiar puntualmente la estabilidad de los taludes, para garantizar la seguridad de la obra y proponer medidas de remediación en caso de ser necesario.

12.1.5. Zona de conservación y bioestabilización

Corresponde con grandes deslizamientos activos y antiguos, así como depósitos de deslizamiento y terrazas aluviales, por lo que no se considera una zona apta para el desarrollo y deberá ser dedicada por completo a la conservación y reforestación para mantener el equilibrio de la cuenca dentro de la zona de estudio.

12.1.6. Zonas propensas a inundaciones

Se encuentran al norte del área de estudio, y se denominan de esta manera, ya que, para octubre del 2017, se observó como el río Corrogres fácilmente puede acceder a estas, e inundarlas, por lo que la construcción de cualquier obra en esta zona podría en peligro la seguridad de la misma.

12.1.7. Zonas de retiro de los ríos y quebradas

Constituyen una franja de 10 m medidos de forma horizontal a ambos lados del efluente, tal y como lo establece la Ley Forestal para las zonas urbanas. Para estas áreas se recomienda conservar y reforestar a modo de protección ante eventos futuros.

Cuadro 15. Cantidad de área para cada zona de la microzonificación.

Zona	Área (m ²)	Porcentaje de área (%)
Zona de desarrollo condicionado a estabilidad	8902,6	9,6
Zona de desarrollo condicionado a terraceo y estabilidad	8166,4	8,8
Zona de conservación, bioestabilización para desarrollo	10228,7	11,1
Zona de remediación, conservación y bioestabilización para el desarrollo	13704,9	14,8
Zona de conservación y bioestabilización	30602,6	33,1
Zona de retiro de ríos y quebradas	14883,2	16,1
Zona propensa a inundación	5979,8	6,5

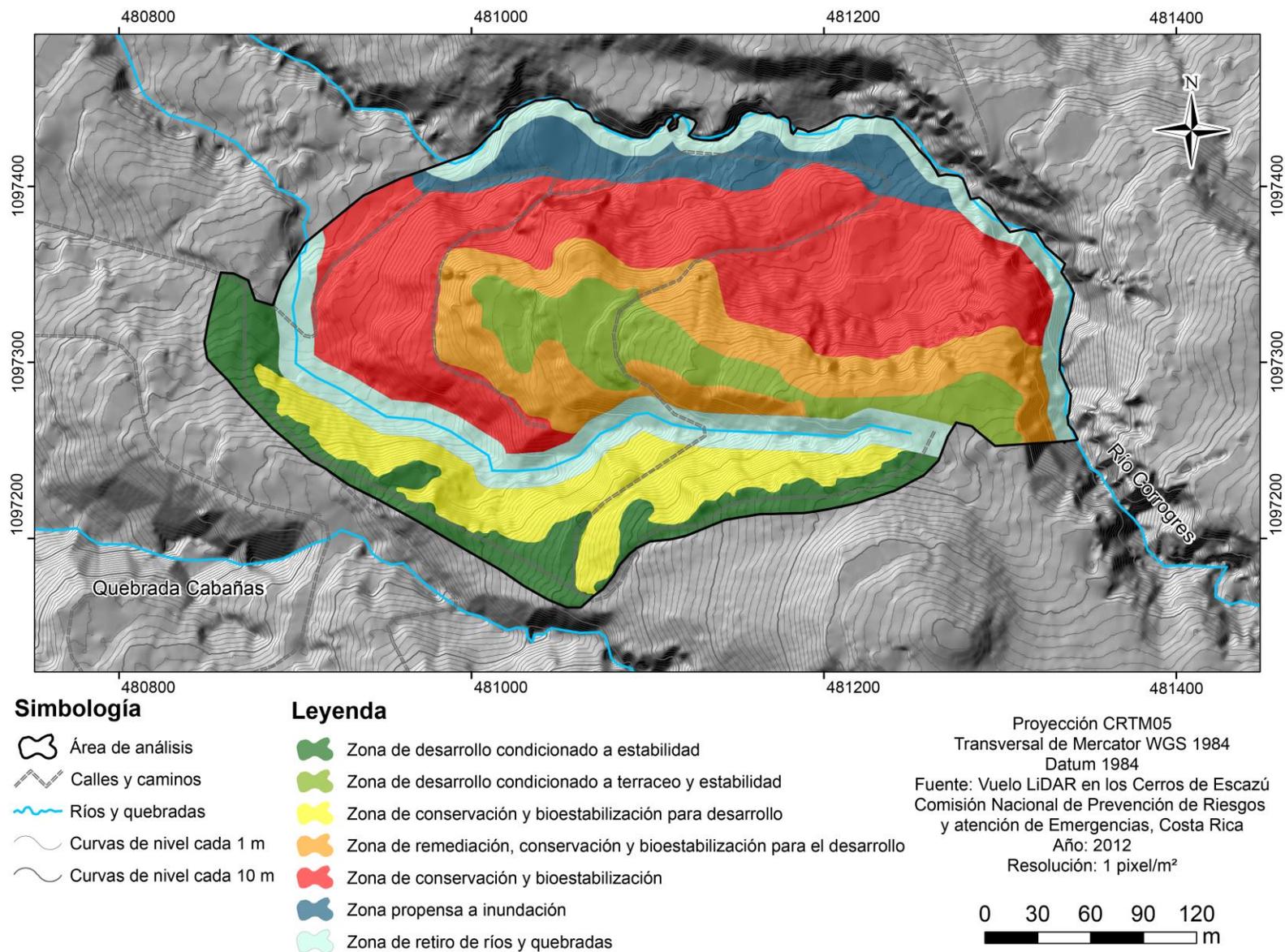


Figura 63. Microzonificación del uso recomendado del suelo para el área de estudio.

13. CONCLUSIONES

El contexto geomorfológico de la finca indica la presencia de flujos de detritos de hasta de 20 m de espesor, vienen desde el este con clastos de tamaños decimétricos a métricos, soportados por una matriz que va desde limo elástico de plasticidad intermedia, hasta arcilla delgada arenosa y gravosa de baja a intermedia plasticidad.

También como parte del contexto geomorfológico de la propiedad y sus alrededores, se afirma que están compuestos por flujos de detritos y piroclásticos, los cuales están separados por dos quebradas y un río, las cuales posee valles de pendiente fuerte, en ocasiones con pendientes superiores a los 55°.

Geotécnicamente, la naturaleza de dichos materiales provoca una complejidad adicional a la hora de obtener sus características físicas y mecánicas, con una evidente diferenciación entre la matriz y los bloques consistentes; así como sus proporciones.

Es importante mencionar el incremento de áreas impermeabilizadas que está sufriendo la cuenca del río Corrogres, y de esta manera un incremento en la cantidad de precipitaciones puede causar caudales de avenida y generar problemas de escorrentía e inundaciones en la propiedad.

En los resultados de los ensayos de laboratorio es posible observar comportamientos claros. Las muestras FCm-02 y FCM-05 son suelos finos, limosos, y con mayor plasticidad que los materiales encontrados en FCm-01, FCm-03 y FCm-04. Estos presentan una granulometría más variada con presencia de gravas, arena, limos y arcilla, un perfil típico de un flujo de detritos.

La capacidad de soporte se encuentra en general por encima de las 50 kPa, y aumenta en profundidad, sin embargo, algunas áreas de los polígonos de Thiessen poseen capacidades de soportes menores al promedio.

La tomografía eléctrica permitió identificar la continuidad de los flujos hasta una profundidad de más de 20 m, con presencia de bloques métricos. No fue posible identificar a la profundidad de exploración el cambio al basamento sobre el que se depositaron los flujos, sin embargo, se establecen horizontes basados en la densidad de bloques.

También se debe destacar la presencia de varios deslizamientos, activos e inactivos, donde se lograron medir espesores de suelos entre 0,9 m y 9 m, donde la concentración de datos de estos espesores aumenta alrededor de los 2 m. Geográficamente estos deslizamientos que se encuentran distribuidos por toda la propiedad; con dirección de movimiento de los depósitos predominante al norte y noroeste.

Al observar los mapas de análisis de estabilidad con la probabilidad de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas, y con suelos saturados, se puede notar el comportamiento característico del suelo, indicando que su mayor problema no son las aceleraciones, si no la cantidad de agua, ya que, en condiciones de suelo saturado, el panorama se vuelve más difícil.

Al analizar los mapas generados a partir del análisis de estabilidad con la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos, se destaca que entre más pendiente se tenga, más afectaciones se pueden presentar en caso de sismos, en especial en los cañones de los ríos, donde se presentan las pendientes más altas, por lo que es importante brindar la atención suficiente a situaciones que puedan provocar alteraciones en el río, en el momento que ocurre un sismo.

El principal factor que contribuye con la incertidumbre del modelo, es la asociada con la realización de los ensayos de laboratorio y los parámetros de entrada al software. Por ejemplo, excluir de los modelos la cohesión que aportan las raíces y la carga de los árboles, así como modelar para condiciones extremas de coeficientes de presión de poro.

Al tratarse de un análisis probabilístico hay que tener presente que la calidad de los modelos está directamente relacionada con el tamaño de la muestra, en este caso se contaba con 5 muestras de suelo, cantidad que no es estadísticamente representativa, dificultando los cálculos de las medidas de dispersión, así como, definir el tipo de distribución que representa de mejor manera los datos obtenidos, sin embargo, este modelo se puede aproximar un poco más a la realidad aumentando la cantidad de muestras.

14. RECOMENDACIONES

Se debe realizar un manejo adecuado de las aguas de escorrentía en la totalidad de la propiedad, empleando un sistema de drenaje mediante cunetas, alcantarillas, canales o algún diseño paralelo a la topografía, con el fin de disminuir o disipar la energía cinética del flujo de agua.

Si se continúa con la impermeabilización de áreas de la cuenca, principalmente en el sector superior de esta, los problemas de escorrentía del río continuaran presentándose, por lo que se debe conocer cuáles son los niveles máximos de altura dentro de la propiedad que puede alcanzar el río Corrogres.

El análisis de probabilidad de ocurrencia de deslizamientos presenta resultados de acuerdo a cuatro posibilidades de amenaza sísmica, desde escenarios de poca aceleración (sismos pequeños) y muy frecuentes, hasta eventos destructivos (sismos grandes) muy poco probables con periodos de recurrencia de hasta 500 años. Debe ser decisión del desarrollador del proyecto cuánto riesgo asumir en la obra de acuerdo a las características y uso que le dará a la misma.

Es recomendable acatar como mínimo las sugerencias del mapa del uso recomendado del suelo, ya que el mismo toma en consideración todos los resultados de la investigación realizada y escenarios críticos como periodos prolongados de lluvia que saturarían los suelos, así como eventos sísmicos importantes.

En caso de que se desee construir infraestructura en la zona de estudio es necesario realizar estudios geotécnicos a detalle de las zonas de interés, así como de los taludes aledaños, de forma que se puedan tomar las decisiones de diseño, mitigación y remediación que garanticen la seguridad de la obra, por lo que es importante para futuras investigaciones determinar la probabilidad de cada uno de los eventos simulados en los mapas de probabilidad de ocurrencia de deslizamientos.

Debido a las altas pendientes del área de estudio, así como la facilidad de los suelos de generar deslizamientos al aumentar su volumen de agua, es esencial realizar obras para el control de la erosión y dar un buen manejo a las aguas de drenaje. De igual forma, realizar conservación utilizando especies nativas para brindar soporte a las capas superiores del suelo.

Para cualquier obra de infraestructura a desarrollar en el futuro, se deberán seguir las indicaciones del Código de Cimentaciones de Costa Rica y el Código de Taludes y Laderas de Costa Rica.

15. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aizebeokhai, A., y Oyeyemi, K. (2014) The use of the multiple-gradient array for geoelectrical resistivity and induced polarization imaging. *Journal of Applied Geophysics*. 111, 364-376.
- Alvarado, M. (1982) Estudios sedimentológicos en la Formación Pacacua (Mioceno, Costa Rica). (tesis de pregrado). Universidad de Costa Rica: San José.
- Arias, M. (2007). Modelización directa y comparación de los principales dispositivos geoelectricos. *Ciencia y Tecnología*, 25, 7-23.
- Asociación Costarricense de Geotecnia. (2015) *Código Geotécnico de Taludes y Laderas*. San José Costa Rica: Editorial Tecnológico de Costa Rica.
- Baker R.D., (1 de octubre de 1979). Signal contribution sections and their use in resistivity studies. *Geophysical Journal of the Royal Astronomical Society*. 59(1), 123-129.
- Bowles, J. (1980). *Manual de laboratotio de suelos en Ingeniería Civil*. Bogotá: McGraw-Hill Latinoamericana.
- Campos , D. D. (2016). *Influencia del tamaño y bajas proporciones de bloques en los parámetros del resistencua de los Bimsoils no cementados*. (tesis de maestría). Pontificia Universidad Javeriana: Bogotá.
- Charlton, R. (2008). *Fundamentals of fluvial Geomorphology*. New York: Routledge Taylor & Francis Group.
- Climent A., y Moya, A. (Agosto de 2009). Registros acelerográficos obtennidos durante el terremoto de Cinchona del 8 de enero de 2009, Costa Rica. En M. Jiménez (Presidencia). Simposio llevado a cabo en el X Congreso de Geotecnia, San José Costa Rica.
- Cole, R. A. (2013). *Map-based Probabilistic Infinite Slope Analysisi of the Stephens Creek Watershed, Portland, Oregon*. (tesis de maestría). Portland State University.

- Crespo, C. (2004). *Mecánica de suelos y cimentaciones* (Quinta ed.). México: Limusa.
- Denyer, P. y Arias, O. (1990). Geología de la Hoja Abra. *Revista Geológica de América Central*.
- Denyer, P. y Arias, O. (1991). Estratigrafía de la Región Central de Costa Rica. *Revista Geológica de América Central*. 12,1-59.
- Fernández, D., (2015). *Propuesta de microzonificación geotécnica de la Finca Boschini, San Josecito, Alajuelita: Estudio de estabilidad de taludes y condiciones de cimentación* (tesis de licenciatura). Universidad de Costa Rica, Costa Rica.
- Granados, R., (2013). *Determinación de la probabilidad de ocurrencia de deslizamiento en los suelos derivados de cenizas volcánicas, Mansiones, San Rafael, Montes de Oca, Costa Rica* (tesis de licenciatura). Universidad de Costa Rica, Costa Rica.
- González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson Educación.
- González, L., (2014) *Análisis de caída de bloques de roca con microzonificación de la amenaza en el sector de Bebedero, San Antonio de Escazú* (tesis de licenciatura). Universidad de Costa Rica, Costa Rica.
- Gutiérrez, M. (2008). *Geomorfología*. Madrid: Pearson Educación.
- Hammond, C., Hall, D., Miller, S., & Swetik, P. (1992). *Level I Stability Analysis (LISA) Documentation for Version 2.0: general technical report INT-285*. Utah: U. S. Dept. of Agr. Forest Service.
- Haneberg, W. (2004) A Rational Probabilistic Method for Spatially Distributed Landslide Hazard Assessment. *Environmental & Engineering Geoscience*. (10) 27-43.

- Haneberg, W. (2005). *PISA: Probabilistic Infinite Slope Analysis. User Manual*. CA: Haneberg Geoscience.
- Laboratorio de Ingeniería Sísmica, (2011): *Instituto de Investigaciones en Ingeniería INII*.: Universidad de Costa Rica. Recuperado de: <http://www.lis.ucr.ac.cr>
- Laporte, M. (2004). *Propuesta para la escogencia del coeficiente dinámico para el análisis pseudoestático de estabilidad de taludes*. Consultora independiente en Ingeniería Geotécnica e Ingeniería Sísmológica, San José, Costa Rica.
- L'Herminier, R. (1961). *Fondations superficielles. En Fifth International Conference on Soil Mechaanics and Founation Engineering (Vol. 1, pp. 713–717). Paris, France.*
- Karamouz, M., Moridi, A., & Nazif, S. (2010). *Urban Water Enginerring and Management*. New York: CRC Press.
- Martínez, Á., Sánchez, D. M., Orbezo, D., & Fernandez, M. Á. (2014). Los ensayos "in situ" de penetración dinámica continua y su utilización en México. *XXVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*. Pto. Vallarta, Jalisco: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A.C.
- Medley, E., & Goodman , R. (1994). Estimating the block volumetric proportions of melange and similar block-in-matriz rocks (bimrocks). *1st North American Rock Mechanics Symposium*. American Rock Mechanics Association.
- Medley, E., & Sanz, P. (2004). Caracterización of Bimrocks (Rock/soil mixtures) with application to slope stability problems. *EUROCK 2004 & GEOMECHANICS COLLOQUIUM*. Salzburg.
- Mora, R., (2010) Estabilidad en condiciones estáticas y probabilidad de ocurrencias de deslizamientos en condiciones pseudoestáticas de las laderas del bajo los Anonos, San Rafael, Escazú, San José. *Ingeniería* (20):41-49.
- Mora, S., & Vahrson, V. (1994). Macrozonation Methodology for Landslide Hazard Determination. *Association of Engineering Geologist*, (31), 49-48.

- Mora, R. y González, A. (2014). *Determinación de la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones estáticas y dinámicas del terreno propiedad del Centro Agrícola Cantonal, Frailes, Desamparados*. Servicios Especializados de Laboratorio de Suelos y Rocas, Universidad de Costa Rica.
- Mora, R., González, L., Campos, F. y Castro J. (2015). *Determinación de la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones estáticas y dinámicas en el cantón de San José, Costa Rica*. Servicios Especializados de Laboratorio de Suelos y Rocas, Universidad de Costa Rica.
- Mora, R., González, L. y Campos F. (2015). *Determinación de la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en condiciones estáticas y dinámicas en los alrededores de la quebrada Los Negritos en la Ciudad Universitaria Rodrigo Facio, Montes de Oca, San José*. Servicios Especializados de Laboratorio de Suelos y Rocas, Universidad de Costa Rica.
- Mora, R., González, L., y Campos, F. (2016). *Determinación de la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos y análisis de la amenaza sísmica en el terreno destinado para el proyecto Alto de Las Palomas*. Servicios Especializados de Laboratorio de Suelos y Rocas, Universidad de Costa Rica.
- Municipalidad de Santa Ana. (2017). *Información del deslizamiento El Picadero*. Recuperado de <https://www.santaana.go.cr>
- Programa de Investigación en Desarrollo Urbano Sostenible (PRODUS). (2016). *Plan Regulador de Santa Ana. Reglamentos de fraccionamientos, urbanizaciones y condominios*. Recuperado de <https://www.santaana.go.cr>
- Quesada, A., & Feoli, S. (2018). Comparación de la Metodología Mora-Varhson y el Método Morfométrico para Determinar Áreas Susceptibles a Deslizamientos en la Microcuenca del Río Macho, Costa Rica. *Revista Geográfica de América Central*, (61),17-45. doi: 10.15359/rgac.61-2.1

- Real Academia Española. (2018), *Definición del término: zonificar*. Recuperado de: <https://www.rae.es/>
- Reynolds, J. (1997). *An Introduction to Applied and Environmental Geophysics*. Londres, Inglaterra: Wiley.
- Ruiz, P. y Soto, G. (2014). *Preparación del mapa de susceptibilidad a deslizamientos utilizando imágenes LIDAR en los Cerros de Escazú, cantones Aserrí, Desamparados, Alajuelita, Santa Ana y Escazú, Costa Rica*. Comisión Nacional de Emergencia.
- Sáez, E. (2010). *Fundamentos de Geotécnia*. Santiago: Pontífica Universidad Católica de Chile.
- Sánchez, F., (sf). *Hidrología y Hidrogeología*. Departamento de Geología, Universidad de Salamanca. Recuperado de: <http://hidrologia.usal.es/>
- Schmidt, V., Moya, A., Climent, A., Rojas., W., Boschini, I. (2005). *Microzonificación sísmica de San José, Costa Rica* (1er ed.) [CD-ROM]. San José: Editorial de la Universidad de Costa Rica.
- Stereocarto Centroamérica S.A. (2012). *Vuelo con Tecnología LiDAR sobre los Cerros de Escazú*.
- Suárez, J. (2013). *Deslizamientos: Análisis Geotécnico*. Geotecnología S.A.S. Recuperado de: <http://www.erosion.com.co/>
- Takabatake, T., Mäll, M., Esteban M., Nakamura, R., OO Kyaw, T., Ishii, H., Valdez, J., Nishida, Y., Noya, F. y Shibayama T. (2018). Field Survey of 2018 Typhoon Jebi in Japan: Lessons for Disaster Risk Management. *Geoscience*, 8(412), 1-19. doi: 10.3390/geosciences8110412
- United State Geological Survey, (2018). M 6.6 - 27km ENE of Tomakomai, Japan. Recuperado de: <https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/>

Vidal C., y Romero, H. (2010). Efectos ambientales de la urbanización de las cuencas de los ríos Bío-bío y Andalién sobre los riesgos de inundación y anegamiento de la Ciudad de Concepción. *Concepción Metropolitano (AMC)*, planes procesos y proyectos. Recuperado <http://repositorio.uchile.cl/>

Yoshimoto, T., & Suetsugi, T., (Abril de 1990). *Comprehensive flood disaster prevention measures in Japan*. En H. Massing (Presidencia). Hydrological processes and water management in urban areas. Simposio llevado a cabo por Association of Hydrological Sciences, Duisberg, Alemania.

16. ANEXOS

Datos meteorológicos de precipitación

Estación Meteorológica Cerro Tapezco, Año 2017

Mes/día	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	0	0	0	0	0	0	0	0	2	6	0	0
2	0	0	0	0	0	0	11	0	0	6	0	0
3	0	0	0	0	60	0	0	0	0	201	41	0
4	0	0	0	0	10	0	4	22	3	105	0	0
5	0	0	0	0	62	47	0	36	0	0	0	0
6	0	0	0	0	57	0	9	6	0	0	0	15
7	0	0	0	0	12	16	0	8	21	23	0	8
8	0	0	0	0	14	6	0	0	8	0	0	0
9	0	0	0	0	4	9	7	0	5	9	0	0
10	11	0	0	0	0	0	0	0	12	6	0	0
11	0	0	0	0	27	0	12	13	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0
13	0	0	0	0	0	11	17	0	54	0	20	0
14	0	0	0	0	0	3	50	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	14	0	2	0	0	0	0
16	0	0	0	0	25	16	0	0	32	0	0	0
17	0	10	0	4	41	0	0	7	0	0	4	0
18	0	0	0	25	25	30	0	0	66	0	0	0
19	0	0	0	0	0	0	0	65	22	4	0	0
20	0	0	0	0	10	0	20	0	5	0	14	0
21	0	5	0	0	10	0	0	0	19	0	18	0
22	0	0	0	12	10	0	13	19	0	21	2	0
23	0	0	0	13	0	0	0	31	17	4	0	0
24	0	0	0	13	9	0	4	0	57	6	0	0
25	0	0	10	16	2	0	0	0	23	46	0	0
26	0	0	0	0	0	17	0	0	29	26	0	0
27	0	0	0	0	12	0	0	33	7	0	0	0
28	0	0	4	0	9	28	10	40	11	0	15	0
29	0	-	0	0	8	0	31	9	36	0	0	0
30	0	-	0	0	3	0	10	0	31	0	0	5
31	0	-	0	-	0	-	0	0	-	3	-	0

Estación Meteorológica Cerro Tapezco. Precipitación anual: 2013 al 2018.

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
2013	0	58	0	0	106	307	34	187	450	417	153	5
2014	0	10	17	44	214	187	53	218	504	493	79	0
2015	0	50	9	16	74	138	129	77	139	342	251	17
2016	0	0	30	28	204	229	90	236	195	436	142	102
2017	11	15	14	82	426	229	150	244	501	466	115	28
2018	11	4	10	33	300	226	72	83	359	166	65	7

Estación Meteorológica Cerro Chitaría, Año 2017

Mes/día	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	0	0	0	0	0	24	0	1	0	15	0
2	0	0	10	0	0	0	0	0	2	19	0
3	0	0	0	0	1	0	8	0	3	11	0
4	0	0	0	0	61	0	11	1	20	141	39
5	0	0	0	0	7	26	1	18	7	233	0
6	0	0	0	0	51	13	9	38	14	3	1
7	0	0	0	0	60	2	22	4	0	0	9
8	4	0	0	0	19	24	0	0	47	28	0
9	3	0	0	1	26	7	0	4	21	31	0
10	0	0	0	0	2	22	0	0	12	38	0
11	0	0	0	0	1	0	10	0	8	12	0
12	0	0	0	0	4	1	34	7	12	8	0
13	0	1	0	19	41	0	19	1	0	0	10
14	0	0	0	0	0	14	0	0	75	0	-
15	0	0	0	0	2	44	0	0	2	0	-
16	0	0	0	0	16	8	0	7	31	0	-
17	0	0	0	11	20	28	25	0	38	0	0
18	0	15	0	5	18	25	0	2	0	0	4
19	0	3	0	53	47	3	1	7	99	0	1
20	0	0	0	0	12	7	0	15	47	4	0
21	0	1	0	0	17	0	15	6	11	0	8
22	0	0	0	0	23	38	0	0	19	0	10
23	0	0	0	9	9	0	13	26	2	53	3
24	0	0	0	30	3	0	0	38	20	7	2
25	0	0	0	8	5	1	3	14	55	12	0
26	0	0	6	64	3	7	0	0	14	47	0
27	0	0	0	0	0	26	4	0	37	40	0
28	0	0	0	3	42	41	2	32	6	7	-
29	0	-	2	2	27	0	8	48	28	11	-
30	0	-	0	0	5	1	54	17	42	0	-
31	0	-	0	-	2	-	14	0	-	8	-

Estación Meteorológica Cerro Chitaría. Precipitación anual: 2013 al 2018.

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
2013	0	83	14	128	180	344	62	194	459	532	217	4
2014	2	41	37	62	258	193	45	214	666	585	78	17
2015	3	98	4	38	93	96	165	81	198	344	230	26
2016	1	0	51	78	154	262	132	210	255	425	181	101
2017	7	22	8	215	521	363	253	290	669	727	104	-
2018	-	1	49	70	499	293	73	119	475	289	79	6

Estación Meteorológica Santa Ana, Guachipelín, Año 2017

Mes/día	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	0	0	0	0	3	22	3	0	0	27	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0	0	1	6	0	0
3	0	0	0	0	3	0	2	0	6	9	56	0
4	0	0	0	0	6	0	20	0	1	117	1	1
5	0	0	0	0	10	27	2	29	2	61	0	1
6	0	0	0	0	38	2	5	30	10	0	0	0
7	0	0	0	0	22	0	52	14	2	0	0	0
8	0	0	0	0	19	16	0	0	6	41	0	0
9	0	0	0	0	15	9	0	11	34	0	0	0
10	0	0	0	0	13	9	0	0	3	15	0	0
11	0	0	0	0	2	0	3	0	3	0	0	0
12	0	0	0	0	14	3	17	4	0	0	0	0
13	0	0	0	0	9	0	20	5	0	0	14	0
14	0	0	0	0	0	3	0	0	15	0	0	0
15	0	0	0	0	3	45	0	0	1	0	0	0
16	0	0	0	0	15	0	0	1	54	0	0	0
17	0	0	0	3	10	26	33	0	22	0	0	0
18	0	8	0	3	39	5	0	43	0	0	3	0
19	0	0	0	27	38	3	1	2	45	0	0	0
20	0	0	0	0	19	10	0	3	26	0	0	0
21	0	2	0	0	40	0	10	2	8	1	3	0
22	0	0	0	0	3	20	1	1	25	2	1	0
23	0	0	0	0	2	0	0	31	2	3	0	0
24	0	0	0	54	5	0	0	39	4	4	1	0
25	0	0	0	18	3	1	1	22	23	5	0	0
26	0	0	0	0	4	1	0	8	31	25	0	0
27	0	0	0	2	7	0	1	0	8	0	0	0
28	0	0	0	2	16	0	0	21	12	0	2	0
29	0	-	0	18	16	3	5	44	21	0	1	0
30	0	-	0	1	2	1	64	11	44	0	0	0
31	0	-	0	-	17	-	47	0	-	5	-	0

Estación Meteorológica Santa Ana, Guachipelín Precipitación anual: 2013 al 2018.

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
2013	0	11	12	72	122	108	93	226	407	390	97	1
2014	1	14	8	63	159	183	32	133	451	324	88	19
2015	0	58	0	28	74	161	107	119	192	265	234	21
2016	0	0	6	57	216	241	120	196	214	379	108	93
2017	0	10	0	127	390	207	288	322	408	321	82	2
2018	15	1	12	33	267	168	105	94	364	168	96	0

ESCUELA CENTROAMERICANA DE GEOLOGÍA, UCR
LABORATORIO DE GEOMECÁNICA
DETERMINACIÓN DEL PESO UNITARIO



Muestra: FCm-01
Proyecto: Finca Castro, Santa Ana, Santa Ana, San José
Lugar: 481 308 E/ 1 097 376 N, Proyección CRTM05

Prof. [m]: 2,50
Fecha: 06/08/2018
Geól. Responsable: R. Mora & F. Campos

PESO UNITARIO

Peso del suelo húmedo [g]:	29.1
Peso del suelo + peso de parafina [g]:	31.09
Peso de parafina [g]:	1.99
Volumen de parafina [cm ³]:	2.21
Peso sumergido de parafina y suelo [g]:	15.82
Volumen de suelo + parafina [cm ³]	15.27
Volumen de suelo [cm ³]	13.06
Peso unitario húmedo del suelo [kN/m³]	21.85
Peso unitario seco del suelo [kN/m³]	19.89

CONTENIDO DE HUMEDAD

Peso del suelo húmedo + recipiente [g]:	73.26
Peso del suelo seco + recipiente [g]:	68.21
Peso del recipiente [g]:	17.02
Contenido de humedad [%]	9.87

GRAVEDAD ESPECÍFICA

Picnómetro	1	T [°C]:	21
Densidad del agua [g/cm ³]:			0.99823
Peso del suelo seco [g]:			50.23
Volumen del suelo [cm ³]			18.21
Gravedad específica			2.76

Muestra: FCm-02
Proyecto: Finca Castro, Santa Ana, San José
Lugar: 481 293 E/1 097 262N, Proyección CRTM05

Prof. [m]: 1,50
Fecha: 06/08/2018
Geól. Responsable: R. Mora & F. Campos

PESO UNITARIO

Peso del suelo húmedo [g]:	32.64
Peso del suelo + peso de parafina [g]:	36.76
Peso de parafina [g]:	4.12
Volumen de parafina [cm ³]:	4.58
Peso sumergido de parafina y suelo [g]:	13.89
Volumen de suelo + parafina [cm ³]	22.87
Volumen de suelo [cm ³]	18.29
Peso unitario húmedo del suelo [kN/m³]	17.50
Peso unitario seco del suelo [kN/m³]	13.09

CONTENIDO DE HUMEDAD

Peso del suelo húmedo + recipiente [g]:	68.02
Peso del suelo seco + recipiente [g]:	55.49
Peso del recipiente [g]:	18.29
Contenido de humedad [%]	33.68

GRAVEDAD ESPECÍFICA

Picnómetro	2	T [°C]:	22
Densidad del agua [g/cm ³]:			0.99800
Peso del suelo seco [g]:			50.31
Volumen del suelo [cm ³]			19.37
Gravedad específica			2.60

Muestra: FCm-03
Proyecto: Finca Castro, Santa Ana, Santa Ana, San José
Lugar: 481 061 E/ 1 097 203 N, Proyección CRTM05

Prof. [m]: 1.00
Fecha: 06/08/2018
Geól. Responsable: R. Mora & F. Campos

PESO UNITARIO

Peso del suelo húmedo [g]:	35.08
Peso del suelo + peso de parafina [g]:	37.49
Peso de parafina [g]:	2.41
Volumen de parafina [cm ³]:	2.68
Peso sumergido de parafina y suelo [g]:	17.04
Volumen de suelo + parafina [cm ³]	20.45
Volumen de suelo [cm ³]	17.77
Peso unitario húmedo del suelo [kN/m³]	19.36
Peso unitario seco del suelo [kN/m³]	15.52

CONTENIDO DE HUMEDAD

Peso del suelo húmedo + recipiente [g]:	93.93
Peso del suelo seco + recipiente [g]:	80.50
Peso del recipiente [g]:	26.14
Contenido de humedad [%]	24.71

GRAVEDAD ESPECÍFICA

Picnómetro	3	T [°C]:	22
Densidad del agua [g/cm ³]:			0.99780
Peso del suelo seco [g]:			50.17
Volumen del suelo [cm ³]			18.88
Gravedad específica			2.66

ESCUELA CENTROAMERICANA DE GEOLOGÍA, UCR
LABORATORIO DE GEOMECÁNICA
DETERMINACIÓN DEL PESO UNITARIO



Muestra: FCm-04
Proyecto: Finca Castro. Santa Ana, Santa Ana, San José
Lugar: 481 065 E/ 1 097 380 N, Proyección CRTM05

Prof. [m]: 2.00
Fecha: 06/08/2018
Geól. Responsable: R. Mora & F. Campos

PESO UNITARIO

Peso del suelo húmedo [g]:	25.44
Peso del suelo + peso de parafina [g]:	28.39
Peso de parafina [g]:	2.95
Volumen de parafina [cm ³]:	3.28
Peso sumergido de parafina y suelo [g]:	8.43
Volumen de suelo + parafina [cm ³]:	19.96
Volumen de suelo [cm ³]:	16.68
Peso unitario húmedo del suelo [kN/m³]	14.96
Peso unitario seco del suelo [kN/m³]	12.85

CONTENIDO DE HUMEDAD

Peso del suelo húmedo + recipiente [g]:	59.36
Peso del suelo seco + recipiente [g]:	53.32
Peso del recipiente [g]:	16.38
Contenido de humedad [%]	16.35

GRAVEDAD ESPECÍFICA

Picnómetro	4	T [°C]:	85
Densidad del agua [g/cm ³]:			0.99757
Peso del suelo seco [g]:			50.66
Volumen del suelo [cm ³]:			19.35
Gravedad específica			2.62

Muestra: FCm-5
Proyecto: Finca Castro, Santa Ana, Santa Ana, San José
Lugar: 480 973 E/ 1 097 399 N, Proyección CRTM05

Prof. [m]: 2.00
Fecha: 06/08/2018
Geól. Responsable: R. Mora & F. Campos

PESO UNITARIO

Peso del suelo húmedo [g]:	33.08
Peso del suelo + peso de parafina [g]:	36.31
Peso de parafina [g]:	3.23
Volumen de parafina [cm ³]:	3.59
Peso sumergido de parafina y suelo [g]:	13.79
Volumen de suelo + parafina [cm ³]:	22.52
Volumen de suelo [cm ³]:	18.93
Peso unitario húmedo del suelo [kN/m³]	17.14
Peso unitario seco del suelo [kN/m³]	13.45

CONTENIDO DE HUMEDAD

Peso del suelo húmedo + recipiente [g]:	80.61
Peso del suelo seco + recipiente [g]:	67.38
Peso del recipiente [g]:	19.18
Contenido de humedad [%]	27.45

GRAVEDAD ESPECÍFICA

Picnómetro	5	T [°C]:	22
Densidad del agua [g/cm ³]:			0.99800
Peso del suelo seco [g]:			50.58
Volumen del suelo [cm ³]:			19.08
Gravedad específica			2.65

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA
 ESCUELA CENTROAMERICANA DE GEOLOGÍA
 LABORATORIO DE GEOMECÁNICA



PROPIEDADES FISICAS DE LOS SUELOS

Proyecto: Finca Castro

Cliente: Gensler

Lugar: Santa Ana

Fecha: 06-08-2018

Geól. Responsable: R. Mora & F. Campos

DATOS:

Muestra No.:	FCm-01	FCm-02	FCm-03	FCm-04	FCm-05
Gravedad específica:	2.76	2.60	2.66	2.62	2.65
Peso húmedo [g]	29.10	32.64	35.08	25.44	33.08
Volúmen [cm ³]	13.06	18.29	17.77	16.68	18.93
Contenido de humedad [%]	9.87	33.68	24.71	14.96	27.45

PROPIEDADES:

Peso unit. húmedo [kN/m ³]	21.85	17.50	19.36	14.96	17.14
Peso unit. seco [kN/m ³]	19.89	13.09	15.52	13.01	13.45
Peso unit. sat [kN/m ³]	22.49	17.86	19.49	17.85	18.18
Peso unit. sólidos [kN/m ³]	27.07	25.50	26.09	25.69	25.99
Relación de vacíos	0.36	0.95	0.68	0.97	0.93
Porosidad	26.52	48.66	40.49	49.36	48.26
Grado de saturación	75.47	92.41	96.60	40.21	77.99
Ws Peso sólidos	26.49	24.42	28.13	22.13	25.96
Ww Peso agua	2.61	8.22	6.95	3.31	7.12
Vs Volumen sólidos	9.60	9.39	10.57	8.45	9.79
Vv Volumen vacíos	3.46	8.90	7.20	8.23	9.14
Vw Volumen agua	2.61	8.22	6.95	3.31	7.12

GRAIN SIZE DISTRIBUTION TEST DATA

01/10/2018

Client: Gensler S.A.

Project: Finca Castro, Santa Ana

Location: Finca Castro, Santa Ana (481308 E/ 1097376 N, Proyección CRTM05)

Depth: 2,5 m

Sample Number: FCm-01

DESCRIPCION DEL MATERIAL: Arcilla (CL) pobre arenosa. (Sandy lean clay)

USCS: CL

Tested by: F.Carrillo & L. Meneses

Checked by: R. Mora & F. Campos

Sieve opening list: LabGeomecanica

Sieve Test Data

Post #200 Wash Test Weights (grams): Dry Sample and Tare = 367.58

Tare Wt. = 0.00

Minus #200 from wash = 0.0%

Dry Sample and Tare (grams)	Tare (grams)	Sieve Opening Size	Weight Retained (grams)	Sieve Weight (grams)	Percent Finer	Percent Retained
367.58	0.00	3/4"	0.00	0.00	100.0	0.0
		1/2"	0.00	0.00	100.0	0.0
		3/8"	12.19	0.00	96.7	3.3
		#4	9.94	0.00	94.0	6.0
		#10	42.09	0.00	82.5	17.5
		#20	44.97	0.00	70.3	29.7
		#40	5.46	0.00	68.8	31.2
		#60	6.52	0.00	67.0	33.0
		#100	8.90	0.00	64.6	35.4
		#200	4.67	0.00	63.3	36.7

Fractional Components

Cobbles	Gravel			Sand				Fines		
	Coarse	Fine	Total	Coarse	Medium	Fine	Total	Silt	Clay	Total
0.0	0.0	6.0	6.0	11.5	13.7	5.5	30.7			63.3

D ₅	D ₁₀	D ₁₅	D ₂₀	D ₃₀	D ₄₀	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₀	D ₈₅	D ₉₀	D ₉₅
								1.7317	2.3064	3.1775	7.0281

Fineness Modulus
1.49

LIQUID AND PLASTIC LIMIT TEST DATA

01/10/2018

Client: Gensler S.A.

Project: Finca Castro, Santa Ana

Location: Finca Castro, Santa Ana (481308 E/ 1097376 N, Proyección CRTM05)

Depth: 2,5 m

Sample Number: FCm-01

Material Description: Arcilla (CL) pobre arenosa. (Sandy lean clay)

%<#40: 68.8

%<#200: 63.3

USCS: CL

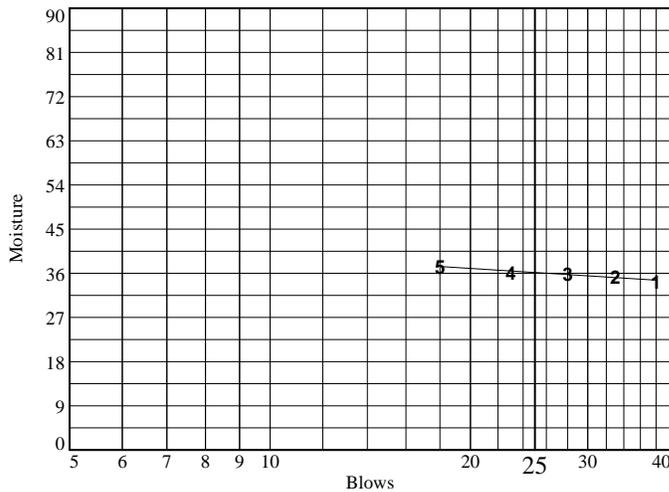
AASHTO: A-6(8)

Tested by: L.Meneses & F. Carrillo

Checked by: R. Mora & F.Campos

Liquid Limit Data

Run No.	1	2	3	4	5	6
Wet+Tare	52.23	53.03	50.31	56.81	53.23	
Dry+Tare	43.23	43.63	41.54	45.85	43.52	
Tare	17.05	17.06	17.09	15.62	17.57	
# Blows	38	33	28	23	18	
Moisture	34.4	35.4	35.9	36.3	37.4	



Liquid Limit= 36.2
Plastic Limit= 19.7
Plasticity Index= 16.5
Natural Moisture= 9.9
Liquidity Index= -0.6

Plastic Limit Data

Run No.	1	2	3	4
Wet+Tare	7.30	8.03	8.05	
Dry+Tare	6.79	7.42	7.43	
Tare	4.26	4.31	4.23	
Moisture	20.2	19.6	19.4	

Natural Moisture Data

Wet+Tare	Dry+Tare	Tare	Moisture
73.26	68.21	17.02	9.9

University of Costa Rica

GRAIN SIZE DISTRIBUTION TEST DATA

02/10/2018

Client: Gensler S.A.

Project: Finca Castro, Santa Ana

Location: Finca Castro, Santa Ana (481293 E/ 1097262 N, Proyección CRTM05)

Depth: 1,5 m

Sample Number: FCm-02

DESCRIPCION DEL MATERIAL: Limo (MH) elástico.

USCS: MH

Tested by: L. Meneses & F. Carrillo

Checked by: R. Mora & F. Campos

Sieve opening list: LabGeomecanica

Sieve Test Data

Post #200 Wash Test Weights (grams): Dry Sample and Tare = 273.54

Tare Wt. = 0.00

Minus #200 from wash = 0.0%

Dry Sample and Tare (grams)	Tare (grams)	Sieve Opening Size	Weight Retained (grams)	Sieve Weight (grams)	Percent Finer	Percent Retained
273.54	0.00	3/4"				
		1/2"				
		3/8"	0.00	0.00	100.0	0.0
		#4	2.32	0.00	99.2	0.8
		#10	4.05	0.00	97.7	2.3
		#20	5.19	0.00	95.8	4.2
		#40	2.40	0.00	94.9	5.1
		#60	2.88	0.00	93.8	6.2
		#100	3.09	0.00	92.7	7.3
		#200	6.34	0.00	90.4	9.6

Fractional Components

Cobbles	Gravel			Sand				Fines		
	Coarse	Fine	Total	Coarse	Medium	Fine	Total	Silt	Clay	Total
0.0	0.0	0.8	0.8	1.5	2.8	4.5	8.8			90.4

D ₅	D ₁₀	D ₁₅	D ₂₀	D ₃₀	D ₄₀	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₀	D ₈₅	D ₉₀	D ₉₅
											0.4558

Fineness Modulus
0.24

LIQUID AND PLASTIC LIMIT TEST DATA

02/10/2018

Client: Gensler S.A.

Project: Finca Castro, Santa Ana

Location: Finca Castro, Santa Ana (481293 E/ 1097262 N, Proyección CRTM05)

Depth: 1,5 m

Sample Number: FCm-02

Material Description: Limo (MH) elástico.

%<#40: 94.9

%<#200: 90.4

USCS: MH

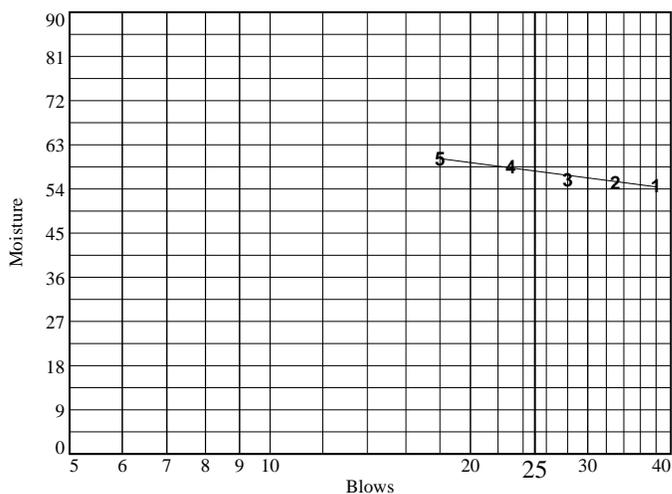
AASHTO: A-7-5(26)

Tested by: L. Meneses & F.Carrillo

Checked by: R. Mora & F. Campos

Liquid Limit Data

Run No.	1	2	3	4	5	6
Wet+Tare	58.18	58.18	53.46	56.22	59.15	
Dry+Tare	47.54	46.62	40.89	41.45	44.47	
Tare	28.13	25.79	18.43	16.26	20.12	
# Blows	38	33	28	23	18	
Moisture	54.8	55.5	56.0	58.6	60.3	



Liquid Limit= 57.7
Plastic Limit= 34.4
Plasticity Index= 23.3
Natural Moisture= 33.7
Liquidity Index= 0.0

Plastic Limit Data

Run No.	1	2	3	4
Wet+Tare	8.56	8.02	8.09	
Dry+Tare	7.45	7.07	7.06	
Tare	4.300	4.31	4	
Moisture	35.2	34.4	33.7	

Natural Moisture Data

Wet+Tare	Dry+Tare	Tare	Moisture
68.02	55.49	18.29	33.7

University of Costa Rica

GRAIN SIZE DISTRIBUTION TEST DATA

02/10/2018

Client: Gensler S.A.

Project: Finca Castro, Santa Ana

Location: Finca Castro, Santa Ana (481061 E/ 1097203 N, Proyección CRTM05)

Depth: 1,0 m

Sample Number: FCm-03

DESCRIPCION DEL MATERIAL: Arena limosa

USCS: SC

Tested by: L. Meneses & F. Carrillo

Checked by: R. Mora & F. Campos

Sieve opening list: LabGeomecanica

Sieve Test Data

Post #200 Wash Test Weights (grams): Dry Sample and Tare = 303.90

Tare Wt. = 0.00

Minus #200 from wash = 0.0%

Dry Sample and Tare (grams)	Tare (grams)	Sieve Opening Size	Weight Retained (grams)	Sieve Weight (grams)	Percent Finer	Percent Retained
303.90	0.00	3/4"	0.00	0.00	100.0	0.0
		1/2"	0.00	0.00	100.0	0.0
		3/8"	10.34	0.00	96.6	3.4
		#4	30.98	0.00	86.4	13.6
		#10	39.08	0.00	73.5	26.5
		#20	28.52	0.00	64.2	35.8
		#40	13.78	0.00	59.6	40.4
		#60	12.47	0.00	55.5	44.5
		#100	11.27	0.00	51.8	48.2
		#200	11.05	0.00	48.2	51.8

Fractional Components

Cobbles	Gravel			Sand				Fines		
	Coarse	Fine	Total	Coarse	Medium	Fine	Total	Silt	Clay	Total
0.0	0.0	13.6	13.6	12.9	13.9	11.4	38.2			48.2

D ₅	D ₁₀	D ₁₅	D ₂₀	D ₃₀	D ₄₀	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₀	D ₈₅	D ₉₀	D ₉₅
						0.1091	0.4494	3.1222	4.3319	6.0365	8.4984

Fineness Modulus
2.03

LIQUID AND PLASTIC LIMIT TEST DATA

02/10/2018

Client: Gensler S.A.

Project: Finca Castro, Santa Ana

Location: Finca Castro, Santa Ana (481061 E/ 1097203 N, Proyección CRTM05)

Depth: 1,0 m

Sample Number: FCm-03

Material Description: Arena limosa

%<#40: 59.6

%<#200: 48.2

USCS: SC

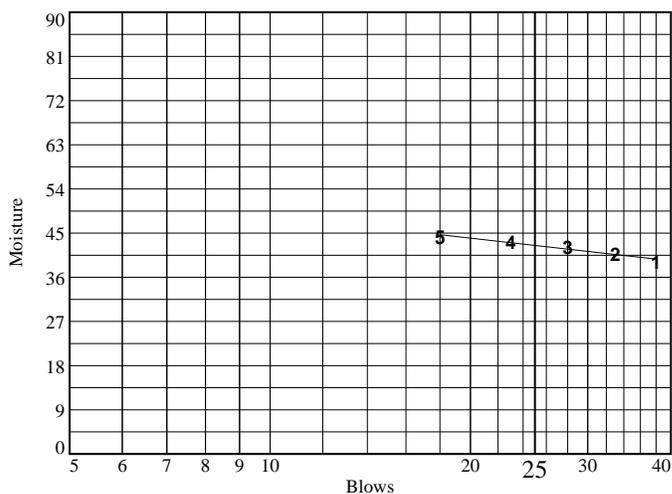
AASHTO: A-7-6(5)

Tested by: L. Meneses & F.Carrillo

Checked by: R. Mora & F. Campos

Liquid Limit Data

Run No.	1	2	3	4	5	6
Wet+Tare	60.20	46.97	56.44	60.69	56.27	
Dry+Tare	48.66	39.08	44.98	47.63	42.80	
Tare	19.27	19.71	17.89	17.37	12.43	
# Blows	38	33	28	23	18	
Moisture	39.3	40.7	42.3	43.2	44.4	



Liquid Limit= 42.5
Plastic Limit= 24.2
Plasticity Index= 18.3
Natural Moisture= 24.7
Liquidity Index= 0.0

Plastic Limit Data

Run No.	1	2	3	4
Wet+Tare	7.24	5.15	4.80	
Dry+Tare	6.68	4.61	4.30	
Tare	4.34	2.40	2.24	
Moisture	23.9	24.4	24.3	

Natural Moisture Data

Wet+Tare	Dry+Tare	Tare	Moisture
93.93	80.50	26.14	24.7

University of Costa Rica

GRAIN SIZE DISTRIBUTION TEST DATA

02/10/2018

Client: Gensler S.A.

Project: Finca Castro, Santa Ana

Location: Finca Castro, Santa Ana (481065 E/ 1097381 N, Proyección CRTM05)

Depth: 2,0 m

Sample Number: FCm-04

DESCRIPCION DEL MATERIAL: Arcilla (MH) pobre gravosa con arena. (Gravelly lean clay with sand)

USCS: CL

Tested by: L. Meneses & F. Carrillo

Checked by: R. Mora & F. Campos

Sieve opening list: LabGeomecanica

Sieve Test Data

Post #200 Wash Test Weights (grams): Dry Sample and Tare = 325.43

Tare Wt. = 0.00

Minus #200 from wash = 0.0%

Dry Sample and Tare (grams)	Tare (grams)	Sieve Opening Size	Weight Retained (grams)	Sieve Weight (grams)	Percent Finer	Percent Retained
325.43	0.00	1"	0.00	0.00	100.0	0.0
		3/4"	41.75	0.00	87.2	12.8
		1/2"	12.19	0.00	83.4	16.6
		3/8"	2.86	0.00	82.5	17.5
		#4	13.59	0.00	78.4	21.6
		#10	18.40	0.00	72.7	27.3
		#20	11.67	0.00	69.1	30.9
		#40	8.58	0.00	66.5	33.5
		#60	6.74	0.00	64.4	35.6
		#100	3.59	0.00	63.3	36.7
		#200	4.88	0.00	61.8	38.2

Fractional Components

Cobbles	Gravel			Sand				Fines		
	Coarse	Fine	Total	Coarse	Medium	Fine	Total	Silt	Clay	Total
0.0	12.8	8.8	21.6	5.7	6.2	4.7	16.6			61.8

D5	D10	D15	D20	D30	D40	D50	D60	D80	D85	D90	D95
								6.0432	17.2263	20.6071	23.0222

Fineness Modulus
2.12

LIQUID AND PLASTIC LIMIT TEST DATA

02/10/2018

Client: Gensler S.A.

Project: Finca Castro, Santa Ana

Location: Finca Castro, Santa Ana (481293 E/ 1097262 N, Proyección CRTM05)

Depth: 1,5 m

Sample Number: FCm-02

Material Description: Limo (MH) elástico.

%<#40: 94.9

%<#200: 90.4

USCS: MH

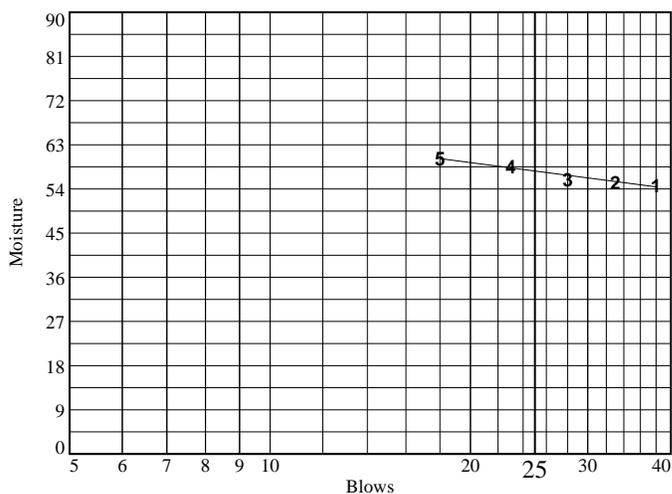
AASHTO: A-7-5(26)

Tested by: L. Meneses & F.Carrillo

Checked by: R. Mora & F. Campos

Liquid Limit Data

Run No.	1	2	3	4	5	6
Wet+Tare	58.18	58.18	53.46	56.22	59.15	
Dry+Tare	47.54	46.62	40.89	41.45	44.47	
Tare	28.13	25.79	18.43	16.26	20.12	
# Blows	38	33	28	23	18	
Moisture	54.8	55.5	56.0	58.6	60.3	



Liquid Limit= 57.7
Plastic Limit= 34.4
Plasticity Index= 23.3
Natural Moisture= 33.7
Liquidity Index= 0.0

Plastic Limit Data

Run No.	1	2	3	4
Wet+Tare	8.56	8.02	8.09	
Dry+Tare	7.45	7.07	7.06	
Tare	4.300	4.31	4	
Moisture	35.2	34.4	33.7	

Natural Moisture Data

Wet+Tare	Dry+Tare	Tare	Moisture
68.02	55.49	18.29	33.7

University of Costa Rica

GRAIN SIZE DISTRIBUTION TEST DATA

02/10/2018

Client: Gensler S.A.

Project: Finca Castro, Santa Ana

Location: Finca Castro, Santa Ana (480973 E/ 1097399 N, Proyección CRTM05)

Depth: 2,0 m

Sample Number: FCm-05

DESCRIPCION DEL MATERIAL: Limo (MH) elástico. (Elastic silt)

USCS: MH

Tested by: L. Meneses & F. Carrillo

Checked by: R. Mora & F. Campos

Sieve opening list: LabGeomecánica

Sieve Test Data

Post #200 Wash Test Weights (grams): Dry Sample and Tare = 300.89

Tare Wt. = 0.00

Minus #200 from wash = 0.0%

Dry Sample and Tare (grams)	Tare (grams)	Sieve Opening Size	Weight Retained (grams)	Sieve Weight (grams)	Percent Finer	Percent Retained
300.89	0.00	3/4"	0.00	0.00	100.0	0.0
		1/2"	0.00	0.00	100.0	0.0
		3/8"	0.00	0.00	100.0	0.0
		#4	1.95	0.00	99.4	0.6
		#10	1.63	0.00	98.8	1.2
		#20	2.95	0.00	97.8	2.2
		#40	2.31	0.00	97.1	2.9
		#60	2.23	0.00	96.3	3.7
		#100	1.89	0.00	95.7	4.3
		#200	3.40	0.00	94.6	5.4

Fractional Components

Cobbles	Gravel			Sand				Fines		
	Coarse	Fine	Total	Coarse	Medium	Fine	Total	Silt	Clay	Total
0.0	0.0	0.6	0.6	0.6	1.7	2.5	4.8			94.6

D ₅	D ₁₀	D ₁₅	D ₂₀	D ₃₀	D ₄₀	D ₅₀	D ₆₀	D ₈₀	D ₈₅	D ₉₀	D ₉₅
											0.0962

Fineness Modulus
0.14

LIQUID AND PLASTIC LIMIT TEST DATA

02/10/2018

Client: Gensler S.A.

Project: Finca Castro, Santa Ana

Location: Finca Castro, Santa Ana (480973 E/ 1097399 N, Proyección CRTM05)

Depth: 2,0 m

Sample Number: FCm-05

Material Description: Limo (MH) elástico. (Elastic silt)

%<#40: 97.1

%<#200: 94.6

USCS: MH

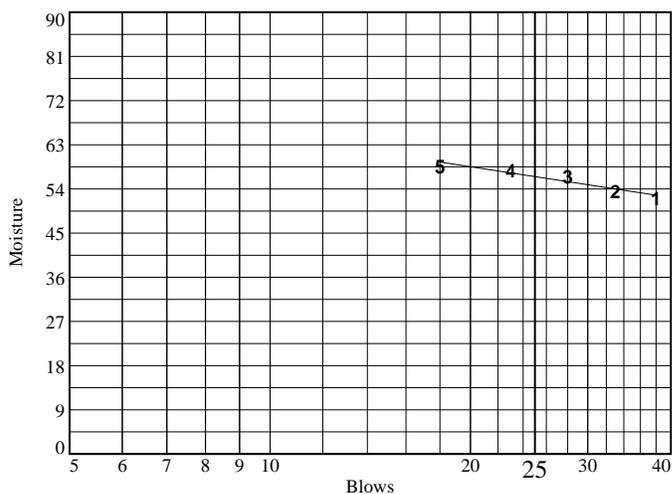
AASHTO: A-7-5(26)

Tested by: L. Meneses & F. Carrillo

Checked by: R. Mora & F. Campos

Liquid Limit Data

Run No.	1	2	3	4	5	6
Wet+Tare	59.77	53.78	56.44	56.30	62.34	
Dry+Tare	45.56	39.37	40.95	42.44	46.06	
Tare	18.33	12.46	13.61	18.50	18.31	
# Blows	38	33	28	23	18	
Moisture	52.2	53.5	56.7	57.9	58.7	



Liquid Limit= 56.5
Plastic Limit= 34.0
Plasticity Index= 22.5
Natural Moisture= 27.4
Liquidity Index= -0.3

Plastic Limit Data

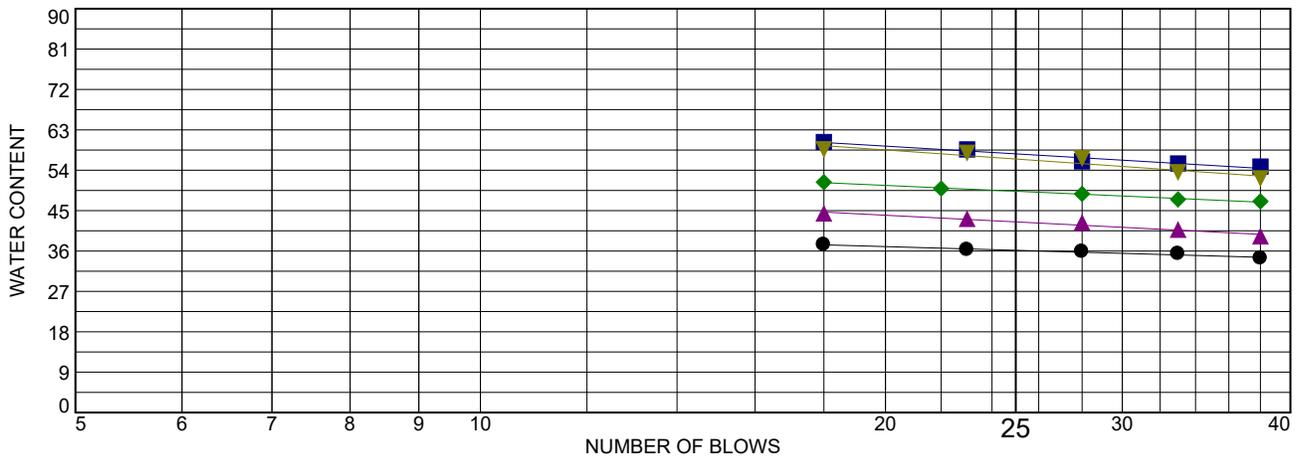
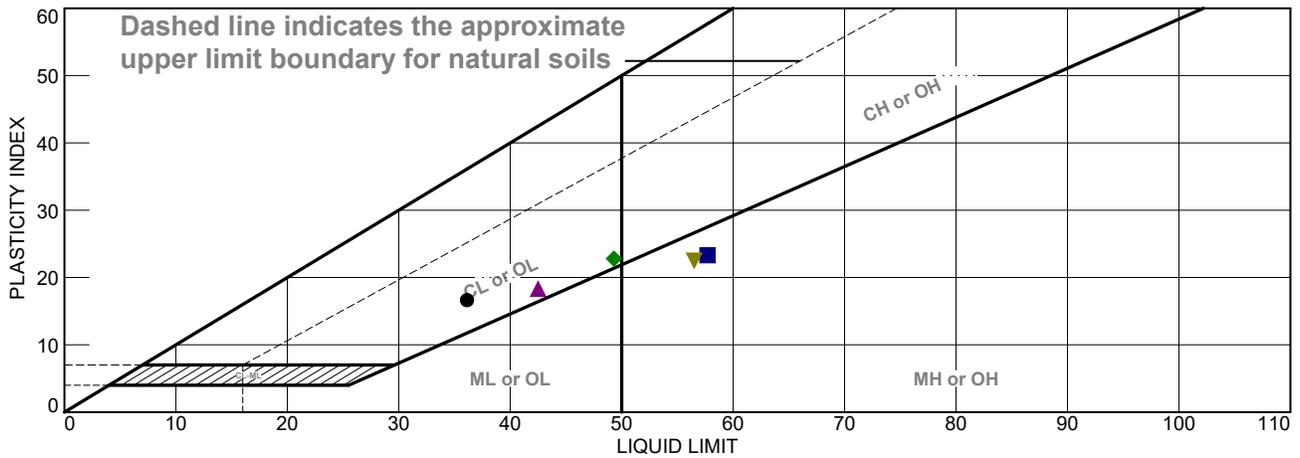
Run No.	1	2	3	4
Wet+Tare	5.82	6.02	6.30	
Dry+Tare	5.40	5.58	5.79	
Tare	4.12	4.30	4.32	
Moisture	32.8	34.4	34.7	

Natural Moisture Data

Wet+Tare	Dry+Tare	Tare	Moisture
80.61	67.38	19.18	27.4

University of Costa Rica

REPORTE DE LIMITES DE CONSISTENCIA



	MATERIAL DESCRIPTION	LL	PL	PI	%<#40	%<#200	USCS
●	Arcilla (CL) pobre arenosa. (Sandy lean clay)	36.2	19.7	16.5	68.8	63.3	CL
■	Limo (MH) elástico.	57.7	34.4	23.3	94.9	90.4	MH
▲	Arena limosa	42.5	24.2	18.3	59.6	48.2	SC
◆	Arcilla (MH) pobre gravosa con arena. (Gravelly lean clay with sand)	49.3	26.5	22.8	66.5	61.8	CL
▼	Limo (MH) elástico. (Elastic silt)	56.5	34.0	22.5	97.1	94.6	MH

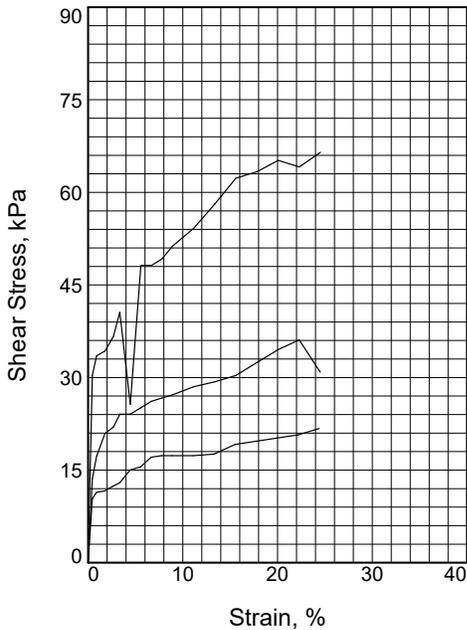
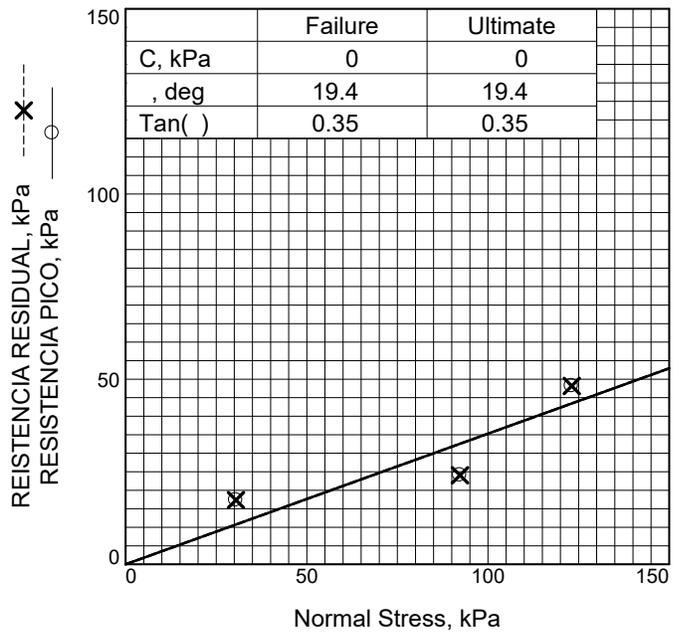
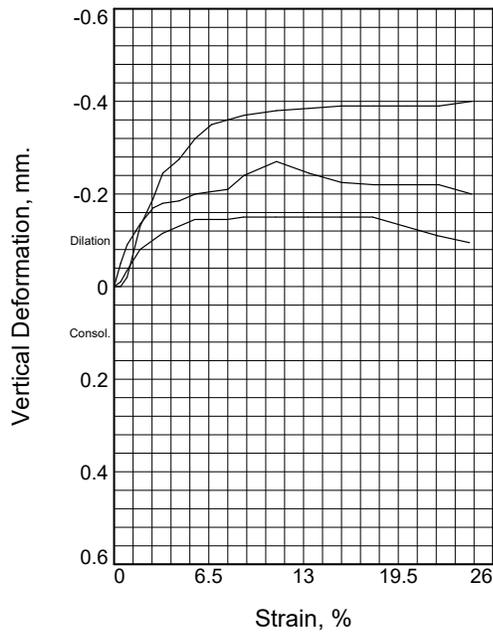
Project No. _____ **Client:** Gensler S.A.
Project: Finca Castro, Santa Ana
● Loc.: Finca Castro, Santa Ana (481308 E/ 1097376 N, Proyección CRTM05)
■ Loc.: Finca Castro, Santa Ana (481293 E/ 1097262 N, Proyección CRTM05)
▲ Loc.: Finca Castro, Santa Ana (481061 E/ 1097203 N, Proyección CRTM05)
◆ Loc.: Finca Castro, Santa Ana (481065 E/ 1097381 N, Proyección CRTM05)
▼ Loc.: Finca Castro, Santa Ana (480973 E/ 1097399 N, Proyección CRTM05)

Remarks:



Figura

Tested By: L.Meneses & F. Carrillo **Checked By:** R. Mora & F.Campos



Sample No.	1	2	3
Initial			
Water Content, %	10.9	9.7	9.9
Dry Density, kg/m ³	1736	1684	1792
Saturation, %	50.8	42.0	50.6
Void Ratio	0.5895	0.6393	0.5401
Diameter, mm.	57.3	57.0	57.0
Height, mm.	18.8	18.5	19.2
At Test			
Water Content, %	N/A	N/A	N/A
Dry Density, kg/m ³			
Saturation, %			
Void Ratio			
Diameter, mm.			
Height, mm.			
Normal Stress, kPa	30.4	92.3	123.1
REISTENCIA PICO, kPa	17.3	24.1	48.2
Strain, %	7.8	4.5	5.6
REISTENCIA RESIDUAL, kPa	17.3	24.1	48.2
Strain, %	7.8	4.5	5.6
Strain at peak, %	7.8	4.5	5.6

Sample Type:
Description: Arcilla (CL) pobre arenosa. (Sandy lean clay)
LL= 36.2 PL= 19.7 PI= 16.5
Specific Gravity= 2.76
Remarks:

Client: Gensler S.A.
Project: Finca Castro, Santa Ana
Location: (481308 E/ 1097376 N, Proyección CRTM05)
Sample Number: FCm-01 **Depth:** 2,5 m
Proj. No.: **Date Sampled:**

Figura _____



DIRECT SHEAR TEST

02/10/2018

Date:
Client: Gensler S.A.
Project: Finca Castro, Santa Ana
Project No.:
Location: Finca Castro, Santa Ana (481308 E/ 1097376 N, Proyección CRTM05)
Depth: 2,5 m **Sample Number:** FCm-01
Description: Arcilla (CL) pobre arenosa. (Sandy lean clay)
Remarks:
Type of Sample:
Specific Gravity=2.76 **LL=**36.2 **PL=**19.7 **PI=**16.5

Parameters for Specimen No. 1

Specimen Parameter	Initial	Consolidated	Final
Moisture content: Moist soil+tare, gms.	89.380		n/a
Moisture content: Dry soil+tare, gms.	81.850		n/a
Moisture content: Tare, gms.	12.470		n/a
Moisture, %	10.9		
Moist specimen weight, gms.	93.4		
Side Length, mm.	57.3		
Area, mm. ²	2576.9		
Height, mm.	18.8		
Net decrease in height, mm.		0.0	
Wet density, kg/m ³	1925		
Dry density, kg/m ³	1736		
Void ratio	0.5895		
Saturation, %	50.8		

Test Readings for Specimen No. 1

Load calculated from readings using Ax + B formula

Constant A = 0.3

Constant B =

Normal stress = 30.45 kPa

Strain at peak, % = 7.8

RESISTENCIA PICO = 17.3 kPa at reading no. 9

REISTENCIA RESIDUAL = 17.3 kPa at reading no. 9

No.	Horizontal Def. Dial mm.	Load Dial	Load lbs.	Strain %	Shear Stress kPa	Vertical Def. Dial mm.
0	0.0000	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0000
1	0.2540	20.00	6.0	0.4	10.4	0.0100
2	0.5080	22.00	6.6	0.9	11.4	0.0350
3	1.0160	22.50	6.8	1.8	11.7	0.0800
4	1.5240	24.00	7.2	2.7	12.4	0.1000
5	1.9050	25.00	7.5	3.3	12.9	0.1150
6	2.5400	29.00	8.7	4.4	15.0	0.1300
7	3.1750	30.00	9.0	5.5	15.5	0.1450
8	3.8100	33.00	9.9	6.7	17.1	0.1450
9	4.4450	33.50	10.0	7.8	17.3	0.1450
10	5.0800	33.50	10.0	8.9	17.3	0.1500

Test Readings for Specimen No. 1

No.	Horizontal Def. Dial mm.	Load Dial	Load lbs.	Strain %	Shear Stress kPa	Vertical Def. Dial mm.
11	6.3500	33.50	10.0	11.1	17.3	0.1500
12	7.6200	34.00	10.2	13.3	17.6	0.1500
13	8.8900	37.00	11.1	15.5	19.2	0.1500
14	10.1600	38.00	11.4	17.7	19.7	0.1500
15	11.4300	39.00	11.7	20.0	20.2	0.1300
16	12.7000	40.00	12.0	22.2	20.7	0.1100
17	13.9700	42.00	12.6	24.4	21.8	0.0950

Parameters for Specimen No. 2

Specimen Parameter	Initial	Consolidated	Final
Moisture content: Moist soil+tare, gms.	93.290		n/a
Moisture content: Dry soil+tare, gms.	86.210		n/a
Moisture content: Tare, gms.	13.490		n/a
Moisture, %	9.7		
Moist specimen weight, gms.	87.3		
Side Length, mm.	57.0		
Area, mm. ²	2550.9		
Height, mm.	18.5		
Net decrease in height, mm.		0.0	
Wet density, kg/m ³	1848		
Dry density, kg/m ³	1684		
Void ratio	0.6393		
Saturation, %	42.0		

Test Readings for Specimen No. 2

Load calculated from readings using Ax + B formula

Constant A = 0.3

Constant B =

Normal stress = 92.27 kPa

Strain at peak, % = 4.5

RESISTENCIA PICO = 24.1 kPa at reading no. 6

REISTENCIA RESIDUAL = 24.1 kPa at reading no. 6

No.	Horizontal Def. Dial mm.	Load Dial	Load lbs.	Strain %	Shear Stress kPa	Vertical Def. Dial mm.
0	0.0000	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0000
1	0.2540	26.00	7.8	0.4	13.6	0.0500
2	0.5080	33.00	9.9	0.9	17.3	0.0900
3	1.0160	40.00	12.0	1.8	20.9	0.1350
4	1.5240	42.00	12.6	2.7	22.0	0.1700
5	1.9050	46.00	13.8	3.3	24.1	0.1800
6	2.5400	46.00	13.8	4.5	24.1	0.1850
7	3.1750	48.00	14.4	5.6	25.1	0.2000
8	3.8100	50.00	15.0	6.7	26.2	0.2050
9	4.4450	51.00	15.3	7.8	26.7	0.2100
10	5.0800	52.00	15.6	8.9	27.2	0.2400
11	6.3500	54.50	16.3	11.1	28.5	0.2700
12	7.6200	56.00	16.8	13.4	29.3	0.2450
13	8.8900	58.00	17.4	15.6	30.3	0.2250

Test Readings for Specimen No. 2

No.	Horizontal Def. Dial mm.	Load Dial	Load lbs.	Strain %	Shear Stress kPa	Vertical Def. Dial mm.
14	10.1600	62.00	18.6	17.8	32.4	0.2200
15	11.4300	66.00	19.8	20.1	34.5	0.2200
16	12.7000	69.00	20.7	22.3	36.1	0.2200
17	13.9700	59.00	17.7	24.5	30.9	0.2000

Parameters for Specimen No. 3

Specimen Parameter	Initial	Consolidated	Final
Moisture content: Moist soil+tare, gms.	103.080		n/a
Moisture content: Dry soil+tare, gms.	95.430		n/a
Moisture content: Tare, gms.	18.210		n/a
Moisture, %	9.9		
Moist specimen weight, gms.	96.3		
Side Length, mm.	57.0		
Area, mm. ²	2549.1		
Height, mm.	19.2		
Net decrease in height, mm.		0.0	
Wet density, kg/m ³	1970		
Dry density, kg/m ³	1792		
Void ratio	0.5401		
Saturation, %	50.6		

Test Readings for Specimen No. 3

Load calculated from readings using Ax + B formula

Constant A = 0.3

Constant B =

Normal stress = 123.11 kPa

Strain at peak, % = 5.6

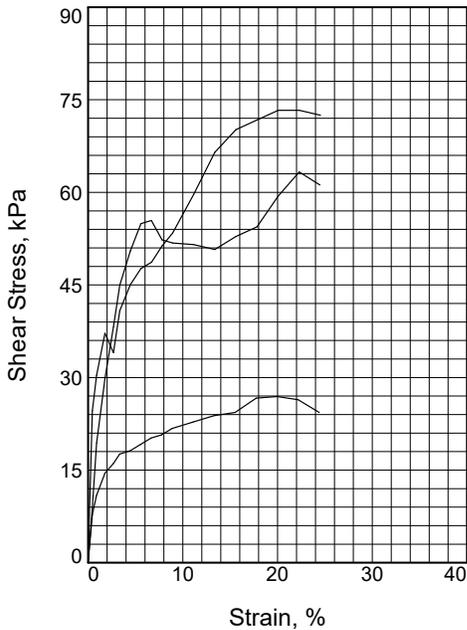
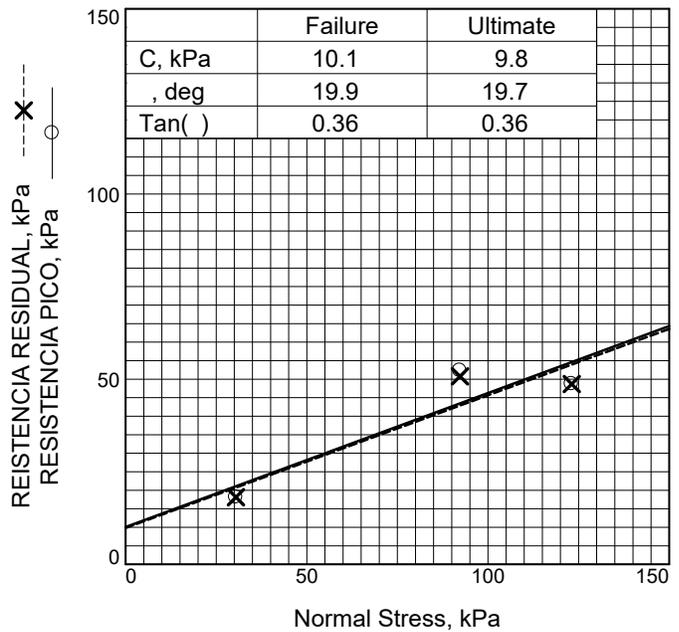
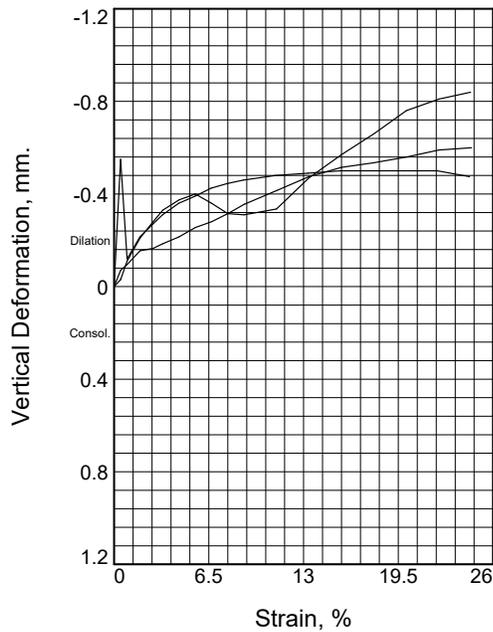
RESISTENCIA PICO = 48.2 kPa at reading no. 7

REISTENCIA RESIDUAL = 48.2 kPa at reading no. 7

No.	Horizontal Def. Dial mm.	Load Dial	Load lbs.	Strain %	Shear Stress kPa	Vertical Def. Dial mm.
0	0.0000	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0000
1	0.2540	58.00	17.4	0.4	30.4	0.0000
2	0.5080	64.00	19.2	0.9	33.5	0.0200
3	1.0160	65.50	19.6	1.8	34.3	0.1300
4	1.5240	70.00	21.0	2.7	36.6	0.1900
5	1.9050	77.50	23.3	3.3	40.6	0.2450
6	2.5400	49.00	14.7	4.5	25.7	0.2750
7	3.1750	92.00	27.6	5.6	48.2	0.3200
8	3.8100	92.00	27.6	6.7	48.2	0.3500
9	4.4450	94.00	28.2	7.8	49.2	0.3600
10	5.0800	98.00	29.4	8.9	51.3	0.3700
11	6.3500	103.50	31.0	11.1	54.2	0.3800
12	7.6200	111.00	33.3	13.4	58.1	0.3850
13	8.8900	119.00	35.7	15.6	62.3	0.3900
14	10.1600	121.00	36.3	17.8	63.3	0.3900
15	11.4300	124.50	37.4	20.1	65.2	0.3900
16	12.7000	122.50	36.8	22.3	64.1	0.3900

Test Readings for Specimen No. 3

No.	Horizontal Def. Dial mm.	Load Dial	Load lbs.	Strain %	Shear Stress kPa	Vertical Def. Dial mm.
17	13.9700	127.00	38.1	24.5	66.5	0.4000



Sample No.	1	2	3	
Initial	Water Content, %	35.8	37.6	42.8
	Dry Density, kg/m ³	1026	1125	N/A
	Saturation, %	60.7	74.5	N/A
	Void Ratio	1.5337	1.3101	N/A
	Diameter, mm.	57.3	57.0	57.0
	Height, mm.	18.8	18.5	
At Test	Water Content, %	N/A	N/A	N/A
	Dry Density, kg/m ³			
	Saturation, %			
	Void Ratio			
	Diameter, mm.			
	Height, mm.			
Normal Stress, kPa	30.4	92.3	123.1	
RESISTENCIA PICO, kPa	18.1	52.3	48.7	
Strain, %	4.4	7.8	6.7	
REISTENCIA RESIDUAL, kPa	18.1	50.7	48.7	
Strain, %	4.4	13.4	6.7	
Strain at peak, %	4.4	7.8	6.7	

Sample Type:

Description: Limo (MH) elástico.

LL= 57.7 PL= 34.4 PI= 23.3

Specific Gravity= 2.60

Remarks:

Figura _____

Client: Gensler S.A.

Project: Finca Castro, Santa Ana

Location: (481293 E/ 1097262 N, Proyección CRTM05)

Sample Number: FCm-02

Depth: 1,5 m

Proj. No.:

Date Sampled:



DIRECT SHEAR TEST

02/10/2018

Date:

Client: Gensler S.A.

Project: Finca Castro, Santa Ana

Project No.:

Location: Finca Castro, Santa Ana (481293 E/ 1097262 N, Proyección CRTM05)

Depth: 1,5 m **Sample Number:** FCm-02

Description: Limo (MH) elástico.

Remarks:

Type of Sample:

Specific Gravity=2.60 **LL**=57.7 **PL**=34.4 **PI**=23.3

Parameters for Specimen No. 1

Specimen Parameter	Initial	Consolidated	Final
Moisture content: Moist soil+tare, gms.	70.520		n/a
Moisture content: Dry soil+tare, gms.	55.490		n/a
Moisture content: Tare, gms.	13.490		n/a
Moisture, %	35.8		
Moist specimen weight, gms.	67.6		
Side Length, mm.	57.3		
Area, mm. ²	2576.9		
Height, mm.	18.8		
Net decrease in height, mm.		0.0	
Wet density, kg/m ³	1393		
Dry density, kg/m ³	1026		
Void ratio	1.5337		
Saturation, %	60.7		

Test Readings for Specimen No. 1

Load calculated from readings using Ax + B formula

Constant A = 0.3

Constant B =

Normal stress = 30.45 kPa

Strain at peak, % = 4.4

RESISTENCIA PICO = 18.1 kPa at reading no. 6

REISTENCIA RESIDUAL = 18.1 kPa at reading no. 6

No.	Horizontal Def. Dial mm.	Load Dial	Load lbs.	Strain %	Shear Stress kPa	Vertical Def. Dial mm.
0	0.0000	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0000
1	0.2540	15.00	4.5	0.4	7.8	0.5500
2	0.5080	21.00	6.3	0.9	10.9	0.1200
3	1.0160	28.00	8.4	1.8	14.5	0.2150
4	1.5240	31.00	9.3	2.7	16.1	0.2700
5	1.9050	34.00	10.2	3.3	17.6	0.3100
6	2.5400	35.00	10.5	4.4	18.1	0.3600
7	3.1750	37.00	11.1	5.5	19.2	0.3900
8	3.8100	39.00	11.7	6.7	20.2	0.4250
9	4.4450	40.00	12.0	7.8	20.7	0.4450
10	5.0800	42.00	12.6	8.9	21.8	0.4600

Test Readings for Specimen No. 1

No.	Horizontal Def. Dial mm.	Load Dial	Load lbs.	Strain %	Shear Stress kPa	Vertical Def. Dial mm.
11	6.3500	44.00	13.2	11.1	22.8	0.4800
12	7.6200	46.00	13.8	13.3	23.8	0.4900
13	8.8900	47.00	14.1	15.5	24.3	0.5000
14	10.1600	51.50	15.4	17.7	26.7	0.5000
15	11.4300	52.00	15.6	20.0	26.9	0.5000
16	12.7000	51.00	15.3	22.2	26.4	0.5000
17	13.9700	47.00	14.1	24.4	24.3	0.4750

Parameters for Specimen No. 2

Specimen Parameter	Initial	Consolidated	Final
Moisture content: Moist soil+tare, gms.	83.790		n/a
Moisture content: Dry soil+tare, gms.	65.890		n/a
Moisture content: Tare, gms.	18.230		n/a
Moisture, %	37.6		
Moist specimen weight, gms.	73.1		
Side Length, mm.	57.0		
Area, mm. ²	2550.9		
Height, mm.	18.5		
Net decrease in height, mm.		0.0	
Wet density, kg/m ³	1548		
Dry density, kg/m ³	1125		
Void ratio	1.3101		
Saturation, %	74.5		

Test Readings for Specimen No. 2

Load calculated from readings using Ax + B formula

Constant A = 0.3

Constant B =

Normal stress = 92.27 kPa

Strain at peak, % = 7.8

RESISTENCIA PICO = 52.3 kPa at reading no. 9

REISTENCIA RESIDUAL = 50.7 kPa at reading no. 12

No.	Horizontal Def. Dial mm.	Load Dial	Load lbs.	Strain %	Shear Stress kPa	Vertical Def. Dial mm.
0	0.0000	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0000
1	0.2540	17.00	5.1	0.4	8.9	0.0300
2	0.5080	37.00	11.1	0.9	19.4	0.1100
3	1.0160	57.00	17.1	1.8	29.8	0.2100
4	1.5240	73.00	21.9	2.7	38.2	0.2800
5	1.9050	86.00	25.8	3.3	45.0	0.3300
6	2.5400	96.50	28.9	4.5	50.5	0.3750
7	3.1750	105.00	31.5	5.6	54.9	0.4000
8	3.8100	106.00	31.8	6.7	55.5	0.3600
9	4.4450	100.00	30.0	7.8	52.3	0.3150
10	5.0800	99.00	29.7	8.9	51.8	0.3100
11	6.3500	98.50	29.5	11.1	51.5	0.3350
12	7.6200	97.00	29.1	13.4	50.7	0.4700
13	8.8900	101.00	30.3	15.6	52.8	0.5700

Test Readings for Specimen No. 2

No.	Horizontal Def. Dial mm.	Load Dial	Load lbs.	Strain %	Shear Stress kPa	Vertical Def. Dial mm.
14	10.1600	104.00	31.2	17.8	54.4	0.6600
15	11.4300	113.50	34.0	20.1	59.4	0.7600
16	12.7000	121.00	36.3	22.3	63.3	0.8100
17	13.9400	117.00	35.1	24.5	61.2	0.8400

Parameters for Specimen No. 3

Specimen Parameter	Initial	Consolidated	Final
Moisture content: Moist soil+tare, gms.	69.040		n/a
Moisture content: Dry soil+tare, gms.	52.090		n/a
Moisture content: Tare, gms.	12.490		n/a
Moisture, %	42.8		
Moist specimen weight, gms.	75.7		
Side Length, mm.	57.0		
Area, mm. ²	2549.1		
Height, mm.	0.0		
Net decrease in height, mm.		0.0	
Wet density, kg/m ³			
Dry density, kg/m ³			
Void ratio			
Saturation, %			

Test Readings for Specimen No. 3

Load calculated from readings using Ax + B formula

Constant A = 0.3

Constant B =

Normal stress = 123.11 kPa

Strain at peak, % = 6.7

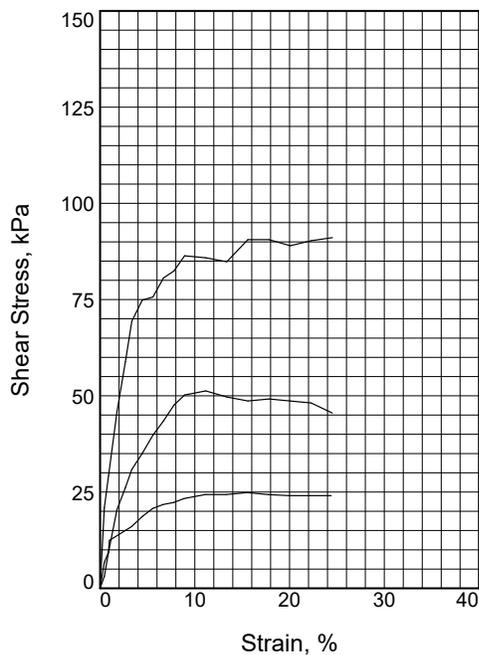
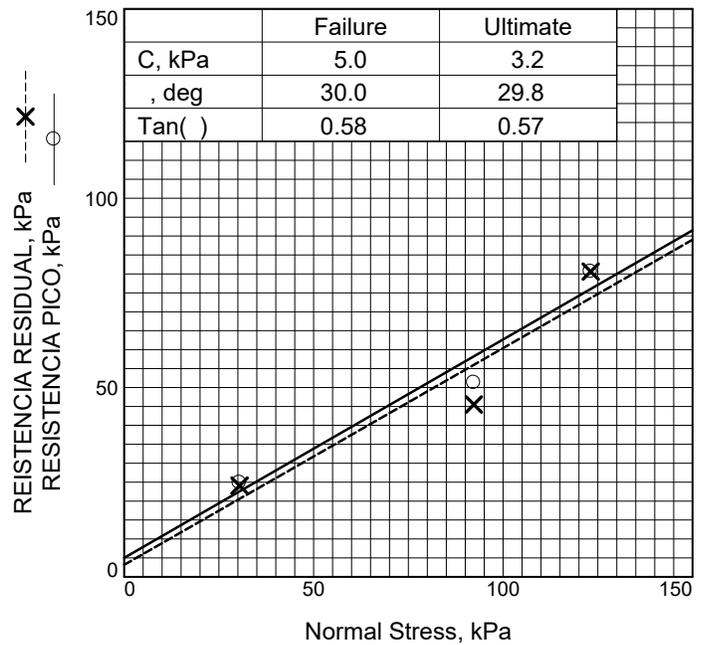
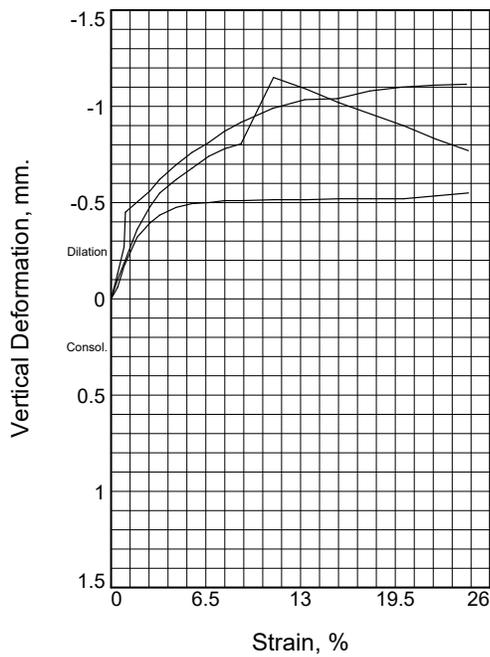
RESISTENCIA PICO = 48.7 kPa at reading no. 8

REISTENCIA RESIDUAL = 48.7 kPa at reading no. 8

No.	Horizontal Def. Dial mm.	Load Dial	Load lbs.	Strain %	Shear Stress kPa	Vertical Def. Dial mm.
0	0.0000	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0000
1	0.2540	47.00	14.1	0.4	24.6	0.0700
2	0.5080	58.00	17.4	0.9	30.4	0.0950
3	1.0160	71.00	21.3	1.8	37.2	0.1550
4	1.5240	65.00	19.5	2.7	34.0	0.1650
5	1.9050	78.00	23.4	3.3	40.8	0.1850
6	2.5400	86.00	25.8	4.5	45.0	0.2150
7	3.1750	91.00	27.3	5.6	47.6	0.2550
8	3.8100	93.00	27.9	6.7	48.7	0.2800
9	4.4450	98.00	29.4	7.8	51.3	0.3150
10	5.0800	102.00	30.6	8.9	53.4	0.3550
11	6.3500	114.00	34.2	11.1	59.7	0.4150
12	7.6200	127.00	38.1	13.4	66.5	0.4750
13	8.8900	134.00	40.2	15.6	70.2	0.5150
14	10.1600	137.00	41.1	17.8	71.7	0.5350
15	11.4300	140.00	42.0	20.1	73.3	0.5600
16	12.7000	140.00	42.0	22.3	73.3	0.5900

Test Readings for Specimen No. 3

No.	Horizontal Def. Dial mm.	Load Dial	Load lbs.	Strain %	Shear Stress kPa	Vertical Def. Dial mm.
17	13.9700	138.50	41.5	24.5	72.5	0.6000



Sample No.	1	2	3	
Initial	Water Content, %	22.2	20.4	22.5
	Dry Density, kg/m ³	1254	1228	1214
	Saturation, %	52.8	46.5	50.3
	Void Ratio	1.1216	1.1658	1.1908
	Diameter, mm.	57.3	57.0	57.0
	Height, mm.	18.8	18.5	19.2
At Test	Water Content, %	N/A	N/A	N/A
	Dry Density, kg/m ³			
	Saturation, %			
	Void Ratio			
	Diameter, mm.			
	Height, mm.			
Normal Stress, kPa	30.4	92.3	123.1	
RESISTENCIA PICO, kPa	24.9	51.3	80.6	
Strain, %	15.5	11.1	6.7	
REISTENCIA RESIDUAL, kPa	24.1	45.5	80.6	
Strain, %	24.4	24.5	6.7	
Strain at peak, %	15.5	11.1	6.7	

Sample Type:

Description: Arena limosa

LL= 42.5

PL= 24.2

PI= 18.3

Specific Gravity= 2.66

Remarks:

Figura _____

Client: Gensler S.A.

Project: Finca Castro, Santa Ana

Location: (481061 E/ 1097203 N, Proyección CRTM05)

Sample Number: FCm-03

Depth: 1,0 m

Proj. No.:

Date Sampled:



ESCUELA
CENTROAMERICANA
DE GEOLOGIA

DIRECT SHEAR TEST

02/10/2018

Date:

Client: Gensler S.A.

Project: Finca Castro, Santa Ana

Project No.:

Location: Finca Castro, Santa Ana (481061 E/ 1097203 N, Proyección CRTM05)

Depth: 1,0 m

Sample Number: FCm-03

Description: Arena limosa

Remarks:

Type of Sample:

Specific Gravity=2.66

LL=42.5

PL=24.2

PI=18.3

Parameters for Specimen No. 1

Specimen Parameter	Initial	Consolidated	Final
Moisture content: Moist soil+tare, gms.	92.460		n/a
Moisture content: Dry soil+tare, gms.	78.060		n/a
Moisture content: Tare, gms.	13.330		n/a
Moisture, %	22.2		
Moist specimen weight, gms.	74.4		
Side Length, mm.	57.3		
Area, mm. ²	2576.9		
Height, mm.	18.8		
Net decrease in height, mm.		0.0	
Wet density, kg/m ³	1533		
Dry density, kg/m ³	1254		
Void ratio	1.1216		
Saturation, %	52.8		

Test Readings for Specimen No. 1

Load calculated from readings using Ax + B formula

Constant A = 0.3

Constant B =

Normal stress = 30.45 kPa

Strain at peak, % = 15.5

RESISTENCIA PICO = 24.9 kPa at reading no. 13

REISTENCIA RESIDUAL = 24.1 kPa at reading no. 17

No.	Horizontal Def. Dial mm.	Load Dial	Load lbs.	Strain %	Shear Stress kPa	Vertical Def. Dial mm.
0	0.0000	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0000
1	0.2540	13.00	3.9	0.4	6.7	0.1300
2	0.5080	18.00	5.4	0.9	9.3	0.2700
3	0.5600	24.00	7.2	1.0	12.4	0.4500
4	1.5240	29.00	8.7	2.7	15.0	0.5600
5	1.9050	31.00	9.3	3.3	16.1	0.6200
6	2.5400	36.00	10.8	4.4	18.6	0.6950
7	3.1750	40.00	12.0	5.5	20.7	0.7600
8	3.8100	42.00	12.6	6.7	21.8	0.8100
9	4.4450	43.00	12.9	7.8	22.3	0.8700
10	5.0800	45.00	13.5	8.9	23.3	0.9150

Test Readings for Specimen No. 1

No.	Horizontal Def. Dial mm.	Load Dial	Load lbs.	Strain %	Shear Stress kPa	Vertical Def. Dial mm.
11	6.3500	47.00	14.1	11.1	24.3	0.9900
12	7.6200	47.00	14.1	13.3	24.3	1.0350
13	8.8900	48.00	14.4	15.5	24.9	1.0400
14	10.1600	47.00	14.1	17.7	24.3	1.0800
15	11.4300	46.50	13.9	20.0	24.1	1.1000
16	12.7000	46.50	13.9	22.2	24.1	1.1100
17	13.9700	46.50	13.9	24.4	24.1	1.1150

Parameters for Specimen No. 2

Specimen Parameter	Initial	Consolidated	Final
Moisture content: Moist soil+tare, gms.	95.150		n/a
Moisture content: Dry soil+tare, gms.	83.170		n/a
Moisture content: Tare, gms.	24.350		n/a
Moisture, %	20.4		
Moist specimen weight, gms.	69.8		
Side Length, mm.	57.0		
Area, mm. ²	2550.9		
Height, mm.	18.5		
Net decrease in height, mm.		0.0	
Wet density, kg/m ³	1478		
Dry density, kg/m ³	1228		
Void ratio	1.1658		
Saturation, %	46.5		

Test Readings for Specimen No. 2

Load calculated from readings using Ax + B formula

Constant A = 0.3

Constant B =

Normal stress = 92.27 kPa

Strain at peak, % = 11.1

RESISTENCIA PICO = 51.3 kPa at reading no. 11

REISTENCIA RESIDUAL = 45.5 kPa at reading no. 17

No.	Horizontal Def. Dial mm.	Load Dial	Load lbs.	Strain %	Shear Stress kPa	Vertical Def. Dial mm.
0	0.0000	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0000
1	0.2540	6.00	1.8	0.4	3.1	0.1000
2	0.5080	18.00	5.4	0.9	9.4	0.1850
3	1.0160	39.00	11.7	1.8	20.4	0.3600
4	1.5240	50.00	15.0	2.7	26.2	0.4800
5	1.9050	59.00	17.7	3.3	30.9	0.5500
6	2.5400	67.00	20.1	4.5	35.1	0.6200
7	3.1750	76.00	22.8	5.6	39.8	0.6800
8	3.8100	83.00	24.9	6.7	43.4	0.7400
9	4.4450	91.00	27.3	7.8	47.6	0.7800
10	5.0800	96.00	28.8	8.9	50.2	0.8050
11	6.3500	98.00	29.4	11.1	51.3	1.1500
12	7.6200	95.00	28.5	13.4	49.7	1.0900
13	8.8900	93.00	27.9	15.6	48.7	1.0200

Test Readings for Specimen No. 2

No.	Horizontal Def. Dial mm.	Load Dial	Load lbs.	Strain %	Shear Stress kPa	Vertical Def. Dial mm.
14	10.1600	94.00	28.2	17.8	49.2	0.9600
15	11.4300	93.00	27.9	20.1	48.7	0.9000
16	12.7000	92.00	27.6	22.3	48.1	0.8300
17	13.9700	87.00	26.1	24.5	45.5	0.7700

Parameters for Specimen No. 3

Specimen Parameter	Initial	Consolidated	Final
Moisture content: Moist soil+tare, gms.	133.360		n/a
Moisture content: Dry soil+tare, gms.	113.470		n/a
Moisture content: Tare, gms.	25.060		n/a
Moisture, %	22.5		
Moist specimen weight, gms.	72.7		
Side Length, mm.	57.0		
Area, mm. ²	2549.1		
Height, mm.	19.2		
Net decrease in height, mm.		0.0	
Wet density, kg/m ³	1487		
Dry density, kg/m ³	1214		
Void ratio	1.1908		
Saturation, %	50.3		

Test Readings for Specimen No. 3

Load calculated from readings using Ax + B formula

Constant A = 0.3

Constant B =

Normal stress = 123.11 kPa

Strain at peak, % = 6.7

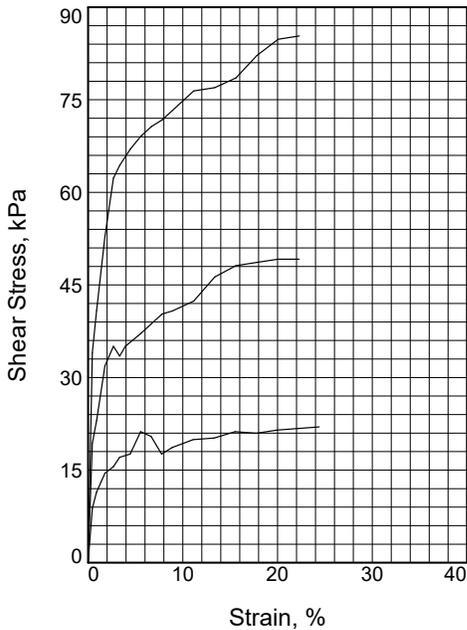
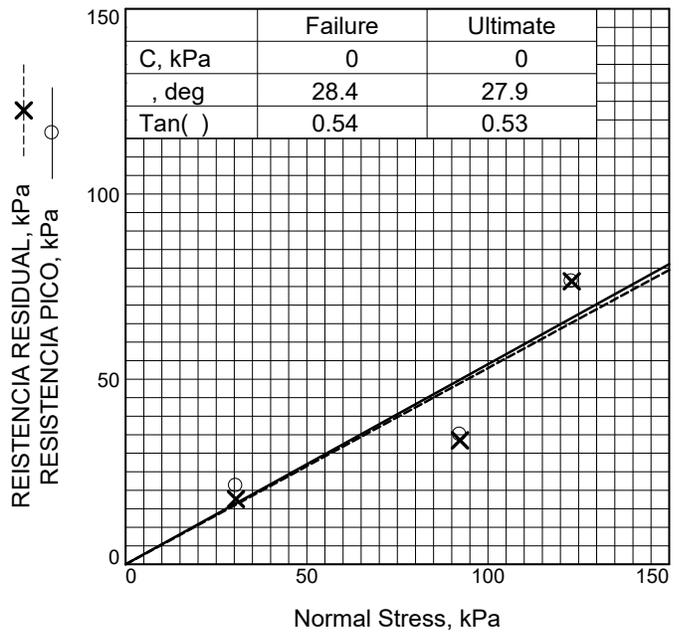
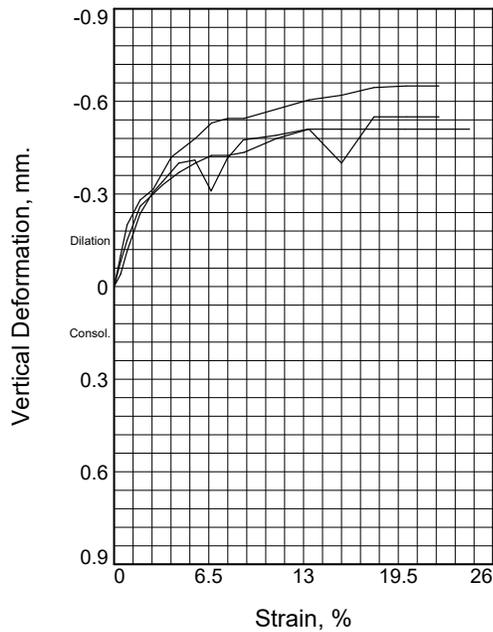
RESISTENCIA PICO = 80.6 kPa at reading no. 8

REISTENCIA RESIDUAL = 80.6 kPa at reading no. 8

No.	Horizontal Def. Dial mm.	Load Dial	Load lbs.	Strain %	Shear Stress kPa	Vertical Def. Dial mm.
0	0.0000	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0000
1	0.2540	40.00	12.0	0.4	20.9	0.0600
2	0.5080	56.00	16.8	0.9	29.3	0.1700
3	1.0160	87.50	26.3	1.8	45.8	0.3200
4	1.5240	112.50	33.8	2.7	58.9	0.3950
5	1.9050	132.50	39.8	3.3	69.4	0.4350
6	2.5400	143.00	42.9	4.5	74.9	0.4750
7	3.1750	144.50	43.4	5.6	75.6	0.4950
8	3.8100	154.00	46.2	6.7	80.6	0.5000
9	4.4450	157.50	47.3	7.8	82.5	0.5100
10	5.0800	165.00	49.5	8.9	86.4	0.5100
11	6.3500	164.00	49.2	11.1	85.9	0.5150
12	7.6200	162.00	48.6	13.4	84.8	0.5150
13	8.8900	173.00	51.9	15.6	90.6	0.5200
14	10.1600	173.00	51.9	17.8	90.6	0.5200
15	11.4300	170.00	51.0	20.1	89.0	0.5200
16	12.7000	172.50	51.8	22.3	90.3	0.5350

Test Readings for Specimen No. 3

No.	Horizontal Def. Dial mm.	Load Dial	Load lbs.	Strain %	Shear Stress kPa	Vertical Def. Dial mm.
17	13.9700	174.00	52.2	24.5	91.1	0.5500



Sample No.	1	2	3	
Initial	Water Content, %	16.7	14.0	17.2
	Dry Density, kg/m ³	1183	1358	1370
	Saturation, %	35.9	39.4	49.4
	Void Ratio	1.2151	0.9288	0.9120
	Diameter, mm.	57.3	57.0	57.0
	Height, mm.	18.8	18.5	19.2
At Test	Water Content, %	N/A	N/A	N/A
	Dry Density, kg/m ³			
	Saturation, %			
	Void Ratio			
	Diameter, mm.			
	Height, mm.			
Normal Stress, kPa	30.4	92.3	123.1	
RESISTENCIA PICO, kPa	21.2	35.1	76.4	
Strain, %	5.5	2.7	11.1	
REISTENCIA RESIDUAL, kPa	17.6	33.5	76.4	
Strain, %	7.8	3.3	11.1	
Strain at peak, %	5.5	2.7	11.1	

Sample Type:
Description: Arcilla (MH) pobre gravosa con arena.
 (Gravelly lean clay with sand)
LL= 49.3 PL= 26.5 PI= 22.8
Specific Gravity= 2.62
Remarks:

Client: Gensler S.A.
Project: Finca Castro, Santa Ana
Location: (481065 E/ 1097381 N, Proyección CRTM05)
Sample Number: FCm-04 **Depth:** 2,0 m
Proj. No.: **Date Sampled:**

Figura _____



DIRECT SHEAR TEST

02/10/2018

Date:

Client: Gensler S.A.

Project: Finca Castro, Santa Ana

Project No.:

Location: Finca Castro, Santa Ana (481065 E/ 1097381 N, Proyección CRTM05)

Depth: 2,0 m **Sample Number:** FCm-04

Description: Arcilla (MH) pobre gravosa con arena. (Gravelly lean clay with sand)

Remarks:

Type of Sample:

Specific Gravity=2.62 **LL**=49.3 **PL**=26.5 **PI**=22.8

Parameters for Specimen No. 1

Specimen Parameter	Initial	Consolidated	Final
Moisture content: Moist soil+tare, gms.	83.300		n/a
Moisture content: Dry soil+tare, gms.	73.350		n/a
Moisture content: Tare, gms.	13.610		n/a
Moisture, %	16.7		
Moist specimen weight, gms.	67.0		
Side Length, mm.	57.3		
Area, mm. ²	2576.9		
Height, mm.	18.8		
Net decrease in height, mm.		0.0	
Wet density, kg/m ³	1380		
Dry density, kg/m ³	1183		
Void ratio	1.2151		
Saturation, %	35.9		

Test Readings for Specimen No. 1

Load calculated from readings using Ax + B formula

Constant A = 0.3

Constant B =

Normal stress = 30.45 kPa

Strain at peak, % = 5.5

RESISTENCIA PICO = 21.2 kPa at reading no. 7

REISTENCIA RESIDUAL = 17.6 kPa at reading no. 9

No.	Horizontal Def. Dial mm.	Load Dial	Load lbs.	Strain %	Shear Stress kPa	Vertical Def. Dial mm.
0	0.0000	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0000
1	0.2540	17.00	5.1	0.4	8.8	0.0400
2	0.5080	22.00	6.6	0.9	11.4	0.1150
3	1.0160	28.00	8.4	1.8	14.5	0.2350
4	1.5240	30.00	9.0	2.7	15.5	0.3050
5	1.9050	33.00	9.9	3.3	17.1	0.3400
6	2.5400	34.00	10.2	4.4	17.6	0.4000
7	3.1750	41.00	12.3	5.5	21.2	0.4100
8	3.8100	39.50	11.8	6.7	20.5	0.3100
9	4.4450	34.00	10.2	7.8	17.6	0.4150
10	5.0800	36.00	10.8	8.9	18.6	0.4750

Test Readings for Specimen No. 1

No.	Horizontal Def. Dial mm.	Load Dial	Load lbs.	Strain %	Shear Stress kPa	Vertical Def. Dial mm.
11	6.3500	38.50	11.5	11.1	19.9	0.4900
12	7.6200	39.00	11.7	13.3	20.2	0.5100
13	8.8900	41.00	12.3	15.5	21.2	0.5100
14	10.1600	40.50	12.2	17.7	21.0	0.5100
15	11.4300	41.50	12.4	20.0	21.5	0.5100
16	12.7000	42.00	12.6	22.2	21.8	0.5100
17	13.9700	42.50	12.8	24.4	22.0	0.5100

Parameters for Specimen No. 2

Specimen Parameter	Initial	Consolidated	Final
Moisture content: Moist soil+tare, gms.	88.810		n/a
Moisture content: Dry soil+tare, gms.	80.170		n/a
Moisture content: Tare, gms.	18.350		n/a
Moisture, %	14.0		
Moist specimen weight, gms.	73.1		
Side Length, mm.	57.0		
Area, mm. ²	2550.9		
Height, mm.	18.5		
Net decrease in height, mm.		0.0	
Wet density, kg/m ³	1548		
Dry density, kg/m ³	1358		
Void ratio	0.9288		
Saturation, %	39.4		

Test Readings for Specimen No. 2

Load calculated from readings using Ax + B formula

Constant A = 0.3

Constant B =

Normal stress = 92.27 kPa

Strain at peak, % = 2.7

RESISTENCIA PICO = 35.1 kPa at reading no. 4

REISTENCIA RESIDUAL = 33.5 kPa at reading no. 5

No.	Horizontal Def. Dial mm.	Load Dial	Load lbs.	Strain %	Shear Stress kPa	Vertical Def. Dial mm.
0	0.0000	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0000
1	0.2540	37.00	11.1	0.4	19.4	0.1000
2	0.5080	44.00	13.2	0.9	23.0	0.2000
3	1.0160	61.00	18.3	1.8	31.9	0.2800
4	1.5240	67.00	20.1	2.7	35.1	0.3150
5	1.9000	64.00	19.2	3.3	33.5	0.3700
6	2.2400	67.00	20.1	3.9	35.1	0.4200
7	3.1750	71.00	21.3	5.6	37.1	0.4800
8	3.8100	74.00	22.2	6.7	38.7	0.5300
9	4.4450	77.00	23.1	7.8	40.3	0.5450
10	5.0800	78.00	23.4	8.9	40.8	0.5450
11	6.3500	81.00	24.3	11.1	42.4	0.5750
12	7.6200	88.50	26.6	13.4	46.3	0.6050
13	8.8900	92.00	27.6	15.6	48.1	0.6200

Test Readings for Specimen No. 2

No.	Horizontal Def. Dial mm.	Load Dial	Load lbs.	Strain %	Shear Stress kPa	Vertical Def. Dial mm.
14	10.1600	93.00	27.9	17.8	48.7	0.6450
15	11.4300	94.00	28.2	20.1	49.2	0.6500
16	12.7000	94.00	28.2	22.3	49.2	0.6500

Parameters for Specimen No. 3

Specimen Parameter	Initial	Consolidated	Final
Moisture content: Moist soil+tare, gms.	76.830		n/a
Moisture content: Dry soil+tare, gms.	68.270		n/a
Moisture content: Tare, gms.	18.510		n/a
Moisture, %	17.2		
Moist specimen weight, gms.	78.5		
Side Length, mm.	57.0		
Area, mm. ²	2549.1		
Height, mm.	19.2		
Net decrease in height, mm.		0.0	
Wet density, kg/m ³	1606		
Dry density, kg/m ³	1370		
Void ratio	0.9120		
Saturation, %	49.4		

Test Readings for Specimen No. 3

Load calculated from readings using Ax + B formula

Constant A = 0.3

Constant B =

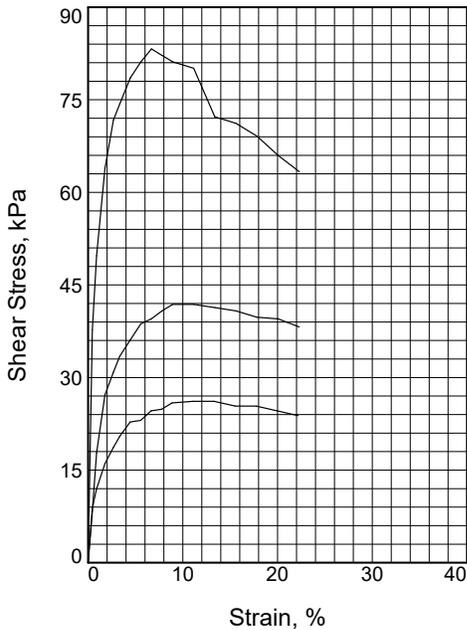
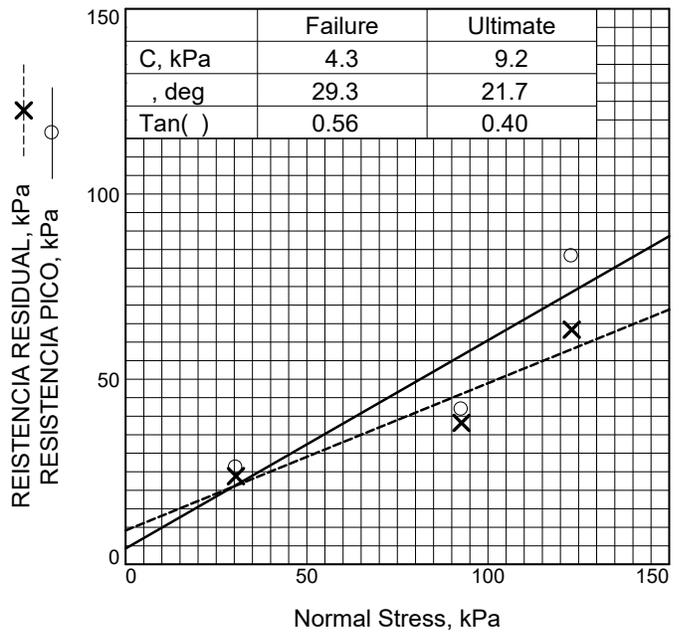
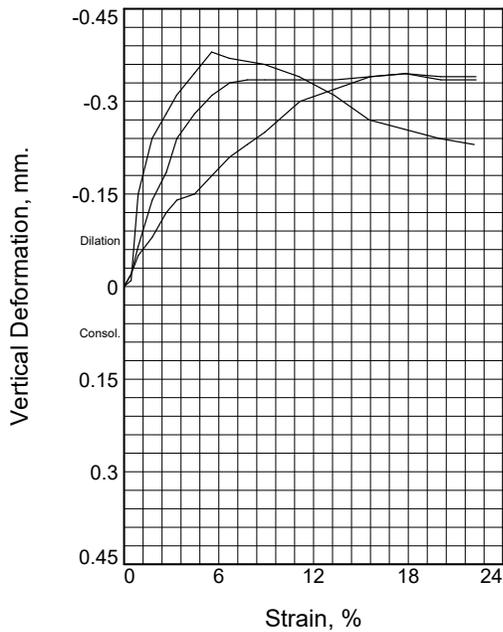
Normal stress = 123.11 kPa

Strain at peak, % = 11.1

RESISTENCIA PICO = 76.4 kPa at reading no. 11

REISTENCIA RESIDUAL = 76.4 kPa at reading no. 11

No.	Horizontal Def. Dial mm.	Load Dial	Load lbs.	Strain %	Shear Stress kPa	Vertical Def. Dial mm.
0	0.0000	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0000
1	0.2540	65.00	19.5	0.4	34.0	0.0800
2	0.5080	78.00	23.4	0.9	40.8	0.1500
3	1.0160	101.00	30.3	1.8	52.9	0.2600
4	1.5240	119.00	35.7	2.7	62.3	0.3000
5	1.9050	123.00	36.9	3.3	64.4	0.3300
6	2.5400	128.00	38.4	4.5	67.0	0.3700
7	3.1750	132.00	39.6	5.6	69.1	0.4000
8	3.8100	135.00	40.5	6.7	70.7	0.4250
9	4.4450	137.00	41.1	7.8	71.7	0.4250
10	5.0800	140.00	42.0	8.9	73.3	0.4350
11	6.3500	146.00	43.8	11.1	76.4	0.4800
12	7.6200	147.00	44.1	13.4	77.0	0.5100
13	8.8900	150.00	45.0	15.6	78.5	0.4000
14	10.1600	157.00	47.1	17.8	82.2	0.5500
15	11.4300	162.00	48.6	20.1	84.8	0.5500
16	12.7000	163.00	48.9	22.3	85.3	0.5500



Sample No.	1	2	3	
Initial	Water Content, %	28.7	28.1	28.9
	Dry Density, kg/m ³	1185	1310	1346
	Saturation, %	61.6	72.7	79.1
	Void Ratio	1.2355	1.0227	0.9688
	Diameter, mm.	57.3	57.0	57.0
	Height, mm.	18.8	18.5	19.2
At Test	Water Content, %	N/A	N/A	N/A
	Dry Density, kg/m ³			
	Saturation, %			
	Void Ratio			
	Diameter, mm.			
	Height, mm.			
Normal Stress, kPa	30.4	92.7	123.1	
RESISTENCIA PICO, kPa	26.2	41.9	83.2	
Strain, %	11.1	8.9	6.7	
REISTENCIA RESIDUAL, kPa	23.8	38.2	63.3	
Strain, %	22.2	22.3	22.3	
Strain at peak, %	11.1	8.9	6.7	

Sample Type:
Description: Limo (MH) elástico. (Elastic silt)
LL= 56.5 PL= 34.0 PI= 22.5
Specific Gravity= 2.65
Remarks:

Client: Gensler S.A.
Project: Finca Castro, Santa Ana
Location: (480973 E/ 1097399 N, Proyección CRTM05)
Sample Number: FCm-05 **Depth:** 2,0 m
Proj. No.: **Date Sampled:**

Figura _____



DIRECT SHEAR TEST

02/10/2018

Date:
Client: Gensler S.A.
Project: Finca Castro, Santa Ana
Project No.:
Location: Finca Castro, Santa Ana (480973 E/ 1097399 N, Proyección CRTM05)
Depth: 2,0 m **Sample Number:** FCm-05
Description: Limo (MH) elástico. (Elastic silt)
Remarks:
Type of Sample:
Specific Gravity=2.65 **LL**=56.5 **PL**=34.0 **PI**=22.5

Parameters for Specimen No. 1

Specimen Parameter	Initial	Consolidated	Final
Moisture content: Moist soil+tare, gms.	72.690		n/a
Moisture content: Dry soil+tare, gms.	59.360		n/a
Moisture content: Tare, gms.	12.950		n/a
Moisture, %	28.7		
Moist specimen weight, gms.	74.0		
Side Length, mm.	57.3		
Area, mm. ²	2576.9		
Height, mm.	18.8		
Net decrease in height, mm.		0.0	
Wet density, kg/m ³	1526		
Dry density, kg/m ³	1185		
Void ratio	1.2355		
Saturation, %	61.6		

Test Readings for Specimen No. 1

Load calculated from readings using Ax + B formula

Constant A = 0.3

Constant B =

Normal stress = 30.45 kPa

Strain at peak, % = 11.1

RESISTENCIA PICO = 26.2 kPa at reading no. 11

REISTENCIA RESIDUAL = 23.8 kPa at reading no. 16

No.	Horizontal Def. Dial mm.	Load Dial	Load lbs.	Strain %	Shear Stress kPa	Vertical Def. Dial mm.
0	0.0000	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0000
1	0.2540	17.00	5.1	0.4	8.8	0.0100
2	0.5080	23.00	6.9	0.9	11.9	0.1500
3	1.0160	31.00	9.3	1.8	16.1	0.2400
4	1.5240	36.00	10.8	2.7	18.6	0.2800
5	1.9050	39.50	11.8	3.3	20.5	0.3100
6	2.5400	44.00	13.2	4.4	22.8	0.3450
7	3.1750	44.50	13.3	5.5	23.0	0.3800
8	3.8100	47.50	14.3	6.7	24.6	0.3700
9	4.4450	48.00	14.4	7.8	24.9	0.3650
10	5.0800	50.00	15.0	8.9	25.9	0.3600

Test Readings for Specimen No. 1

No.	Horizontal Def. Dial mm.	Load Dial	Load lbs.	Strain %	Shear Stress kPa	Vertical Def. Dial mm.
11	6.3500	50.50	15.1	11.1	26.2	0.3400
12	7.6200	50.50	15.1	13.3	26.2	0.3100
13	8.8900	49.00	14.7	15.5	25.4	0.2700
14	10.1600	49.00	14.7	17.7	25.4	0.2550
15	11.4300	47.50	14.3	20.0	24.6	0.2400
16	12.7000	46.00	13.8	22.2	23.8	0.2300

Parameters for Specimen No. 2

Specimen Parameter	Initial	Consolidated	Final
Moisture content: Moist soil+tare, gms.	85.580		n/a
Moisture content: Dry soil+tare, gms.	70.840		n/a
Moisture content: Tare, gms.	18.340		n/a
Moisture, %	28.1		
Moist specimen weight, gms.	79.3		
Side Length, mm.	57.0		
Area, mm. ²	2550.9		
Height, mm.	18.5		
Net decrease in height, mm.		0.0	
Wet density, kg/m ³	1678		
Dry density, kg/m ³	1310		
Void ratio	1.0227		
Saturation, %	72.7		

Test Readings for Specimen No. 2

Load calculated from readings using Ax + B formula

Constant A = 0.3

Constant B =

Normal stress = 92.7 kPa

Strain at peak, % = 8.9

RESISTENCIA PICO = 41.9 kPa at reading no. 10

REISTENCIA RESIDUAL = 38.2 kPa at reading no. 16

No.	Horizontal Def. Dial mm.	Load Dial	Load lbs.	Strain %	Shear Stress kPa	Vertical Def. Dial mm.
0	0.0000	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0000
1	0.2540	16.00	4.8	0.4	8.4	0.0200
2	0.5080	34.00	10.2	0.9	17.8	0.0500
3	1.0160	52.00	15.6	1.8	27.2	0.0800
4	1.5240	59.00	17.7	2.7	30.9	0.1200
5	1.9050	64.00	19.2	3.3	33.5	0.1400
6	2.5400	69.00	20.7	4.5	36.1	0.1500
7	3.1750	74.00	22.2	5.6	38.7	0.1800
8	3.8100	75.50	22.6	6.7	39.5	0.2100
9	4.4450	78.00	23.4	7.8	40.8	0.2300
10	5.0800	80.00	24.0	8.9	41.9	0.2500
11	6.3500	80.00	24.0	11.1	41.9	0.3000
12	7.6200	79.00	23.7	13.4	41.3	0.3200
13	8.8900	78.00	23.4	15.6	40.8	0.3400
14	10.1600	76.00	22.8	17.8	39.8	0.3450

Test Readings for Specimen No. 2

No.	Horizontal Def. Dial mm.	Load Dial	Load lbs.	Strain %	Shear Stress kPa	Vertical Def. Dial mm.
15	11.4300	75.50	22.6	20.1	39.5	0.3400
16	12.7000	73.00	21.9	22.3	38.2	0.3400

Parameters for Specimen No. 3

Specimen Parameter	Initial	Consolidated	Final
Moisture content: Moist soil+tare, gms.	95.110		n/a
Moisture content: Dry soil+tare, gms.	77.870		n/a
Moisture content: Tare, gms.	18.240		n/a
Moisture, %	28.9		
Moist specimen weight, gms.	84.8		
Side Length, mm.	57.0		
Area, mm. ²	2549.1		
Height, mm.	19.2		
Net decrease in height, mm.		0.0	
Wet density, kg/m ³	1735		
Dry density, kg/m ³	1346		
Void ratio	0.9688		
Saturation, %	79.1		

Test Readings for Specimen No. 3

Load calculated from readings using Ax + B formula

Constant A = 0.3

Constant B =

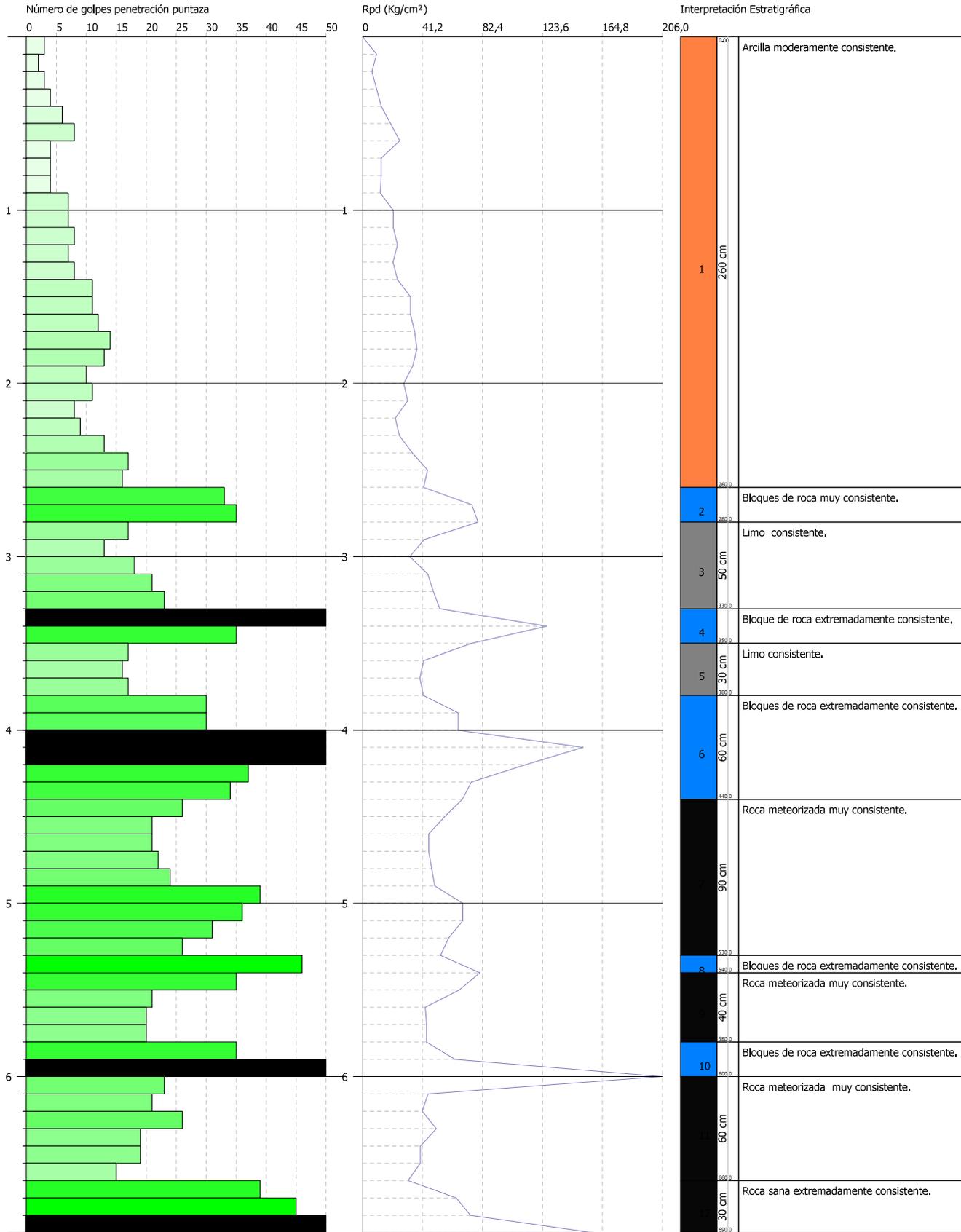
Normal stress = 123.11 kPa

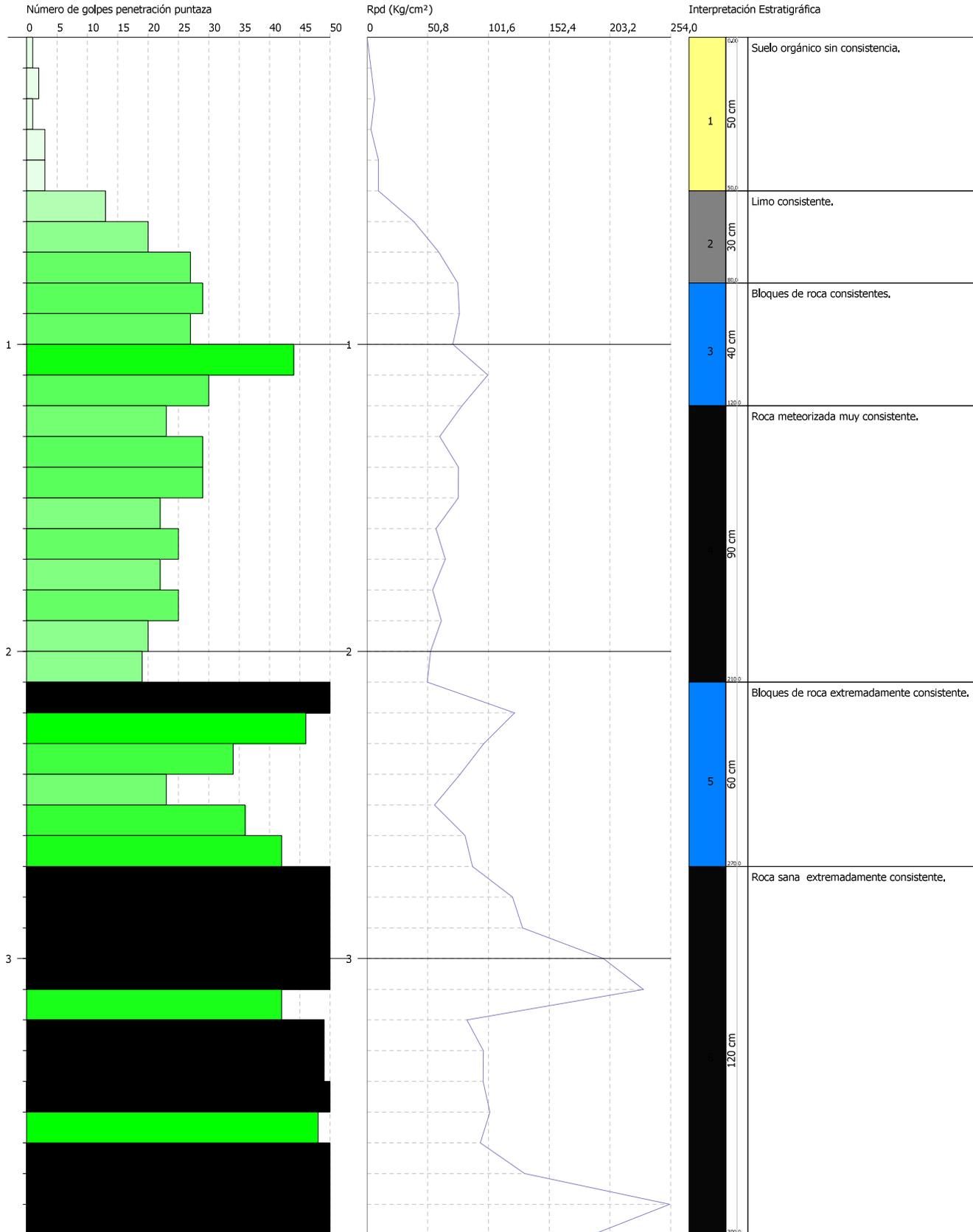
Strain at peak, % = 6.7

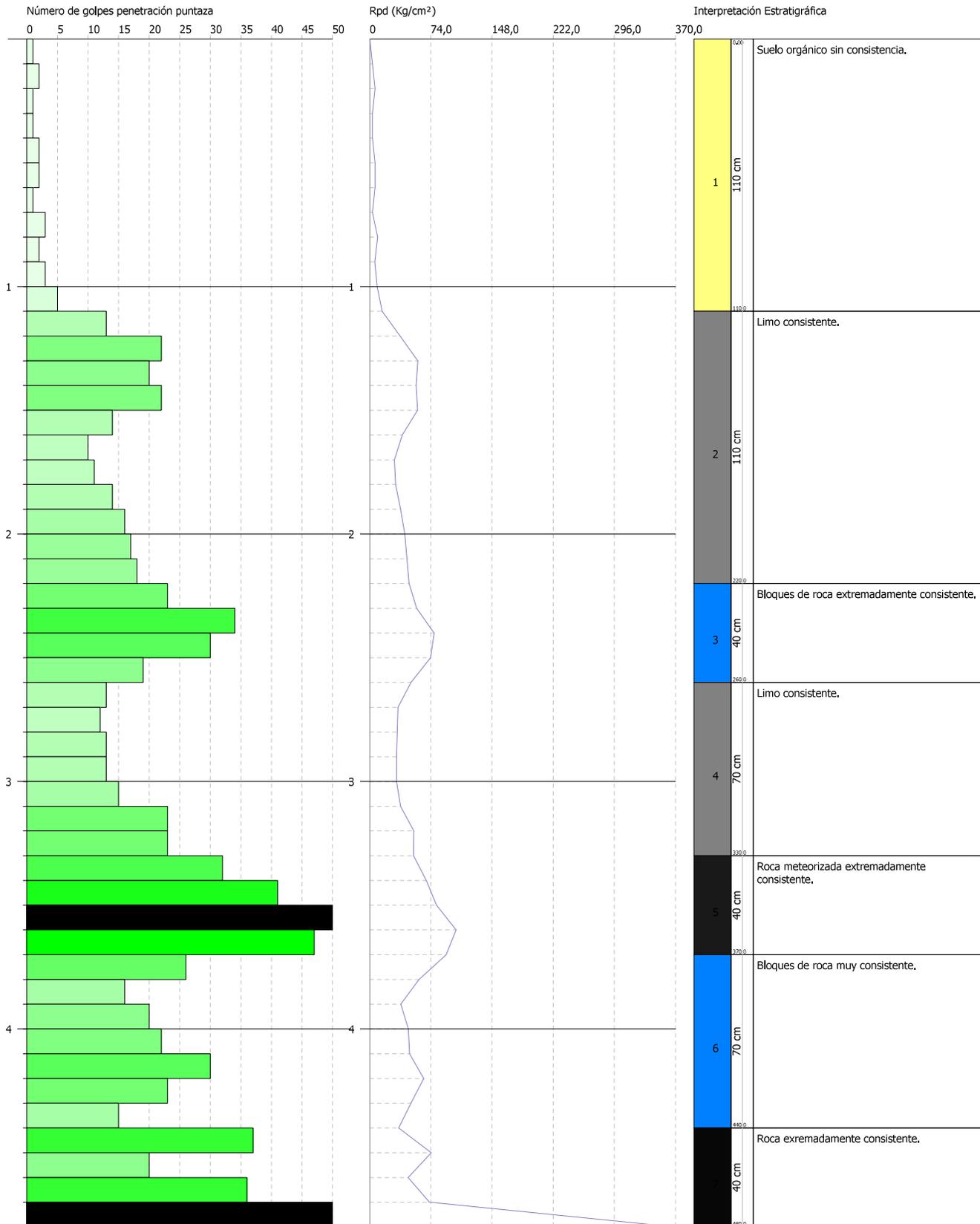
RESISTENCIA PICO = 83.2 kPa at reading no. 8

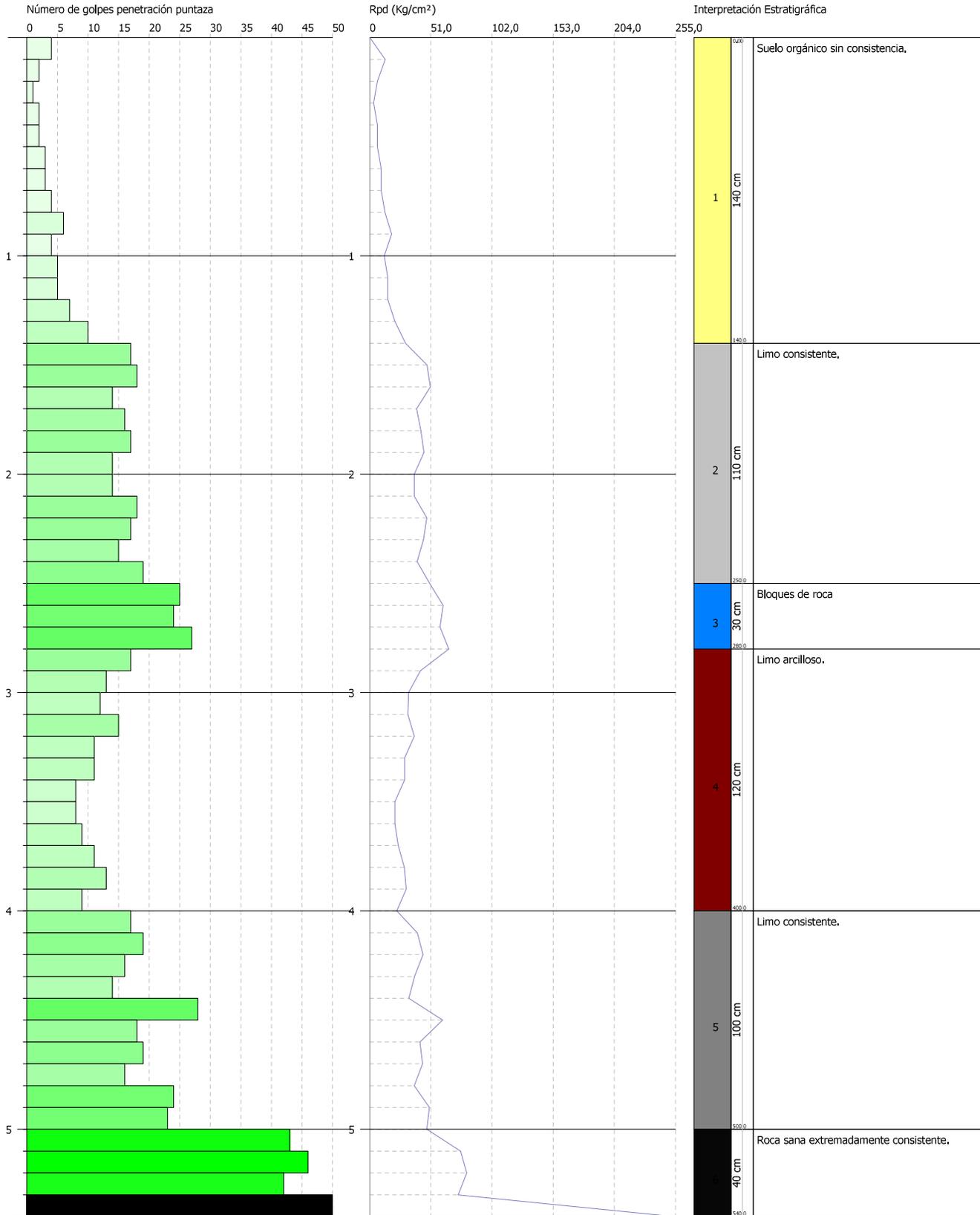
REISTENCIA RESIDUAL = 63.3 kPa at reading no. 16

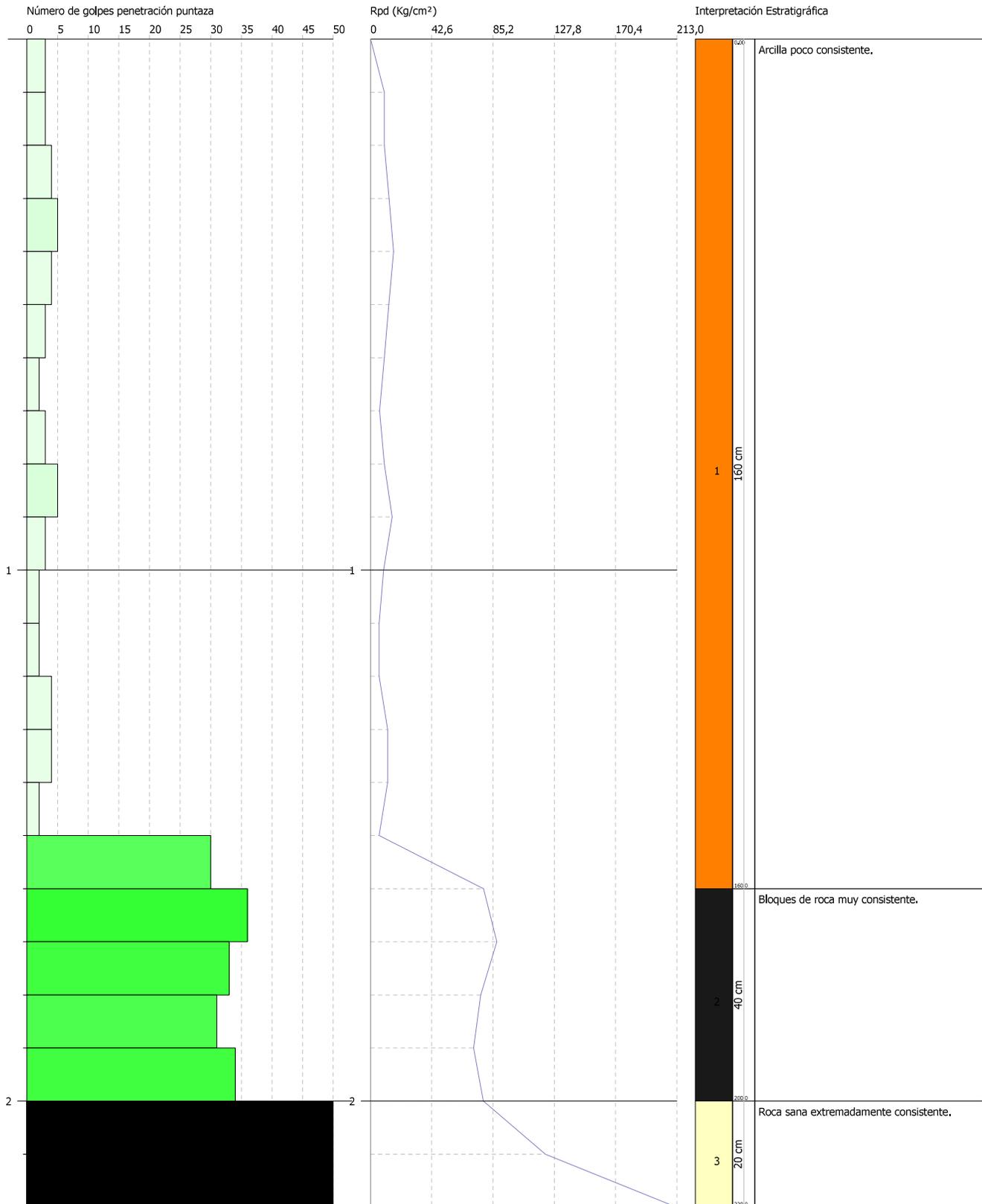
No.	Horizontal Def. Dial mm.	Load Dial	Load lbs.	Strain %	Shear Stress kPa	Vertical Def. Dial mm.
0	0.0000	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0000
1	0.2540	72.00	21.6	0.4	37.7	0.0200
2	0.5080	95.00	28.5	0.9	49.7	0.0650
3	1.0160	122.00	36.6	1.8	63.9	0.1400
4	1.5240	137.00	41.1	2.7	71.7	0.1850
5	1.9050	142.00	42.6	3.3	74.3	0.2400
6	2.5400	150.00	45.0	4.5	78.5	0.2800
7	3.1750	155.00	46.5	5.6	81.1	0.3100
8	3.8100	159.00	47.7	6.7	83.2	0.3300
9	4.4450	157.00	47.1	7.8	82.2	0.3350
10	5.0800	155.00	46.5	8.9	81.1	0.3350
11	6.3500	153.00	45.9	11.1	80.1	0.3350
12	7.6200	138.00	41.4	13.4	72.2	0.3350
13	8.8900	136.00	40.8	15.6	71.2	0.3400
14	10.1600	132.00	39.6	17.8	69.1	0.3450
15	11.4300	126.00	37.8	20.1	66.0	0.3350
16	12.7000	121.00	36.3	22.3	63.3	0.3350

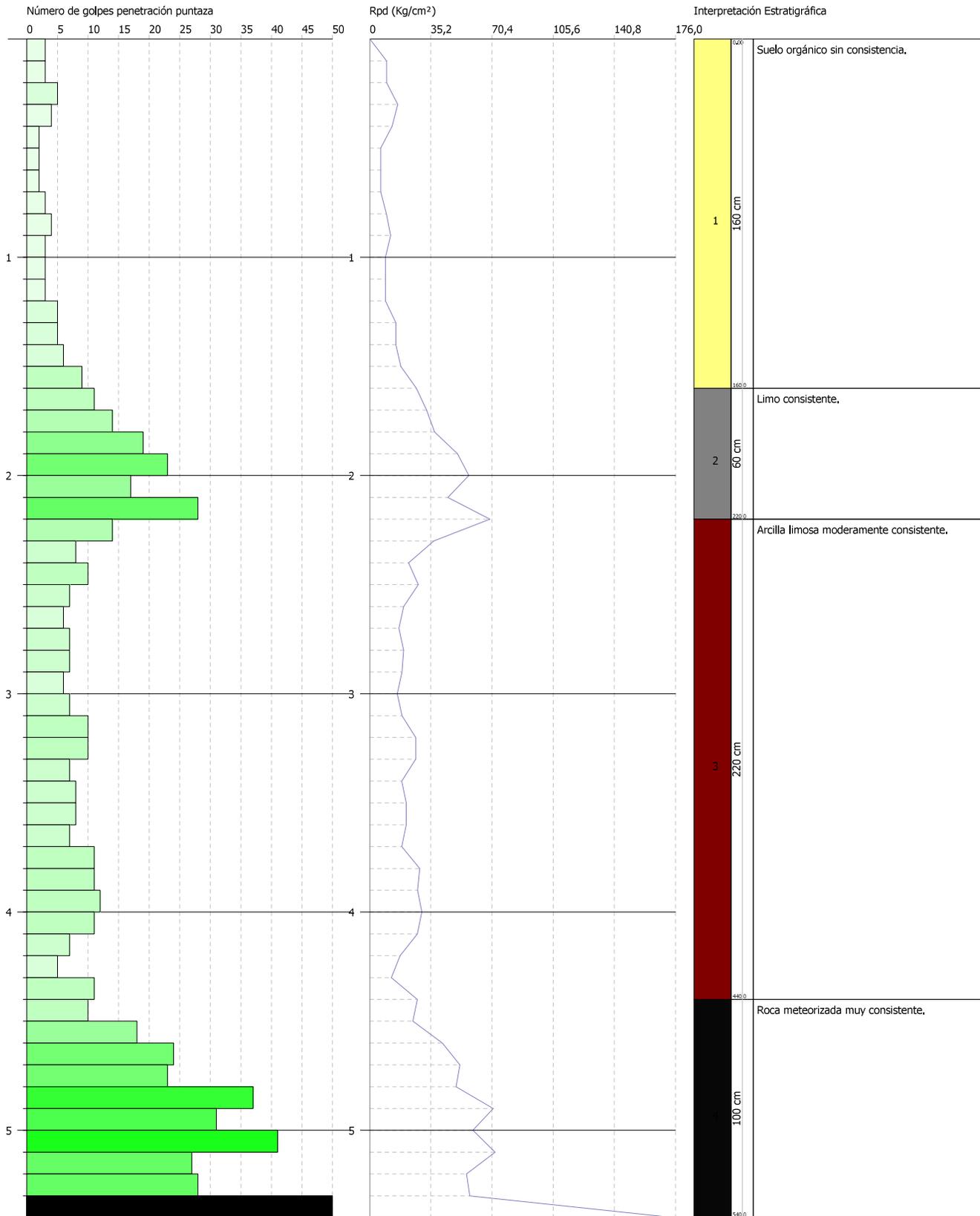


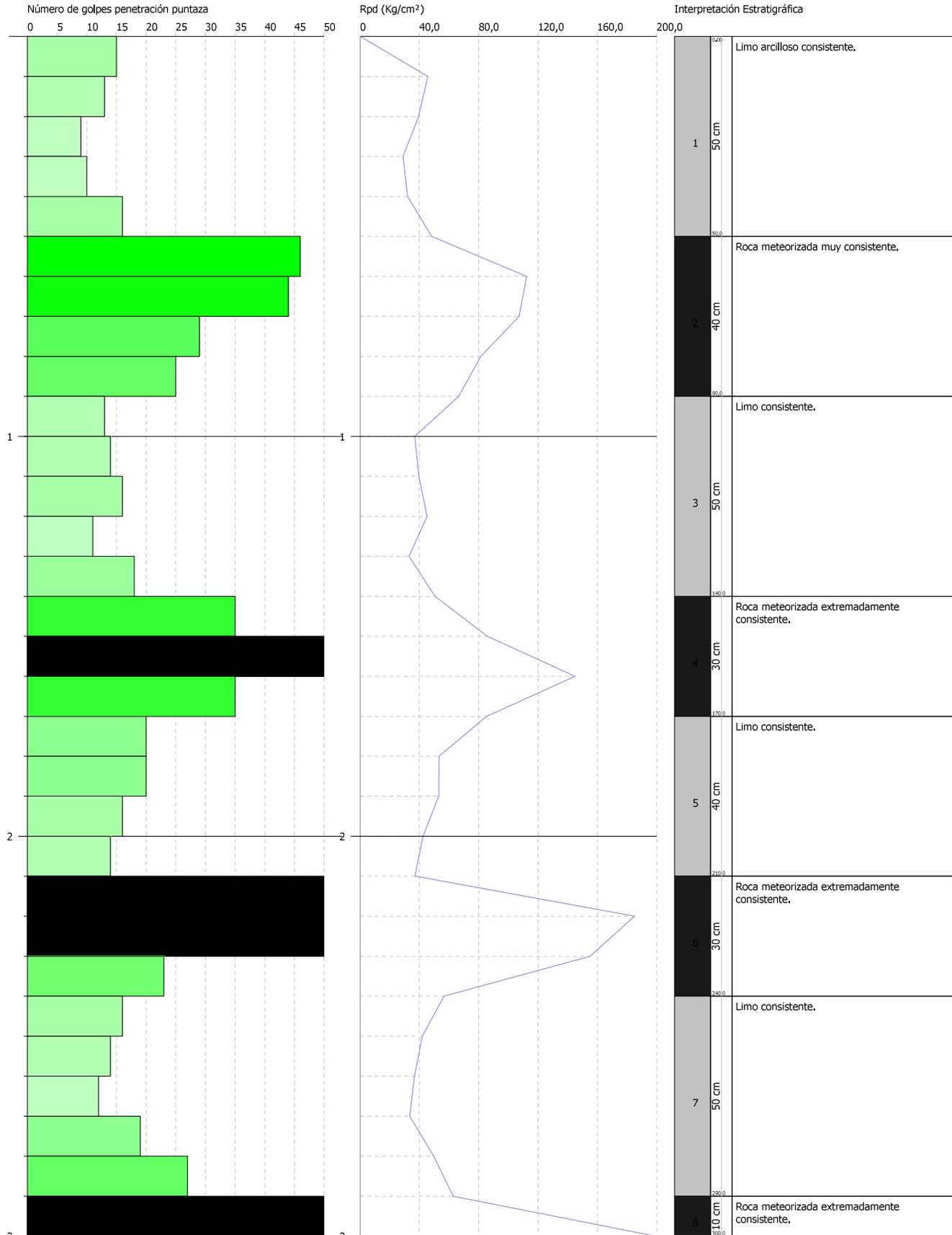


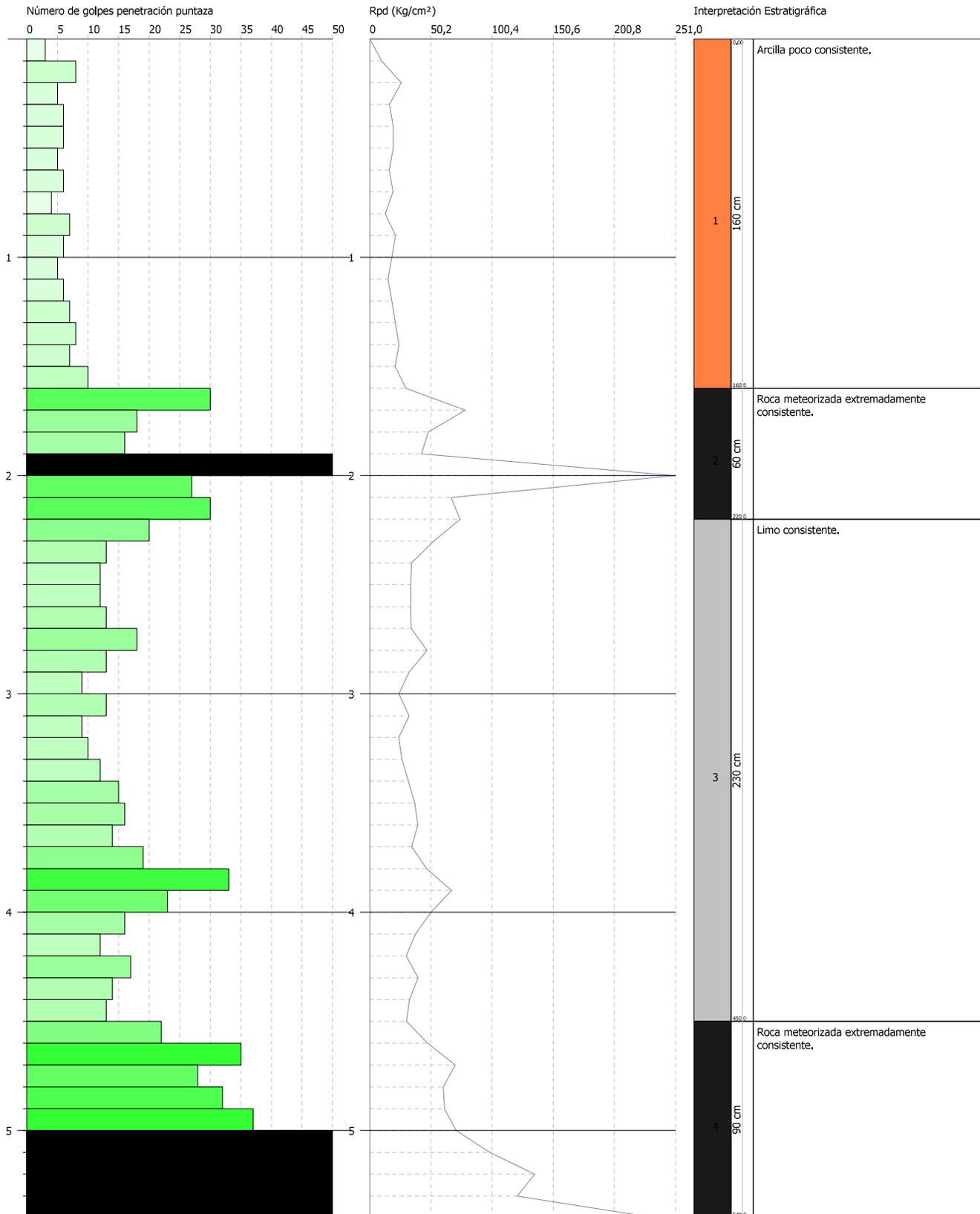


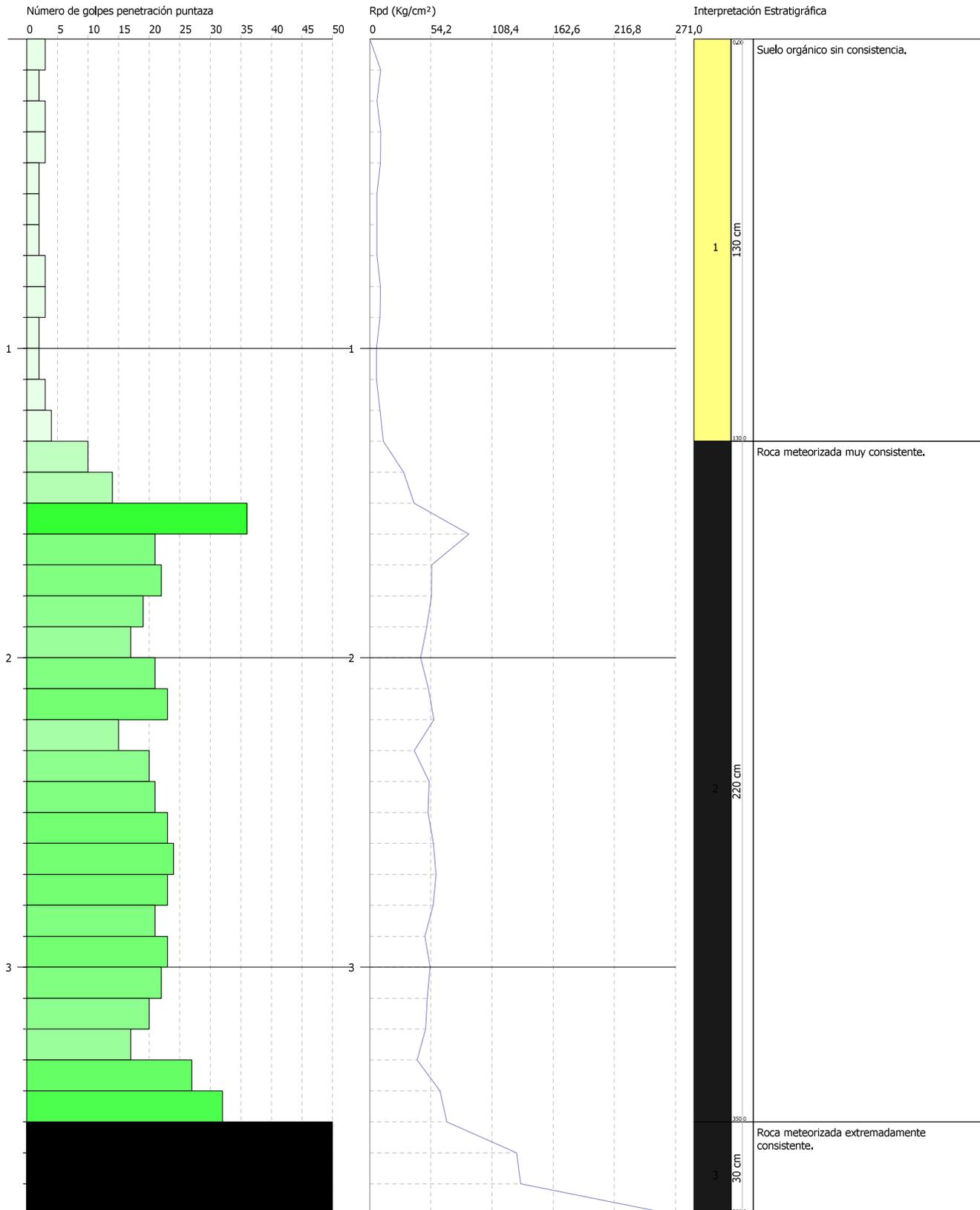


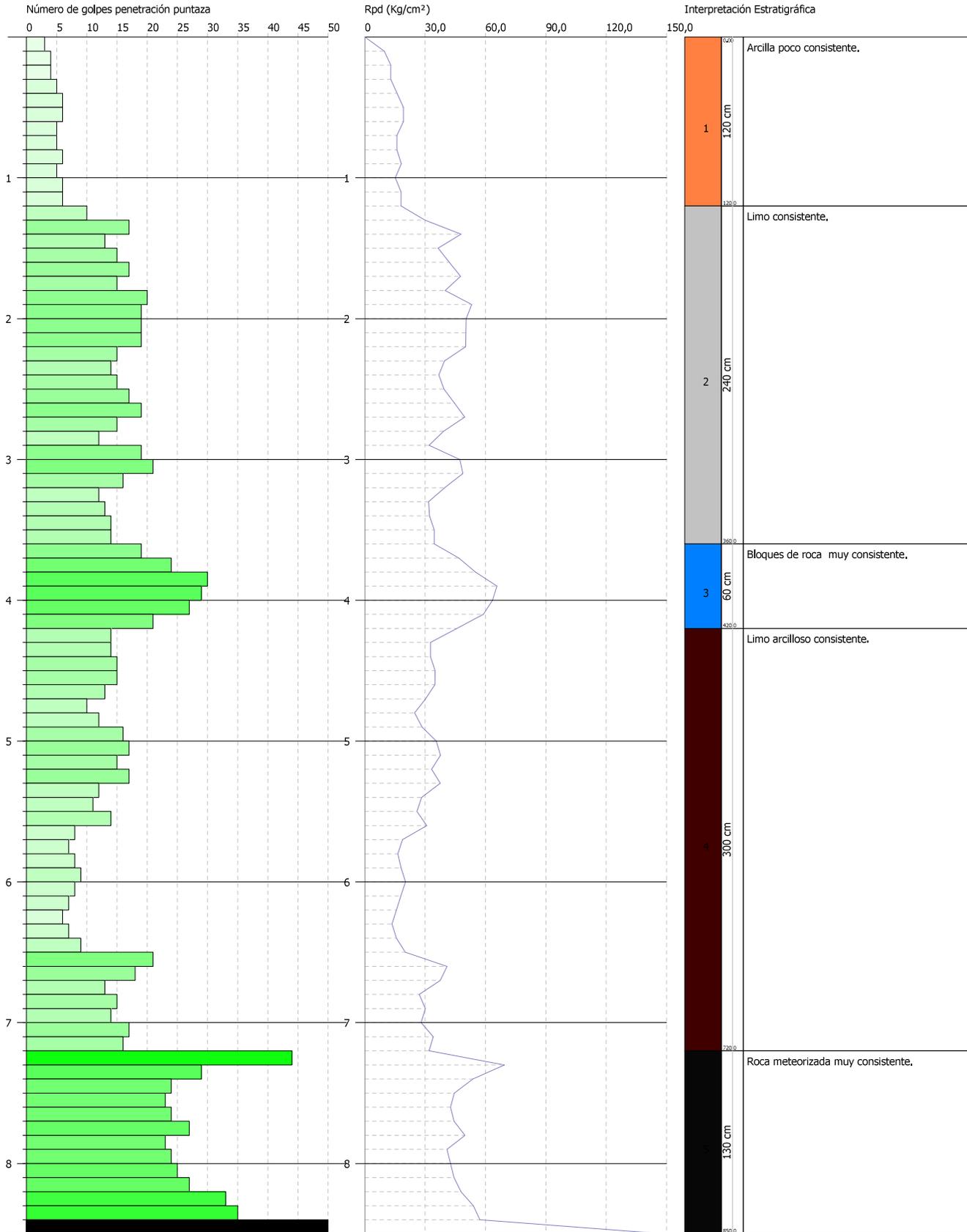


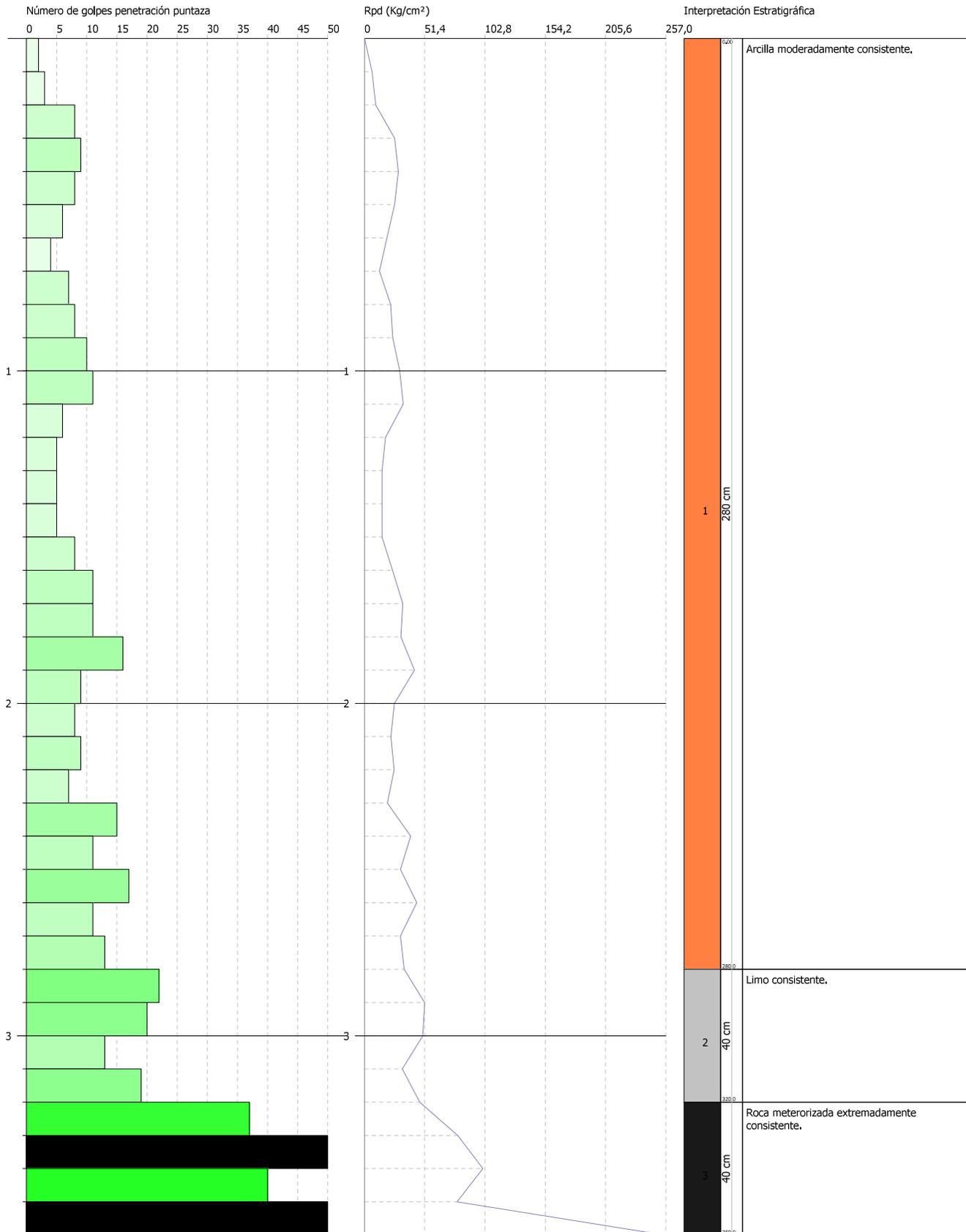


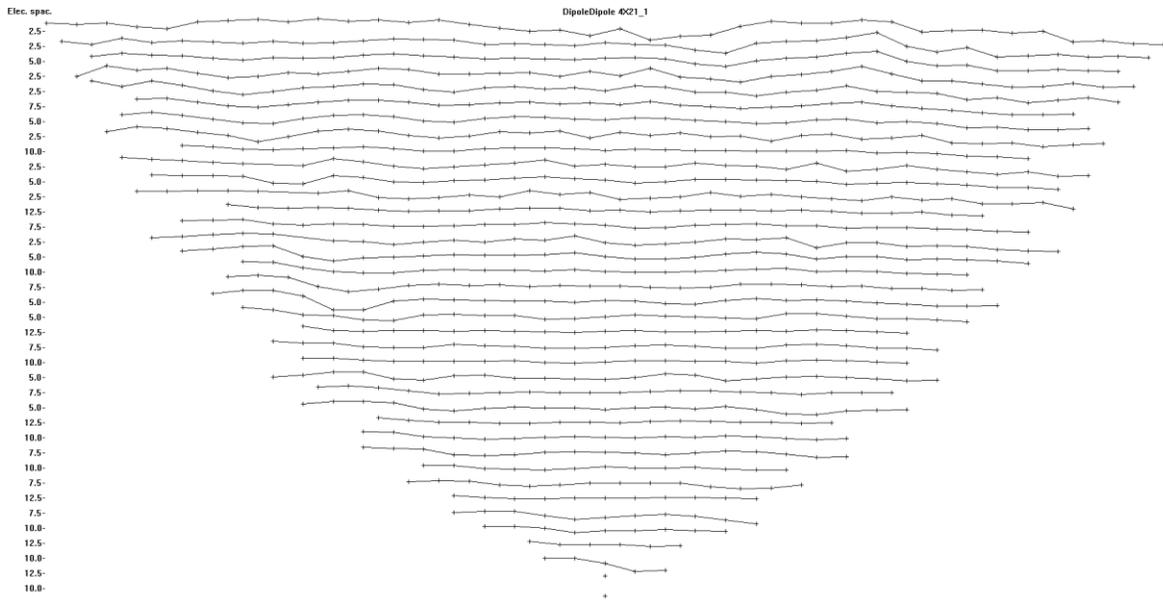




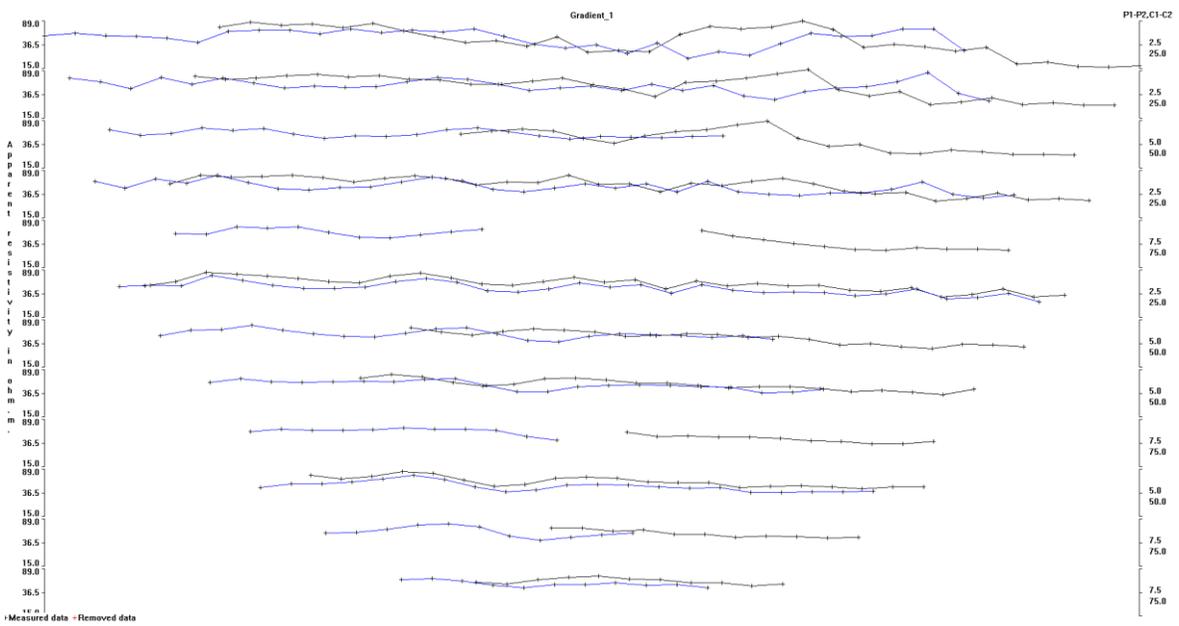




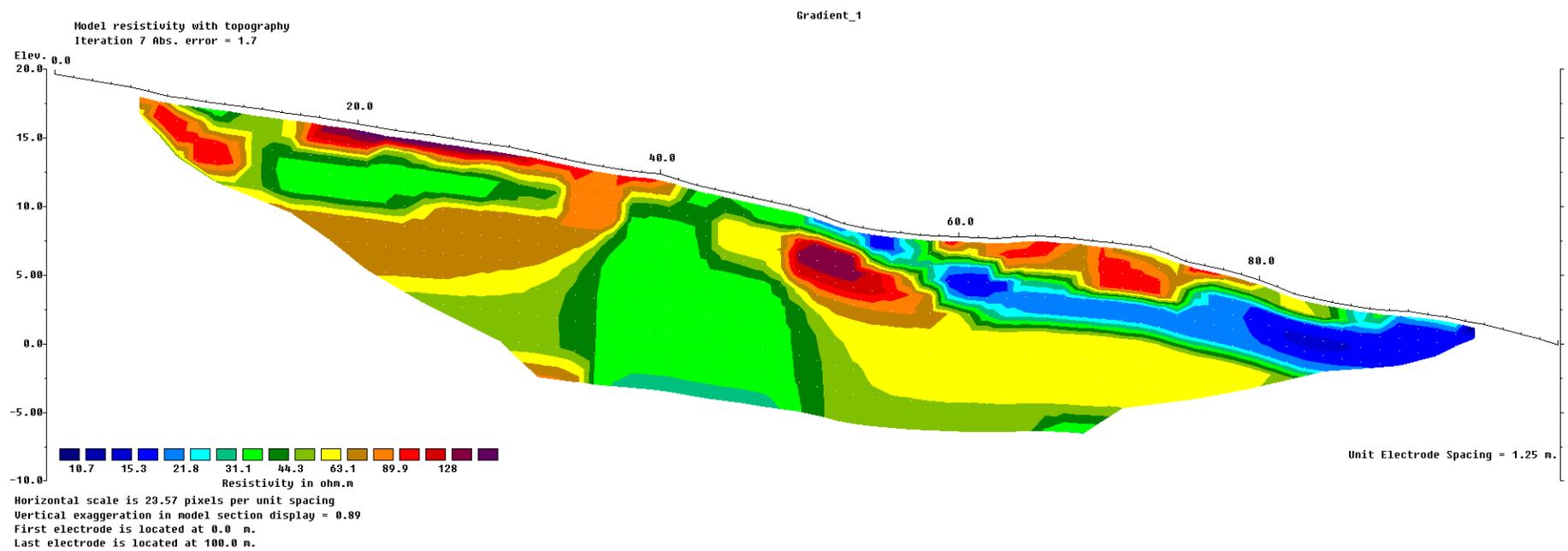
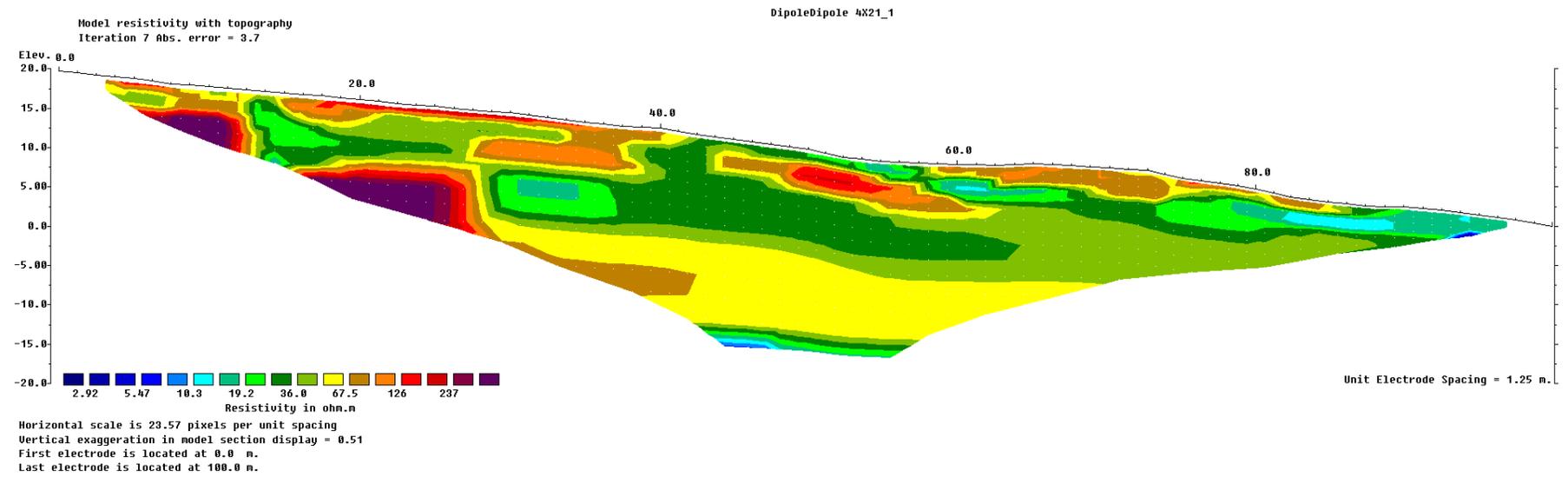




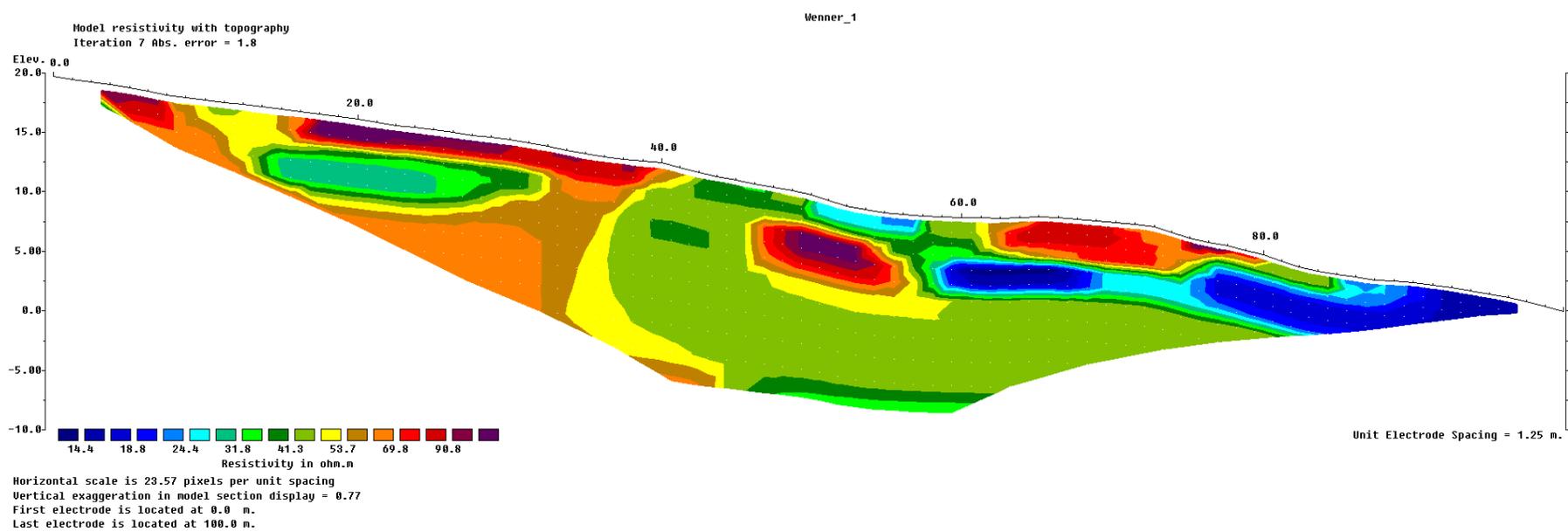
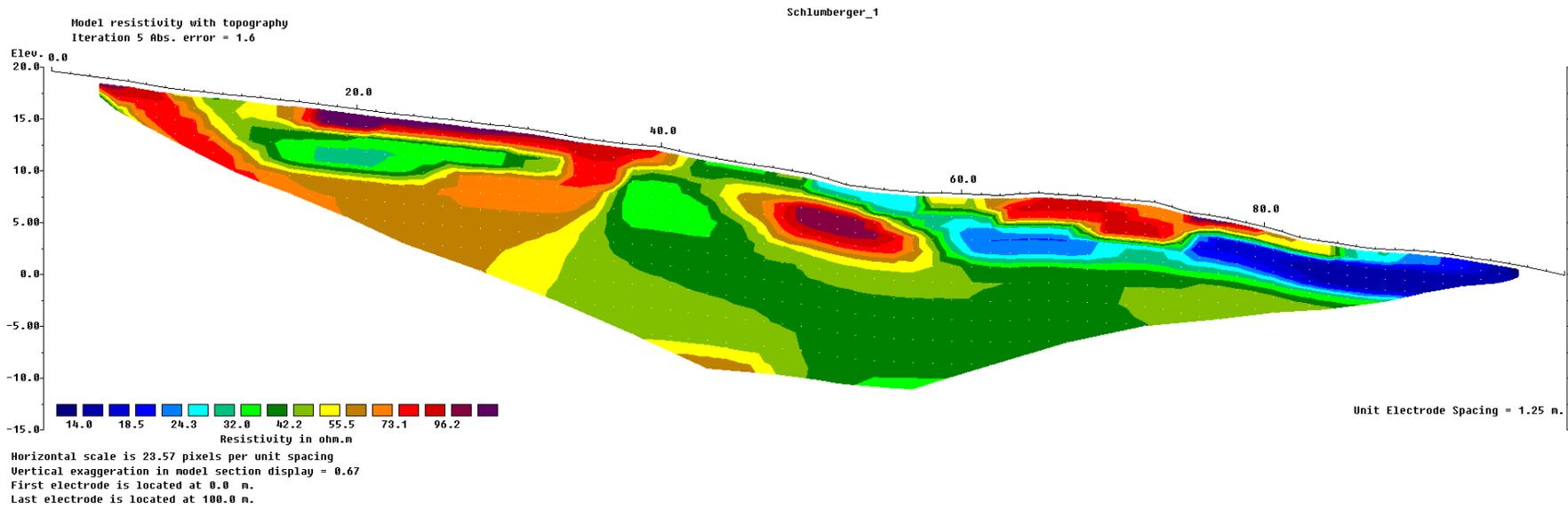
Datum de la tomografía. Dipolo Dipolo



Datum de la tomografía. Gradiente.



Inversión de la tomografía. Dipolo dipolo y gradiente.



Inversión de la tomografía. Schlumberger y Wenner

Parámetros de entrada PISA

Área 1:

Condición estática. Suelo seco

static	mean			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	triangular	19	26.5	33
cs	triangular	0	2200	10000
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	uniform	0	0	0
gs	triangular	17850	18020	22490
gm	triangular	14960	17320	20850
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0			

Condición estática. Suelo parcialmente saturado

static	mean			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	triangular	19	26.5	33
cs	triangular	0	2200	10000
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	uniform	0	1	0
gs	triangular	17850	18020	22490
gm	triangular	14960	17320	20850
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0			

Condición estática. Suelo saturado

static	mean			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	triangular	19	26.5	33
cs	triangular	0	2200	10000
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	none	1	0	0
gs	triangular	17850	18020	22490
gm	triangular	14960	17320	20850
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0			

Área 2:

Condición estática. Suelo seco

static	mean			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	uniform	29	39	0
cs	uniform	0	5000	0
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	none	0	0	0
gs	uniform	19490	19490	0
gm	uniform	19360	19360	0
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0			

Condición estática. Suelo parcialmente saturado

static	mean			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	uniform	29	39	0
cs	uniform	0	5000	0
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	uniform	0	1	0
gs	uniform	19490	19490	0
gm	uniform	19360	19360	0
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0			

Condición estática. Suelo saturado

static	mean			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	uniform	29	39	0
cs	uniform	0	5000	0
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	none	1	0	0
gs	uniform	19490	19490	0
gm	uniform	19360	19360	0
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0			

Área 1:

Condición pseudoestática. Suelo seco

Aceleración sísmica 0,05 g

seismic	probability			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	triangular	19	26.5	33
cs	triangular	0	2200	10000
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	uniform	0	0	0
gs	triangular	17850	18020	22490
gm	triangular	14960	17320	20850
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0.05			

Condición pseudoestática. Suelo seco

Aceleración sísmica 0,10 g

seismic	probability			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	triangular	19	26.5	33
cs	triangular	0	2200	10000
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	uniform	0	0	0
gs	triangular	17850	18020	22490
gm	triangular	14960	17320	20850
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0.1			

Condición pseudoestática. Suelo seco.

Aceleración sísmica 0,15 g

seismic	probability			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	triangular	19	26.5	33
cs	triangular	0	2200	10000
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	uniform	0	0	0
gs	triangular	17850	18020	22490
gm	triangular	14960	17320	20850
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0.15			

Condición pseudoestática. Suelo seco

Aceleración sísmica 0,20 g

seismic	probability			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	triangular	19	26.5	33
cs	triangular	0	2200	10000
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	uniform	0	0	0
gs	triangular	17850	18020	22490
gm	triangular	14960	17320	20850
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0.2			

Condición pseudoestática. Suelo parcialmente saturado. Aceleración sísmica 0,05 g

seismic	probability			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	triangular	19	26.5	33
cs	triangular	0	2200	10000
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	uniform	0	1	0
gs	triangular	17850	18020	22490
gm	triangular	14960	17320	20850
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0.05			

Condición pseudoestática. Suelo parcialmente saturado. Aceleración sísmica 0,10 g

seismic	probability			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	triangular	19	26.5	33
cs	triangular	0	2200	10000
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	uniform	0	1	0
gs	triangular	17850	18020	22490
gm	triangular	14960	17320	20850
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0.1			

Área 1:

Condición pseudoestática. Suelo parcialmente saturado. Aceleración sísmica 0,15 g

seismic	probability			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	triangular	19	26.5	33
cs	triangular	0	2200	10000
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	uniform	0	1	0
gs	triangular	17850	18020	22490
gm	triangular	14960	17320	20850
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0.15			

Condición pseudoestática. Suelo parcialmente saturado. Aceleración sísmica 0,20 g

seismic	probability			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	triangular	19	26.5	33
cs	triangular	0	2200	10000
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	uniform	0	1	0
gs	triangular	17850	18020	22490
gm	triangular	14960	17320	20850
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0.2			

Condición pseudoestática. Suelo saturado. Aceleración sísmica 0,05 g

seismic	probability			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	triangular	19	26.5	33
cs	triangular	0	2200	10000
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	none	1	0	0
gs	triangular	17850	18020	22490
gm	triangular	14960	17320	20850
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0.05			

Condición pseudoestática. Suelo saturado. Aceleración sísmica 0,10 g

seismic	probability			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	triangular	19	26.5	33
cs	triangular	0	2200	10000
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	none	1	0	0
gs	triangular	17850	18020	22490
gm	triangular	14960	17320	20850
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0.1			

Condición pseudoestática. Suelo saturado. Aceleración sísmica 0,15 g

seismic	probability			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	triangular	19	26.5	33
cs	triangular	0	2200	10000
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	none	1	0	0
gs	triangular	17850	18020	22490
gm	triangular	14960	17320	20850
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0.15			

Condición pseudoestática. Suelo saturado. Aceleración sísmica 0,20 g

seismic	probability			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	triangular	19	26.5	33
cs	triangular	0	2200	10000
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	none	1	0	0
gs	triangular	17850	18020	22490
gm	triangular	14960	17320	20850
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0.2			

Área 2:

**Condición pseudoestática. Suelo seco.
Aceleración sísmica 0,05 g**

seismic	probability			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	uniform	29	39	0
cs	uniform	0	5000	0
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	none	0	0	0
gs	uniform	19490	19490	0
gm	uniform	19360	19360	0
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0.05			

**Condición pseudoestática. Suelo seco.
Aceleración sísmica 0,10 g**

seismic	probability			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	uniform	29	39	0
cs	uniform	0	5000	0
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	none	0	0	0
gs	uniform	19490	19490	0
gm	uniform	19360	19360	0
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0.1			

**Condición pseudoestática. Suelo seco.
Aceleración sísmica 0,15 g**

seismic	probability			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	uniform	29	39	0
cs	uniform	0	5000	0
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	none	0	0	0
gs	uniform	19490	19490	0
gm	uniform	19360	19360	0
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0.15			

**Condición pseudoestática. Suelo seco.
Aceleración sísmica 0,20 g**

seismic	probability			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	triangular	19	26.5	33
cs	triangular	0	2200	10000
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	uniform	0	0	0
gs	triangular	17850	18020	22490
gm	triangular	14960	17320	20850
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0.2			

**Condición pseudoestática. Suelo parcial-
mente saturado. Aceleración sísmica 0,05 g**

seismic	probability			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	uniform	29	39	0
cs	uniform	0	5000	0
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	uniform	0	1	0
gs	uniform	19490	19490	0
gm	uniform	19360	19360	0
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0.05			

**Condición pseudoestática. Suelo parcial-
mente saturado. Aceleración sísmica 0,10 g**

seismic	probability			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	uniform	29	39	0
cs	uniform	0	5000	0
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	uniform	0	1	0
gs	uniform	19490	19490	0
gm	uniform	19360	19360	0
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0.1			

Área 2:

Condición pseudoestática. Suelo parcialmente saturado. Aceleración sísmica 0,15 g

seismic	probability			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	uniform	29	39	0
cs	uniform	0	5000	0
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	uniform	0	1	0
gs	uniform	19490	19490	0
gm	uniform	19360	19360	0
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0.15			

Condición pseudoestática. Suelo parcialmente saturado. Aceleración sísmica 0,20 g

seismic	probability			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	uniform	29	39	0
cs	uniform	0	5000	0
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	uniform	0	1	0
gs	uniform	19490	19490	0
gm	uniform	19360	19360	0
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0.2			

Condición pseudoestática. Suelo saturado. Aceleración sísmica 0,05 g

seismic	probability			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	uniform	29	39	0
cs	uniform	0	5000	0
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	none	1	0	0
gs	uniform	19490	19490	0
gm	uniform	19360	19360	0
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0.05			

Condición pseudoestática. Suelo saturado. Aceleración sísmica 0,10 g

seismic	probability			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	uniform	29	39	0
cs	uniform	0	5000	0
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	none	1	0	0
gs	uniform	19490	19490	0
gm	uniform	19360	19360	0
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0.1			

Condición pseudoestática. Suelo saturado. Aceleración sísmica 0,15 g

seismic	probability			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	uniform	29	39	0
cs	uniform	0	5000	0
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	none	1	0	0
gs	uniform	19490	19490	0
gm	uniform	19360	19360	0
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0.15			

Condición pseudoestática. Suelo saturado. Aceleración sísmica 0,20 g

seismic	probability			
in_format	arc			
out_format	arc			
minslope	0			
phi	uniform	29	39	0
cs	uniform	0	5000	0
cr	none	0	0	0
q	none	0	0	0
d	beta_pert	0.9	2.91	9.07
h	none	1	0	0
gs	uniform	19490	19490	0
gm	uniform	19360	19360	0
z_err	none	0	0	0
gw	9810			
an	0.2			