



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

Caracterización geotécnica y monitoreo del deslizamiento ubicado en la carretera “El Temazcal-Tzitzio”

Tesis para obtener el grado de
**MAESTRO EN INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE
EN LA RAMA DE LAS VÍAS TERRESTRES**

Presenta:
Ing. Alondra Martínez Rojas

Asesor:
Dr. José Eleazar Arreygue Rocha



Morelia, Michoacán de Ocampo, noviembre 2020

Agradecimientos

En primer lugar, agradezco a mis padres, Olimpia y Freder, por darme la oportunidad de elegir este camino, por apoyarme en cada una de mis decisiones, por la educación que me han brindado, pero sobre todo por su amor y dedicación.

A mis hermanos, Fernando, Freder, Amara y Amir por todo su apoyo, siempre estarán presente en mi vida.

Agradezco al CONACYT por el apoyo otorgado durante el desarrollo del plan de estudios, y contribuir en el proceso de esta investigación.

A la Maestría en Infraestructura del Transporte en la Rama de las Vías Terrestres, perteneciente a la UMSNH, por haberme permitido formar parte de ella. A todos mis profesores, por ser parte fundamental de mi crecimiento. A mis compañeros, gracias por los momentos compartidos, y darle un toque de diversión a la Maestría.

Finalmente, un agradecimiento especial a mi asesor de tesis, el Dr. José Eleazar Arreygue Rocha, por su acertada orientación, por sus consejos y disponibilidad, gracias por inducirme desde la licenciatura a trabajar en la investigación.

Índice general

Agradecimientos	2
Índice general.....	3
Índice de figuras	6
Índice de tablas	8
Resumen.....	10
Abstract.....	11
Capítulo 1 Introducción	12
1.1 Justificación	13
1.2 Objetivos.....	14
1.2.1 Objetivo general	14
1.2.2 Objetivos específicos	14
1.3 Organización del documento	14
Capítulo 2 Marco teórico	15
2.1 Inestabilidad de laderas.....	15
2.1.1 Influencia del tipo del material	16
2.2 Características generales de deslizamientos.....	18
2.2.1 Clasificación de movimientos de masa.....	19
2.2.2 Componentes de un deslizamiento.....	21
2.2.3 Dimensionamiento.....	23
2.2.4 Velocidad del movimiento.....	25
2.2.5 Caracterización de la inestabilidad de laderas.....	27
2.3 Resistencia al corte en suelos	29

2.4	Principales causas de los movimientos	31
2.5	Análisis de estabilidad de taludes	33
2.5.1	Métodos de equilibrio límite	34
2.5.2	Métodos numéricos	35
2.5.3	Métodos probabilísticos.....	36
2.6	Mineralogía y microestructura de suelos	37
Capítulo 3	Estado del arte	39
3.1	Estudios geológicos-geotécnicos.....	39
3.2	Prospección geofísica.....	40
3.3	Estudios hidrogeológicos	41
3.4	Monitoreo.....	41
3.5	Análisis de la estabilidad	42
Capítulo 4	Materiales y métodos.....	43
4.1	Recopilación de información e identificación del sitio.....	43
4.2	Estudio topográfico	44
4.3	Estudio hidrológico.....	45
4.4	Estudio geofísico.....	46
4.5	Pruebas de campo y laboratorio.....	46
4.6	Método de Monitoreo	54
Capítulo 5	Desarrollo del estudio y resultados.....	56
5.1	Caso en estudio.....	56
5.2	Caracterización topográfica	57
5.2.1	Planificación de vuelo	58
5.2.2	Apoyo terrestre	58

5.2.3	Registro y procesamiento de imágenes	59
5.2.4	Perfil topográfico	63
5.3	Análisis hidrológico	63
5.3.1	Caracterización de la cuenca	65
5.3.2	Gestión de datos	68
5.3.3	Precipitaciones	72
5.4	Prospección geofísica.....	74
5.4.1	Tomografía eléctrica.....	74
5.4.2	Línea de tomografía eléctrica no. 1.....	75
5.4.3	Línea de tomografía eléctrica no. 2.....	77
5.4.4	Línea de tomografía eléctrica no. 3.....	79
5.5	Muestreo	81
5.6	Caracterización geotécnica.....	82
5.6.1	Peso volumétrico	82
5.6.2	Contenido de agua.....	84
5.6.3	Análisis granulométrico.....	85
5.6.4	Límites de consistencia	86
5.6.5	Corte directo en suelos.....	89
5.6.6	Resumen de parámetros del suelo.....	92
5.7	Monitoreo.....	93
5.7.1	Puntos de control y línea base.....	93
5.7.2	Levantamiento de los puntos de control	94
5.7.3	Análisis y procesamiento de datos.....	95
Capítulo 6	Análisis de resultados	98

6.1	Estratigrafía.....	98
6.2	Desplazamientos globales.....	99
6.3	Factores desencadenantes.....	100
6.4	Visión general del deslizamiento	101
6.5	Mapa geomorfológico	102
Capítulo 7	Conclusiones y recomendaciones	103
7.1	Recomendaciones.....	105
	Referencias	106
	Anexos.....	111
1.	Carta geológica de la zona en estudio	111
2.	Desplazamientos registrados con Estación Total	116

Índice de figuras

Figura 2.1. Tipos de movimientos, a) caídas, b) vuelcos, c) deslizamientos rotacionales. (Modificado de Shanmugam, 2015).....	20
Figura 2.2. Tipos de movimientos, d) deslizamiento traslacional, e) expansiones laterales, f) flujos, g) complejo. (Modificado de Shanmugam, 2015).....	21
Figura 2.3. Partes de un deslizamiento (modificado de Cruden y Varnes, 1996).....	23
Figura 2.4. Dimensionamiento (IAEG, 1990).	24
Figura 2.5. Velocidad de acuerdo al tipo de movimiento (Suarez, 2000).	26
Figura 2.6. Masa deslizante dividida en dovelas verticales y fuerzas interdovelas (Bojorque, 2011).....	35
Figura 4.1. Carta de plasticidad.....	49
Figura 4.2. Carta de plasticidad (BS 5930:1999).....	49
Figura 5.1. Ubicación de la zona en estudio.....	56
Figura 5.2. Sección de carretera afectada.....	57
Figura 5.3. Drone DJI Phantom 4 (Indiamart ®).	57

Figura 5.4. Simulación de plan de vuelo.....	58
Figura 5.5. Puntos de control y apoyo terrestre.	59
Figura 5.6. Vuelo del Drone.....	60
Figura 5.7. Ortofotografía de la zona en estudio.....	61
Figura 5.8. Modelo digital de elevaciones DEM.....	61
Figura 5.9. Curvas de nivel.	62
Figura 5.10. Fotografía tomada con el Drone.....	62
Figura 5.11. Perfil longitudinal.....	63
Figura 5.12. Mapa Hidrográfico del estado de Michoacán.....	64
Figura 5.13. Mapa de cuencas de la región RH18 del estado de Michoacán.	64
Figura 5.14. Mapa de subcuencas de la cuenca RH18G del estado de Michoacán.....	65
Figura 5.15. Microcuenca en estudio.....	66
Figura 5.16. Orden de corrientes de la Microcuenca en estudio.	67
Figura 5.17. Perfil longitudinal del cauce principal.....	67
Figura 5.18. Estaciones climatológicas cercanas (Modificada de CLICOM).	68
Figura 5.19. Polígonos de Thiessen.	69
Figura 5.20. Estaciones climatológicas utilizadas.	69
Figura 5.21. Curva masa doble.	71
Figura 5.22. Límites de Anderson.....	71
Figura 5.23. Correlación de estaciones.....	72
Figura 5.24. Precipitación diaria (mm).	73
Figura 5.25. Precipitación media anual.....	73
Figura 5.26. Equipo utilizado para tomografía eléctrica.	74
Figura 5.27. Ubicación de los trabajos de campo.	75
Figura 5.28. Línea de tomografía eléctrica no. 1.....	76
Figura 5.29. Línea de tomografía eléctrica no. 2.....	78
Figura 5.30. Línea de tomografía eléctrica no. 3.....	79
Figura 5.31. Unión geoeléctrica de las líneas de tomografía.....	80
Figura 5.32. Muestreo de la zona en estudio.....	81
Figura 5.33. Ubicación de los nueve puntos de muestreo.....	82

Figura 5.34. Determinación del peso volumétrico en estado natural.	83
Figura 5.35. Resultados peso volumétrico húmedo.	84
Figura 5.36. Resultados de contenido de humedad.....	85
Figura 5.37. Análisis granulométrico.	86
Figura 5.38. Aplicación de la copa de Casagrande y Cono Sueco para LL.	86
Figura 5.39. Método convencional de rolado para PL.	87
Figura 5.40. Resultados de la clasificación SUCS en la carta de plasticidad.....	88
Figura 5.41. Contracción lineal y volumétrica.	88
Figura 5.42. Resultados límites de contracción.	89
Figura 5.43. Prueba de corte directo.	90
Figura 5.44. Gráfica de desplazamiento vs Esfuerzo cortante, suelo 3A.	91
Figura 5.45. Gráfica de esfuerzo normal vs esfuerzo cortante del suelo 3A.	92
Figura 5.46. Estación total Topcon GTS 235W.	93
Figura 5.47. Distribución espacial de los puntos de monitoreo.	94
Figura 5.48. Levantamiento de los puntos de control.	95
Figura 5.49. Desplazamientos globales entre el monitoreo base y última lectura.....	96
Figura 5.50. Desplazamiento en X.	96
Figura 5.51. Desplazamiento en Y.	97
Figura 5.52. Desplazamiento en Z.	97
Figura 6.1. Desplazamientos globales.....	99
Figura 6.2. Vectores de desplazamiento.	99
Figura 6.3. Precipitación diaria y desplazamientos acumulados.	100
Figura 6.4. Mapa geomorfológico.	102

Índice de tablas

Tabla 2.1. Escala de velocidades de deslizamientos (Modificada de Cruden, y Varnes, 1996).	26
Tabla 2.2. Causas de los movimientos (Cruden y Varnes, 1996).....	32
Tabla 4.1. Rangos del índice de liquidez.	52

Tabla 5.1. Características físicas e hidráulicas de la Microcuenca.....	66
Tabla 5.2. Valores de precipitación acumulada para curva masa doble.....	70
Tabla 5.3. Resultados peso volumétrico.	83
Tabla 5.4. Resultados de contenido de humedad.	84
Tabla 5.5. Resultados del análisis granulométrico.	85
Tabla 5.6. Resultados de la clasificación SUCS.....	87
Tabla 5.7. Resultados de contracción lineal y volumétrica.	89
Tabla 5.8. Esfuerzos obtenidos para los suelos 3A, 3B y 3C.....	91
Tabla 5.9. Parámetros del suelo obtenidos.....	92
Tabla 5.10. Ubicaciones geográficas de las estaciones.....	94

Resumen

Una de las mayores afectaciones en la infraestructura vial, particularmente las relacionadas con taludes carreteros, han sido asociadas a los movimientos de masa presentes en la zona. El riesgo de que ocurra un deslizamiento está en función de tres factores principales: las condiciones del terreno (litológicas y estructurales), su geomorfología (relieve superficial) y los procesos de cambios climáticos (lluvias fuertes, cortas y continuas). El realizar un análisis detallado de los mecanismos de falla en donde intervienen dichas características se convierte en un aspecto principal para la identificación de la estabilidad del talud. Esta investigación muestra la caracterización geotécnica de un deslizamiento ubicado sobre la carretera estatal 49 El Temazcal- El Limón, estado de Michoacán, que en los últimos años ha presentado daños sobre la carretera, lo que ha generado inseguridad y una mayor inversión económica. Con base al estudio se determinó que los parámetros hidrológicos se correlacionan con los factores desencadenantes de los movimientos, y se utilizan para representar gráficamente el deslizamiento. Con la correspondiente caracterización de los materiales se evidenció que el tipo de material más común encontrado son suelos arcillosos. El análisis del deslizamiento constituye un primer paso para dimensionar, a nivel general, la susceptibilidad del movimiento en el área estudiada, para posteriormente proponer medidas de prevención y tratamientos adecuados para la mitigación de daños en la zona.

Palabras clave: Estabilidad, monitoreo, deslizamiento, arcillas.

Abstract

One of the major problems on road infrastructure, particularly those related to road slopes, have been associated with mass movements of the zone. The risk of a landslide occurrence is due to three main factors: the region characteristics (lithological and structural), its geomorphology (topographical relief), and the processes of climatic changes (heavy, short, and continuous rains). Performing a detailed analysis of the failure mechanisms, where these characteristics intervene, becomes a key aspect for the identification of slope stability. This research presents the geotechnical characterization of a landslide located on state road 49 El Temazcal- El Limón, state of Michoacán, that in recent years has presented damage to the road and has generated insecurity and a great economic investment. Based on the study, it was determined that the hydrological parameters correlate with the triggers of the movements, and are used to graphically represent the landslide. With the corresponding characterization of the materials, it was noted that the clay soils are the most common type of material found. The analysis of the landslide constitutes an initial step to measure, at a general level, the susceptibility of the movement in the studied area, to later propose prevention measures and adequate treatments for the mitigation of damages in the zone.

Keywords: Stability, monitoring, landslide, clays.

Capítulo 1

Introducción

Los problemas de inestabilidad de laderas forman parte de los peligros naturales más destructivos de nuestro planeta, lo cual representa una de las mayores amenazas para la vida y bienes materiales de la población. Cada año estos desastres ocasionan numerosas víctimas, heridos y damnificados, así como cuantiosas pérdidas económicas (CENAPRED, 2018).

Definir las características del deslizamiento de laderas contribuye a proponer técnicas de estabilización para mitigar los daños. Sin embargo, la investigación de los procesos de inestabilidad requiere la identificación de los agentes internos (propiedades resistentes de los materiales) y externos (excavaciones, construcciones, erosión) que condicionan la estabilidad del talud (Vallejo et al., 2002). Dichos factores consideran las características geométricas, geológicas, hidrogeológicas y geomecánicas (Monsalve et al., 2009), las cuales desencadenan el movimiento de masa en el deslizamiento. La alteración de alguna de las condicionantes mencionadas, puede generar una variación en su comportamiento mecánico, producido por causas naturales o debido a la actividad humana.

Algunos de los factores naturales son los relacionados con las condiciones hidrológicas y la posición del nivel freático. La presencia de agua en el talud causa erosión, tanto en la cara exterior de la masa de suelo, como en la parte interna debido a la infiltración, lo cual modifica los procesos de meteorización (Ramírez, 2007). Además, los rasgos geomorfológicos y la configuración natural del terreno aportan estimaciones previas sobre los parámetros estructurales de los materiales, el cambio en la geometría induce la redistribución de la dirección y magnitud de las fuerzas, los cuales indican la posibilidad de que se produzcan deslizamientos por la acción del peso propio del material (Carcedo, 2006).

Es frecuente que los mecanismos iniciales que originan los movimientos sean distintos, debido a la diversidad de los factores y condiciones del sitio, por lo que se requiere de una clasificación de deslizamientos cuyo objetivo sea describir e identificar los cuerpos que están en movimiento. Estas clasificaciones se han basado, de manera general, en las características del deslizamiento, tanto de la superficie de ruptura como del área de depósito (Skempton, 1970), en el tipo y velocidad del movimiento (Varnes, 1978), tamaño y tipo de los materiales involucrados (Zaruba y Mencl, 1969); y grado de actividad (Erskine, 1973).

Determinar las características generales de un deslizamiento, se convierte en el principal aspecto a resolver en esta investigación.

1.1 Justificación

Es frecuente que los mecanismos iniciales que originan los movimientos de masa sean distintos, debido a la diversidad de los factores y condiciones del sitio, por lo que se requiere de una investigación de deslizamientos cuyo objetivo sea describir e identificar los cuerpos que están en movimiento.

Sin embargo, obtener los parámetros relacionados con los movimientos de masa, frecuentemente resulta difícil de realizar. La información disponible y calidad de los datos es en muchas ocasiones insuficiente, aunado al desconocimiento y bajo interés por los riesgos geológicos. Actualmente existen varias técnicas y equipos de medición, suficientemente precisos y con respuesta inmediata, por lo que es indispensable diseñar el sistema de instrumentación y monitoreo, en función de las características de cada problema en particular. El análisis del deslizamiento constituye un primer paso para dimensionar, a nivel general, la susceptibilidad del movimiento en el área estudiada, para posteriormente proponer medidas de prevención y tratamientos adecuados para la mitigación de daños en la zona. En esta investigación se propone que el análisis conjunte diversos factores geológicos, hidrológicos y geotécnicos, que coadyuven a la mejor comprensión del proceso.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Determinar los parámetros geotécnicos de los materiales involucrados en el deslizamiento en estudio, para dimensionar a nivel general, la susceptibilidad del movimiento en el área.

1.2.2 Objetivos específicos

- Obtener la geometría del deslizamiento mediante parámetros topográficos y litológicos.
- Determinar el ciclo hidrológico del área en estudio.
- Realizar un análisis de la geomorfología para fortalecer la caracterización geotécnica.
- Implementar mecanismos de monitoreo para conocer la forma y frecuencia del movimiento.

1.3 Organización del documento

El presente documento se encuentra dividido en siete capítulos. El primer capítulo que incluye una introducción general del tema en estudio. El segundo capítulo se trata de los fundamentos teóricos o marco teórico referencial, donde se incluyen todos los conceptos relacionado con el estudio de deslizamientos. El tercer capítulo incluye la revisión del estado del arte, dicha revisión proporciona una evaluación crítica de los trabajos revisados en relación con el problema de investigación. Un cuarto capítulo de materiales y métodos, donde se plasma la metodología desarrollada para llevar a cabo la investigación. El quinto capítulo describe el producto principal de la tesis; en este apartado se describe detalladamente el desarrollo de la metodología y los resultados obtenidos. El propósito del sexto capítulo es interpretar y describir el significado de los resultados y explicar la información que surgió como producto de la tesis. Y por último el sexto capítulo es el de las conclusiones y trabajo futuro.

Capítulo 2

Marco teórico

El estudio de la estabilidad de laderas involucra fundamentos teóricos de diferentes disciplinas. Para fines de esta investigación los conceptos fueron agrupados en: inestabilidad de laderas, características generales de deslizamientos, resistencia al corte en suelos, principales causas de los movimientos, estabilidad de taludes, mineralogía y microestructura de suelos.

2.1 Inestabilidad de laderas

Los procesos de ladera son igualmente denominados procesos gravitacionales, procesos de remoción en masa, o en un sentido general, se conocen también como deslizamientos de tierra (Alcántara, 2000). Los deslizamientos se presentan sobre la superficie terrestre en una extensa variedad de escalas, lugares, condiciones geológicas, geomorfológicas, y climáticas (Alcántara y Murillo, 2008).

La inestabilidad de laderas ocurre cuando se conjugan varios factores, de condiciones propias del lugar o de factores externos a este, que de acuerdo con Varnes (1978), se pueden resumir en: factores geológicos, morfológicos, factores físicos, y factores antropogénicos.

- **Factores geológicos:** calidad del material, meteorización, fracturas, fisuras, capacidad de infiltración.
- **Factores morfológicos:** erosión en márgenes laterales, erosión fluvial de pie de ladera, erosión subterránea.
- **Factores físicos:** precipitación, temperatura, sismos, erupciones volcánicas.
- **Factores antropogénicos:** excavaciones, deforestación, vibraciones artificiales, aumento de peso sobre la pendiente.

Para el estudio de la inestabilidad de laderas, existe una gran variedad de clasificaciones, la cual es el resultado de su complejidad y de los distintos enfoques que llevan a cabo las investigaciones acerca de los procesos de remoción en masa.

Estas clasificaciones se han basado de manera general, en aspectos como los atributos morfológicos de los movimientos, tanto de la superficie de ruptura como del área de depósito (Skempton, 1970) en el tipo y velocidad del movimiento (Varnes, 1978); tipo de los materiales involucrados y antigüedad del movimiento (Zaruba y Mencl, 1969). Sin embargo, la clasificación de los deslizamientos más aceptada y aplicada a nivel internacional se basa en el mecanismo del movimiento.

Una simple y completa clasificación que considera estos aspectos es la ofrecida por el programa EPOCH (1993), el cual a partir de la clasificación de Varnes (1978) y Hutchinson (1988) diferencia entre el tipo de movimiento y los materiales involucrados. De acuerdo con esta clasificación, los diferentes movimientos se subdividen de acuerdo con los materiales formadores, los cuales pueden ser rocas, detritos o derrubios y suelos (Alcántara 2000).

2.1.1 Influencia del tipo del material

La naturaleza intrínseca del material mantiene una estrecha relación con el tipo de inestabilidad que puede producirse, condicionando y pudiendo estimar la susceptibilidad de cada material a que se desarrolle un movimiento determinado.

Los terrenos en los que se producen los movimientos pueden dividirse en tres grupos: Macizos rocosos, suelos y materiales de relleno (IGME, 1986).

Macizo rocoso: Para definir un macizo rocoso es necesario definir la *Matriz rocosa*, la cual es el material rocoso exento de discontinuidades, o los bloques de roca intacta que quedan entre ellas. La matriz rocosa, a pesar de considerarse continua, presenta un comportamiento heterogéneo y anisótropo ligado a su fábrica y a su microestructura mineral. Mecánicamente queda caracterizada por su peso específico, resistencia y deformabilidad. A su vez, una *discontinuidad* es cualquier plano de origen mecánico o

sedimentario que independiza o separa los bloques de matriz rocosa en un macizo rocoso.

Su comportamiento mecánico queda caracterizado por su resistencia al corte o, en su caso, por la del material de relleno. Un *Macizo rocoso* es el conjunto de los bloques de matriz rocosa y de las discontinuidades de diverso tipo que afectan al medio rocoso. Mecánicamente los macizos rocosos son medios discontinuos, anisótropos y heterogéneos. Prácticamente puede considerarse que presentan una resistencia a la tracción nula (Vallejo et al., 2002).

Suelos: Las diferencias de comportamiento que presentan estos materiales frente a los rocosos, se deducen en su definición: *el suelo* es una delgada capa sobre la corteza terrestre de material, proveniente de la desintegración y/o alteración, física y/o química de las rocas, el comportamiento de las masas de suelo se asemeja al de un medio continuo y homogéneo (Crespo, 2004).

Materiales de relleno: Son todos aquellos depósitos artificiales, realizados por la demanda de ciertas actividades, como la construcción de obra civil (terraplenes, presas de tierra, etc.) o bien como cúmulo de materiales de desecho o sobrantes. Las consideraciones técnicas de su comportamiento son semejantes a los suelos (IGME, 1986).

Es importante señalar que de acuerdo al tipo de material, se presentarán diferentes tipos de rotura, generalmente los tipos de rotura que se presentan en medios rocosos siguen superficies preexistentes, a diferencia de los suelos, donde las superficies de rotura se desarrollan en su interior, sin seguir una dirección preexistente; excluyendo el caso en el que los macizos rocosos se encuentran fuertemente fracturados, pueden desarrollarse nuevas superficies de corte, similares a las producidas en suelos (IGME, 1986).

2.2 Características generales de deslizamientos

Cruden y Varnes, (1996), definen la inestabilidad de laderas como el movimiento de masas de roca o tierra, a favor de la pendiente, bajo la influencia directa de la gravedad. En este sentido es importante precisar los términos talud, ladera y deslizamientos.

Talud se define como una masa de suelo o roca que no es plana, sino que posee pendientes o cambios de altura significativos. Usualmente se denomina talud cuando es de origen artificial y se utiliza el término *ladera* cuando su origen es de forma natural (Vallejo et al., 2002).

La formación de laderas se debe al ciclo geodinámico interno de la tierra, ocasionado por una fuerza interna (energía terrestre), la cual es la responsable de la acción de dos agentes geológicos internos sobre las capas superficiales terrestres: la presión y temperatura. A su vez estos agentes originan unos procesos geodinámicos (o geológicos) internos: procesos que originan las formaciones de las rocas y los procesos orogénicos causantes de la formación de cordilleras (Ramírez, 2004).

Las laderas o taludes naturales son formaciones que han permanecido estables durante muchos años, y pueden fallar en forma imprevista debido a factores internos y externos como cambios topográficos, sismicidad, flujos de agua subterránea, cambios en la resistencia del suelo, meteorización o factores de tipo antrópico o natural que modifiquen su estado natural de estabilidad.

Los *deslizamientos* son desplazamientos de corte de masa a lo largo de una o varias superficies presentes en las laderas o en los taludes, en forma súbita o lenta; estos movimientos de masa no son iguales en todos los casos. Estructuralmente, los deslizamientos se clasifican en: cohesivos y no cohesivos; en los deslizamientos cohesivos, la masa desplazada mantiene su estructura original, mientras que, en los no cohesivos, se adquiere una perturbación (Ayala et al., 1987).

El inicio de un deslizamiento se produce en el momento en que el esfuerzo cortante supera al valor de la cohesión del material, en una superficie de deslizamiento, cuando las fuerzas motoras son mayores a las resistentes (Ayala et al., 1987).

2.2.1 Clasificación de movimientos de masa

Para la clasificación de los movimientos de masa se presenta el sistema propuesto por Cruden y Varnes (1996), el cual tipifica los principales tipos de deslizamientos:

Fall (caídas): Son movimientos bruscos de masas de materiales geológicos, como rocas y cantos rodados, que se desprenden de pendientes escarpadas o acantilados. La separación se produce a lo largo de las discontinuidades y el movimiento se produce por caída libre, rebote y balanceo (Figura 2.1 a). Las caídas están fuertemente influenciadas por la gravedad, el intemperismo y la presencia de agua intersticial.

Topple (Vuelcos): Es la rotación hacia delante y hacia el exterior de la ladera de una masa de suelo o roca alrededor de un eje situado por debajo de su centro de gravedad. La fuerza desestabilizadora es la gravedad, así como el empuje ejercido por el terreno adyacente o los fluidos (agua o hielo) en las grietas (Figura 2.1b).

Rotational slide (Deslizamientos rotacionales): La rotura se produce a lo largo de una superficie curvilínea y cóncava. El terreno experimenta un giro según un eje situado por encima del centro de gravedad de la masa deslizada. El material de cabecera efectúa una inclinación contra ladera, generando depresiones donde se acumula el agua e induce nuevas reactivaciones (Figura 2.1 c) Este tipo de mecanismo es característico de suelos cohesivos homogéneos y de macizos rocosos intensamente fracturados.

Translational slide (Deslizamientos traslacionales): Tienen lugar a lo largo de una superficie de rotura plana u ondulada; la masa deslizada puede proseguir por la ladera. Los componentes de la masa desplazada se mueven a la misma velocidad y siguen trayectorias paralelas (Figura 2.2 d). A medida que un deslizamiento traslacional progresa puede romperse, en particular si aumenta la velocidad.

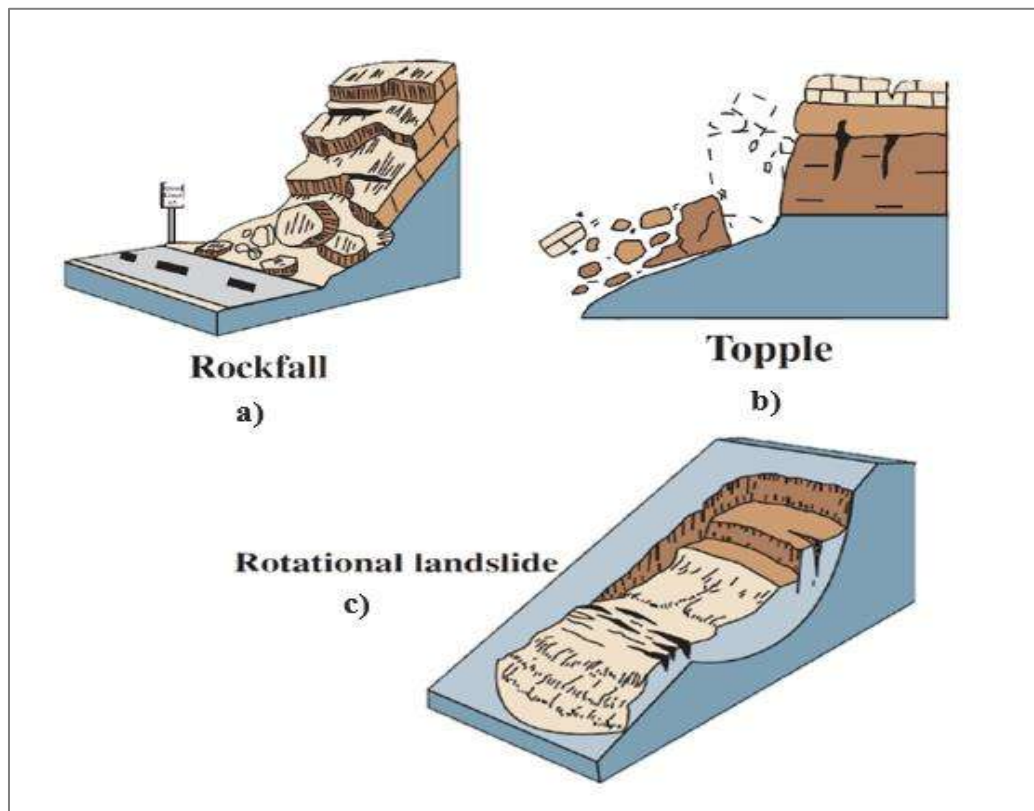


Figura 2.1. Tipos de movimientos, a) caídas, b) vuelcos, c) deslizamientos rotacionales.

(Modificado de Shanmugam, 2015)

Lateral spreads (Expansiones laterales): Generalmente ocurren en pendientes muy suaves o en terrenos planos. El modo de movimiento dominante es la extensión lateral acompañada de fracturas por cizallamiento o tracción (Figura 2.2 e). La falla es causada por la licuefacción, el proceso por el cual los sedimentos saturados, sueltos y sin cohesión (generalmente arenas y limos) se transforman de un estado sólido a un estado licuado.

Flow (flujos): Son movimientos espacialmente continuos en los que las superficies de cizalla tienen corta vida, se encuentran muy próximas y generalmente no se conservan. La distribución de velocidades en la masa desplazada se parece a la que se presenta en un fluido viscoso (Figura 2.2 f).

Por este motivo, la masa movida no conserva la forma en su movimiento descendente, adoptando a menudo, formas lobuladas cuando interesan a materiales cohesivos y

desparramándose por la ladera o formando conos de deyección cuando afectan a materiales granulares.

Complex (Complejo): La combinación de dos o más de los tipos anteriores se conoce como un deslizamiento complejo (Figura 2.2 g).

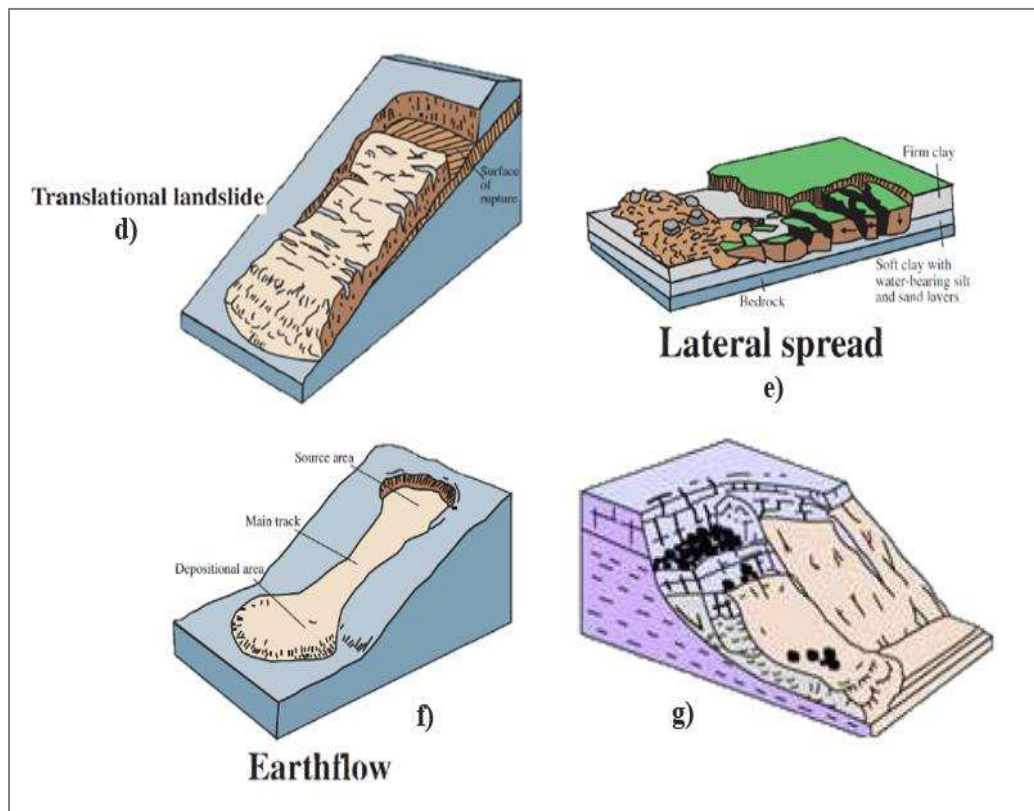


Figura 2.2. Tipos de movimientos, d) deslizamiento traslacional, e) expansiones laterales, f) flujos, g) complejo. (Modificado de Shanmugam, 2015)

2.2.2 Componentes de un deslizamiento

Los movimientos ocurren generalmente a lo largo de las superficies de falla, por caída libre, movimientos en masa, erosión o flujos (Cruden, 1991), por lo que es necesario definir e identificar cada una de las partes que componen el deslizamiento. En la Figura 2.3 se muestra un deslizamiento típico con sus partes principales (Suarez, 1998), las cuales se definen a continuación.

Corona: Es el material (prácticamente inalterado) que se encuentra en el sitio adyacente a la parte más alta del escarpe principal, por encima de la cabeza.

Cabeza: Parte superior de la masa de material que se mueve. La cabeza del deslizamiento no corresponde necesariamente a la cabeza del talud.

Cima: El punto más alto de la cabeza, en el contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.

Escarpe principal: Superficie muy inclinada a lo largo de la periferia posterior del área en movimiento, causada por el desplazamiento del material. La continuación de la superficie del escarpe dentro del material conforma la superficie de la falla.

Escarpe secundario: Superficie muy inclinada producida por el desplazamiento diferencial dentro de la masa que se mueve. En un deslizamiento pueden formarse varios escarpes secundarios.

Superficie de falla: Área por debajo del movimiento y que delimita el volumen del material desplazado. El suelo por debajo de la superficie de la falla no se mueve, mientras que el que se encuentra por encima de ésta, se desplaza. En algunos movimientos no hay superficie de falla.

Pie de la superficie de falla: La línea de interceptación (algunas veces tapada) entre la parte inferior de la superficie de rotura y la superficie original del terreno.

Base: El área cubierta por el material perturbado abajo del pie de la superficie de falla.

Punta o uña. El punto de la base que se encuentra a más distancia de la cima.

Cuerpo principal del deslizamiento: El material desplazado que se encuentra por encima de la superficie de falla. Se pueden presentar varios cuerpos en movimiento.

Superficie original del terreno. La superficie que existía antes de que se presentara el movimiento.

Costado: Un lado (perfil lateral) del movimiento. Se debe diferenciar el flanco derecho y el izquierdo.

Derecha e izquierda: Para describir un deslizamiento se recomienda utilizar la orientación geográfica (Norte, Sur, Este, Oeste); pero si se emplean las palabras derecha e izquierda, deben referirse al deslizamiento observado desde la corona hacia el pie.

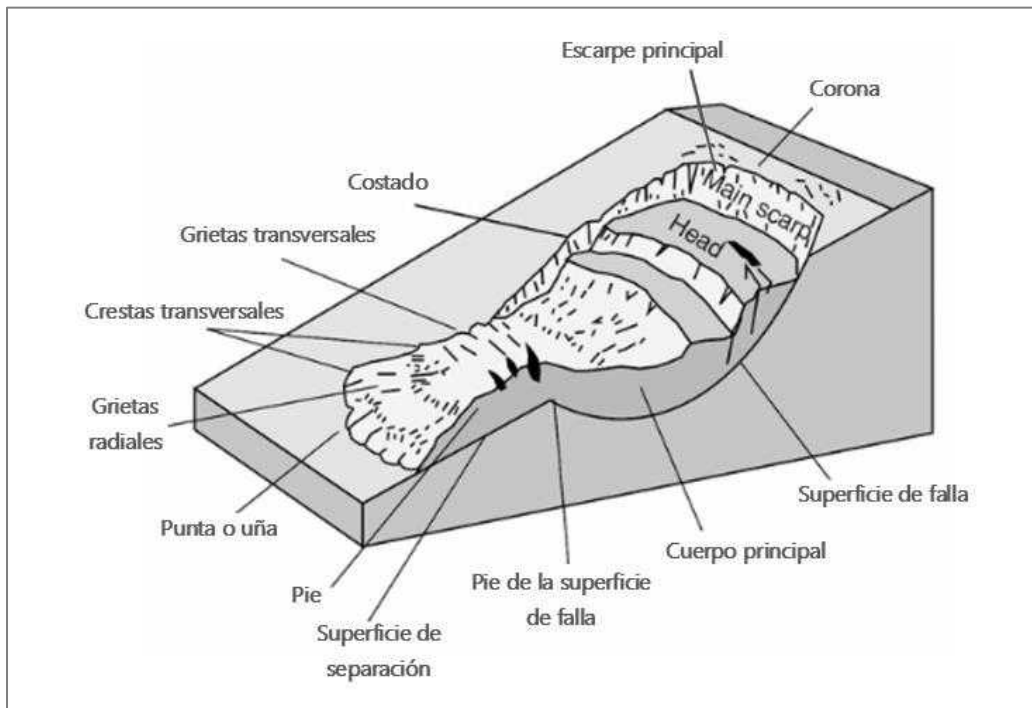


Figura 2.3. Partes de un deslizamiento (modificado de Cruden y Varnes, 1996).

2.2.3 Dimensionamiento

El dimensionamiento de un deslizamiento es propuesto por la Asociación Internacional de Ingeniería Geología y Medio Ambiente (IAEG) a través de la Commission on Landslides en 1990. Las cuales contemplan 8 nomenclaturas mostradas en la Figura 2.4 L_r , L_d , L , W_r , W_d , D_r , D_d , y L_c .

Longitud de la superficie de falla L_r : Distancia mínima desde el pie de la superficie de falla y la corona.

Longitud de la masa deslizada L_d : Distancia mínima entre la punta y la cabeza.

Longitud total L : Distancia mínima desde la punta a la corona del deslizamiento.

Ancho de la superficie de falla W_r : Ancho máximo entre los costados del deslizamiento perpendicular a la longitud L_r .

Ancho de la masa desplazada W_d : Ancho máximo de la masa desplazada, perpendicular a la longitud L_d .

Profundidad de la superficie de falla D_r : Máxima profundidad de la superficie de falla con respecto a la superficie original del terreno, medida perpendicularmente al plano conformado por W_r y L_r .

Profundidad de la masa desplazada D_d : Máxima profundidad de la masa movida perpendicular al plano conformado por W_d y L_d .

Longitud de la línea central L_c : Distancia que hay desde la uña hasta la corona del deslizamiento, a lo largo de los puntos ubicados sobre la superficie original y equidistantes de los bordes laterales.

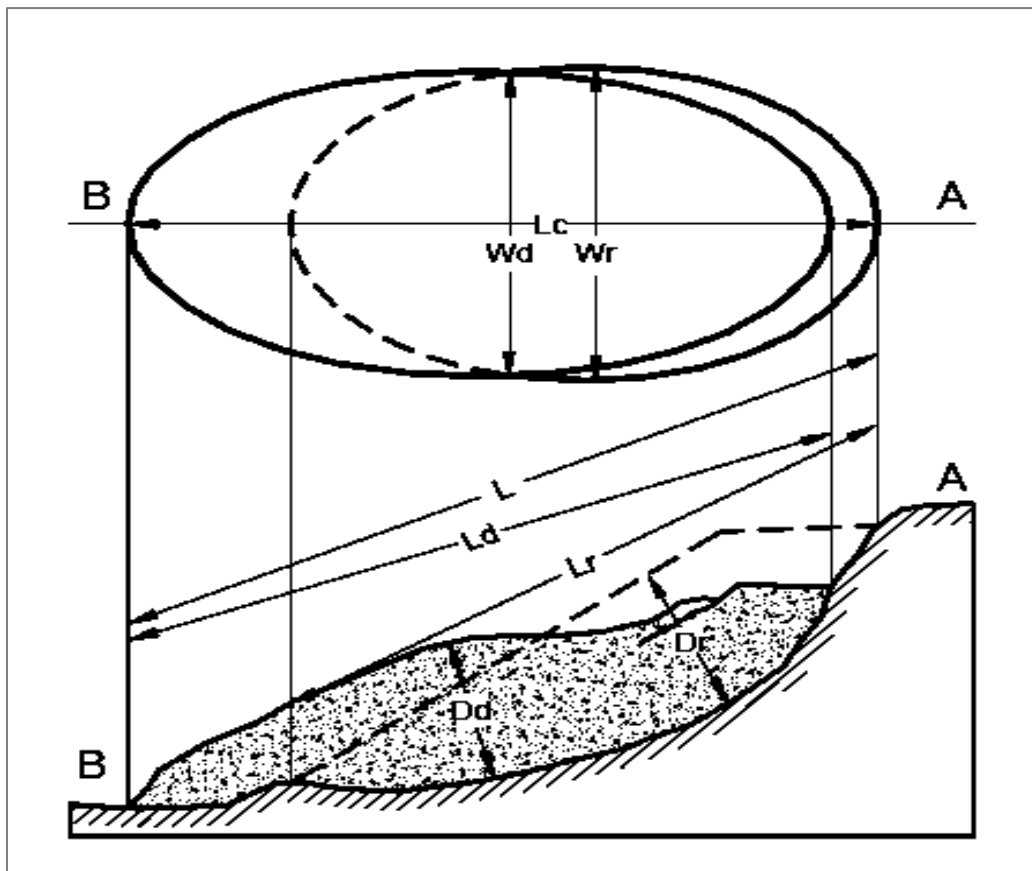


Figura 2.4. Dimensionamiento (IAEG, 1990).

2.2.4 Velocidad del movimiento

La velocidad del movimiento tiene gran influencia sobre el poder destructivo de un deslizamiento. Generalmente los deslizamientos extremadamente rápidos corresponden a catástrofes de gran violencia, ocasionalmente con muchos muertos y cuyo escape es poco probable.

Por otro lado, los movimientos extremadamente lentos son imperceptibles (cuando no se encuentran instrumentados) y representan un riesgo muy bajo de pérdida de vidas humanas. Generalmente, la velocidad del movimiento es lenta al principio y puede aumentar de velocidad (gradual o instantáneamente) de acuerdo con el tipo de movimiento (Suarez, 2000).

Otro aspecto importante de la velocidad es que permite monitorear el desarrollo del proceso. Con el tiempo el monitoreo es muy importante, especialmente en las áreas urbanas o cuando amenaza una obra importante de infraestructura (Shanmugam, 2015) (Vías, presas, oleoductos etc.).

La velocidad se monitorea utilizando inclinómetros para movimientos no muy rápidos y mediante equipos remotos para los deslizamientos o flujos de gran velocidad.

En la Tabla 2.1 se indica la escala de velocidades de movimientos propuesta por el Transportation Research Board, (1996), considerada como escala única de movimiento.

El proceso de falla de los deslizamientos se encuentra en función de la estabilidad de la ladera. Se entiende por estabilidad a la seguridad de una masa de tierra contra la falla o movimiento. Puede ocurrir en taludes movimientos bruscos que afecten a masas considerables de suelo, con superficies de falla que penetran profundamente en su cuerpo, interesándose o no al terreno de fundación. Se considera que la superficie de falla se forma cuando en la zona de su futuro desarrollo actúan esfuerzos cortantes que sobrepasan la resistencia al corte del material; a consecuencia de ello sobreviene la ruptura del mismo, con la formación de una superficie de deslizamiento a lo largo de la cual se produce la falla (Matteis, 2003).

Tabla 2.1. Escala de velocidades de deslizamientos (Modificada de Cruden, y Varnes, 1996).

Clase	Descripción	Velocidad (m/s)	Desplazamiento típico
7	Extremadamente rápido	5	5 m/s
6	Muy rápido	0.05	3 m/min
5	Rápido	5×10^{-4}	1.8 m/hr
4	Moderado	5×10^{-6}	13 m/mes
3	Lento	5×10^{-8}	1.6 m/año
2	Muy Lento	5×10^{-10}	16 mm/año
1	Extremadamente lento	Movimientos imperceptibles sin instrumentación.	

En la Figura 2.5 se muestra de manera esquemática las escalas de velocidad de acuerdo al tipo de movimiento que se presente.

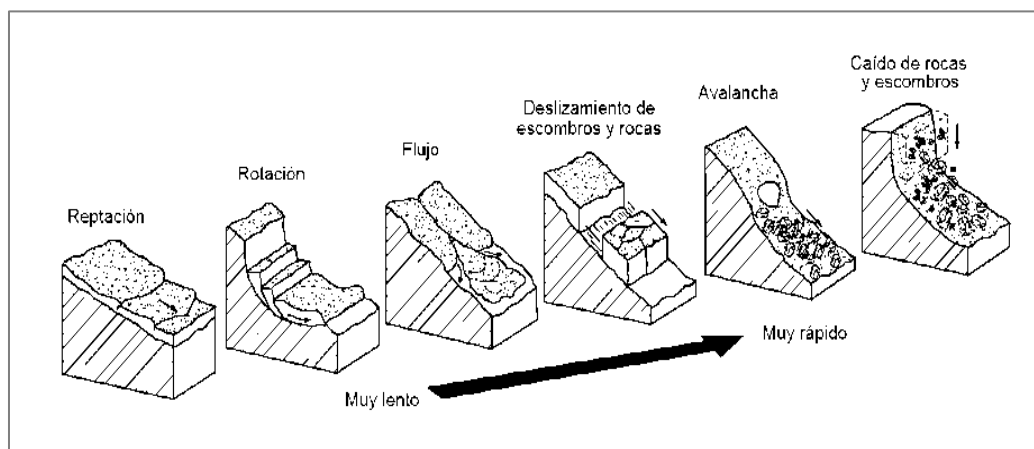


Figura 2.5. Velocidad de acuerdo al tipo de movimiento (Suarez, 2000).

Las clasificaciones de deslizamientos consideran cuatro etapas diferentes en relación con el proceso de falla: etapa de deterioro, etapa de falla, etapa post-falla y etapa de posible reactivación (Suarez, 1998).

En la primera etapa la clasificación de los modos comunes de deterioro fue propuesta por Nicholson y Hencher (1997), y se refiere a la etapa antes de la falla donde el suelo

esta esencialmente intacto. El deterioro comprende la alteración física y química de los materiales y su subsecuente desprendimiento o remoción. Este incluye la alteración mineral, los efectos de relajación y la abrasión. La iniciación y propagación de fracturas es de significancia particular en la destrucción de la superficie que puede conducir a caídos de roca o colapso del talud.

La etapa de falla es caracterizada por la formación de una superficie de falla o el movimiento de una masa importante de material. En los deslizamientos el movimiento de la masa es el resultado de una falla de corte a lo largo de una o varias superficies. Se presenta en materiales con comportamiento elástico o semielástico. El tipo de superficie de deslizamiento por la cual se produce la falla depende, básicamente, del ángulo de inclinación del talud, de la cohesión y del ángulo de rozamiento interno del suelo (Sanhueza y Rodríguez, 2013).

Hutchinson, (1988) define a los movimientos post-falla como movimientos en los cuales la energía inicial es máxima y va disminuyendo progresivamente. La energía del movimiento se disipa con el rompimiento, remoldeo o desaceleración por fricción del movimiento inicial. En el caso de un material perfectamente elastoplástico o dúctil, la energía potencial se disipa por fricción.

2.2.5 Caracterización de la inestabilidad de laderas

Autores como Varnes, (1978), y Hutchinson (1968) han propuesto caracterizar la inestabilidad de laderas de acuerdo a sus características de movimiento, secuencia, estado de actividad, estilo, velocidad, humedad, y material.

Por el grado de actividad:

- *Inactivo*: no presenta movimiento actualmente.
- *Poco activo*: presenta poco movimiento.
- *Activo*: presenta movimiento actualmente, con movimientos primarios y reactivaciones.

Por la profundidad de la superficie de falla:

- *Superficial*: entre 0 y 2m.
- *Semi-profundo*: entre 2 y 10m.
- *Profundo*: mayor de 10 m

Por el tipo de material:

Referente a la influencia de los materiales que componen un determinado movimiento del talud, correspondiente a lo definido en el apartado 2.1.1.

Por la velocidad de propagación de materiales:

Las cuales corresponden a las velocidades mostradas en la tabla 2.1 “Escala de velocidades de deslizamientos” (*Extremadamente rápido, muy rápido, rápido, moderado, lento, muy lento y extremadamente lento*).

Por el mecanismo de movilización:

De acuerdo con la clasificación de movimientos descrito en el apartado 2.2.1.

Por su contenido de agua:

- *Seco*: no contiene humedad “visible”.
- *Húmedo*: contiene un porcentaje de agua, pero no posee corriente libre y puede comportarse como un sólido plástico, pero no como un líquido.
- *Mojado*: contiene suficiente agua para comportarse en parte como un líquido y posee cantidades visibles de agua que pueden salir del material.
- *Muy mojado*: contiene agua suficiente para fluir como líquido, aún en pendientes bajas.

Por su secuencia de repetición:

La secuencia se refiere a movimientos que inician en un área local y avanzan o se repiten en una determinada dirección.

- *Progresivo*: la superficie de falla se extiende en la misma dirección del movimiento.

- *Retrogresivo*: la superficie de falla se extiende en dirección opuesta al movimiento
- *Ampliándose*: la superficie de falla se extiende hacia una u otra de las márgenes laterales
- *Alargándose*: la superficie de falla se alarga agregando continuamente volumen de material desplazado. La superficie de falla puede alargarse en una o más direcciones. El término alargándose puede utilizarse indistintamente con el término progresivo.
- *Confinado*: se refiere a movimientos que tienen un escarpe visible pero no tienen superficie de falla visible en el pie de la masa desplazada.
- *Disminuyendo*: el volumen de material siendo desplazado, disminuye con el tiempo.

2.3 Resistencia al corte en suelos

Varnes, (1978) indica que un movimiento en masa en la ladera ocurre al presentarse una serie de procesos sucesivos del tipo causa efecto los cuales se puede dar a través de tres procesos: incremento del esfuerzo cortante, disminución de fuerzas del suelo o de la roca y reducción de la resistencia al esfuerzo cortante

Incremento del esfuerzo cortante, que puede originarse por: la remoción del soporte lateral o de base, como puede ocurrir con la erosión, deslizamientos previos, y excavaciones de origen antrópico. El incremento de carga que se da por el peso del agua al interior de la ladera o talud, rellenos o vegetación. Esfuerzos transitorios causados por sismos y/o vibraciones.

Disminución de fuerzas del suelo o de la roca: se refiere a las propiedades intrínsecas del material.

Reducción de la resistencia al esfuerzo cortante, lo cual es causado por: cambio en las fuerzas intergranulares (presión de poros, disolución). Cambios en la estructura, como puede ser la disminución de la resistencia en el plano de falla, fracturamiento

debido a descargas o falta de confinamiento, y efectos de temperaturas extremas (dilatación y contracción del material).

Tarbuck y Lutgens (1999), exponen que la autotranslación de los materiales presentes en los deslizamientos, es en función de todas las fuerzas que se encuentran involucradas, como la fricción y la cohesión del material. Por lo que suele recurrirse, en los análisis teóricos de la estabilidad, al enfoque en términos de esfuerzos totales, o bien, al enfoque en términos de esfuerzos efectivos donde intervienen dichos parámetros.

Al modelar o representar matemáticamente el fenómeno de falla al cortante de rocas y suelos (Montoya et al., 2002), se utiliza la ecuación generalizada de Mohr-Coulomb; ecuación 2.1 para suelos saturados y, ecuación 2.2 para suelos no saturados.

Donde τ representa el esfuerzo cortante resistente $[M/L^2]$, c' es la cohesión efectiva $[M/L^2]$, σ indica el esfuerzo normal total $[M/L^2]$, μ representa la presión del agua intersticial o de poro $[M/L^2]$, μ_a es la presión del aire intersticial $[M/L^2]$, ϕ' es el ángulo de fricción interna efectivo del material.

$$\tau = c' + (\sigma - \mu) \tan \phi' \quad (2.1)$$

$$\tau = c' + (\sigma - \mu) \tan \phi' + (\mu - \mu_a) \tan \phi' \quad (2.2)$$

El análisis de la ecuación de Coulomb requiere predefinir los parámetros de ángulo de fricción y cohesión, los cuales se consideran como propiedades intrínsecas del suelo. La presencia del agua reduce el valor de la resistencia del suelo dependiendo de las presiones internas o de poros de acuerdo a la ecuación de Coulomb, en la cual el factor μ está restando al valor de la presión normal (Suarez, 1998).

Ángulo de fricción: es una propiedad física de los materiales o la pendiente de una representación lineal de la resistencia al corte de los mismos (Keaton et al., 2014).

Cohesión: La cohesión es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo. La cohesión en mecánica de suelos es utilizada para representar la

resistencia al cortante producida por la cementación, mientras que en la física este término se utiliza para representar la tensión. En suelos granulares en los cuales no existe ningún tipo de cementante o material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a 0 y a estos suelos se les denomina Suelos no Cohesivos (Suarez, 1998).

Para considerar la relación esfuerzo-deformación en la estabilidad de taludes, se suelen tener en cuenta dos formas de establecer la resistencia del terreno:

Resistencia máxima: Es la resistencia al corte máxima del material que se identifica como el punto más alto en la curva esfuerzo-deformación. La resistencia máxima en la superficie de falla de un deslizamiento suele calcularse asumiendo que en todos los puntos que integran la superficie de deslizamiento, se encuentran en condición de falla (falla generalizada); sin embargo, en la realidad algunos puntos pueden haber alcanzado deformaciones mayores (falla progresiva) (Skempton, 1964). *Resistencia residual:* Es la resistencia al corte del material después de haber ocurrido la resistencia máxima; la resistencia calculada después de ocurrido un deslizamiento que corresponde al valor de la resistencia residual (Skempton, 1964).

2.4 Principales causas de los movimientos

Los procesos de remoción en masa o deslizamientos de laderas ocurren debido a dos causas fundamentales, las cuales son de tipo externo y de tipo interno (Selby, 19). Las causas externas son todas aquellas que producen un incremento en la tensión o esfuerzos, pero no en la resistencia de los materiales. Entre los cambios de tipo externo más importantes se encuentran los cambios geométricos o de peso que sufren las laderas (como resultado de erosión, socavamiento, incisión de un río, excavaciones artificiales, cargas y descargas), las tensiones transitorias naturales y artificiales a las que son expuestas (sismos, vibraciones por explosiones o uso de maquinaria pesada) y los cambios en el régimen hidrológico (intensidad y duración de las precipitaciones, etc.). Las causas internas son las que disminuyen la resistencia de los materiales sin

cambiar la tensión o esfuerzos. Los principales cambios de tipo interno se relacionan con la transformación de los materiales a través de movimientos progresivos (por expansiones laterales, fisuras, etc.), procesos de intemperismo y erosión (Alcántara, 2000).

Existe una gran variedad de causas internas y externas en torno a las cuales se originan los procesos de ladera, éstas han sido categorizadas por Cruden y Varnes (1996) con base en procesos de distinta índole (Tabla 2.2).

Tabla 2.2. Causas de los movimientos (Cruden y Varnes, 1996).

Causas de índole geológica	Causas por procesos físicos
– Materiales débiles – Materiales sensibles – Materiales intemperados – Materiales sujetos a cizallamiento – Discontinuidades orientadas adversamente (esquistosidad, planos de inclinación) – Discontinuidades estructurales (fallas, discordancias, contactos) – Permeabilidad contrastante – Contraste de materiales con diferente plasticidad	– Precipitación intensa – Derretimiento rápido de nieve o hielo – Eventos de precipitación extraordinarios – Actividad sísmica – Erupciones volcánicas – Expansión e hidratación de arcillas
Causas morfológicas	Causas de origen antrópico
– Levantamientos tectónicos o volcánicos – Erosión glacial – Erosión fluvial al pie de la ladera – Erosión marina al pie de los acantilados – Erosión glacial al pie de las laderas – Erosión en márgenes laterales – Erosión subterránea – Remoción de la vegetación (incendios y sequías)	– Excavación de laderas o del pie de las laderas – Incremento de peso en las laderas – Disecación de cuerpos de agua (presas) – Deforestación – Irrigación – Actividad minera – Vibraciones artificiales

Los procesos de ladera ocurren gracias a la combinación de este tipo de factores, ya que todos ellos contribuyen en diferente grado a su inestabilidad. Sin embargo, según ciertas circunstancias, algunos de estos elementos pueden ser considerados como factores desencadenantes decisivos como, por ejemplo, la presencia de lluvias extraordinarias en materiales permeables, razón por la cual no sólo es importante

conocer los mecanismos y tipos de movimientos, sino también los factores que causan y controlan este tipo de procesos en espacios definidos.

2.5 Análisis de estabilidad de taludes

Para determinar la estabilidad de una masa de suelo se debe determinar su coeficiente de seguridad al deslizamiento, comparando los esfuerzos que tienden a producir el deslizamiento con aquellos que tienden a evitarlo (Valiente Sanz, 2016).

Es práctica común en ingeniería definir la estabilidad de un talud en términos de un factor de seguridad (FS), obtenido de un análisis matemático de estabilidad. *El factor de seguridad* se define como la resistencia al corte disponible entre el esfuerzo cortante de equilibrio. El *esfuerzo cortante de equilibrio* es el esfuerzo cortante requerido para mantener una pendiente estable (Duncan y Wright, 2005).

De acuerdo con Suarez, (1998); el modelo de estabilidad de taludes, debe tener en cuenta la mayoría de los factores que afectan la estabilidad. Estos factores incluyen geometría del talud, parámetros geológicos, presencia de grietas de tensión, cargas dinámicas por acción de sismos, flujo de agua, y propiedades de los suelos, donde se pueden estudiar superficies planas, circulares, logarítmicas, parabólicas y combinaciones de ellas.

Los métodos para analizar la estabilidad incluyen ecuaciones simples, gráficos, software de hoja de cálculo y programas informáticos de estabilidad de taludes. En muchos casos, se puede utilizar más de un método para evaluar la estabilidad de una pendiente en particular. Por ejemplo, se pueden usar ecuaciones o gráficos simples para hacer una estimación preliminar de la estabilidad de la pendiente, y luego, se puede usar un programa de computadora para análisis detallados (Duncan y Wright, 2005). Los diversos métodos utilizados para calcular un factor de seguridad se dividen principalmente en análisis numérico, equilibrio límite y métodos probabilísticos (Khalaj, Saeed, et al., 2020).

2.5.1 Métodos de equilibrio límite

Los modelos de equilibrio límite se basan en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable. Su principal ventaja es que permite modelar geometrías complejas de manera rápida y fiable, y reproducen de manera confiable la superficie de rotura más probable (Valiente Sanz, 2016). En estos métodos el factor de seguridad representa el factor por el cual la resistencia al corte debe dividirse de modo que la resistencia reducida esté justo en equilibrio con el esfuerzo cortante, es decir, la pendiente está en un estado simplemente estable de equilibrio limitante. Los procedimientos utilizados para realizar dichos cálculos se conocen como procedimientos de equilibrio límite (Duncan y Wright, 2005).

Los métodos precursores del equilibrio límite consideran la masa potencial de falla como un cuerpo libre y aplican las ecuaciones de equilibrio global. Esta teoría de cuerpo libre ha sido implementada en el método del Talud Infinito (Taylor, 1948), Método de Cuña (Sherard et al., 1963) y Método Ordinario (Fellenius, 1922), entre otros. Actualmente, la mayoría de métodos de equilibrio límite dividen a la masa potencial de falla en un número finito de dovelas. Luego, las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y/o de momentos son aplicadas a cada dovela. Generalmente, dovelas verticales son empleadas para dividir la masa de suelo; sin embargo, dovelas horizontales o inclinadas han sido usadas en algunas aplicaciones (Sarma y Tan, 2006). En la Figura 2.6 se presenta la manera tradicional de dividir la masa de falla en dovelas verticales; además, se incluyen las fuerzas actuantes en una dovela (fuerzas interdovelas).

En los métodos de equilibrio límite, tres ecuaciones de equilibrio pueden ser empleadas, estas son: equilibrio de fuerzas horizontales, equilibrio de fuerzas verticales y equilibrio de momentos. Algunas de las técnicas de dovelas usan una o dos ecuaciones de equilibrio haciendo la solución “no rigurosa”. Sin importar el procedimiento empleado para resolver el sistema de ecuaciones, en los métodos de equilibrio límite existirán más incógnitas que número de ecuaciones de equilibrio, haciendo la resolución de la estabilidad un problema estáticamente indeterminado (Bojorque, 2011).

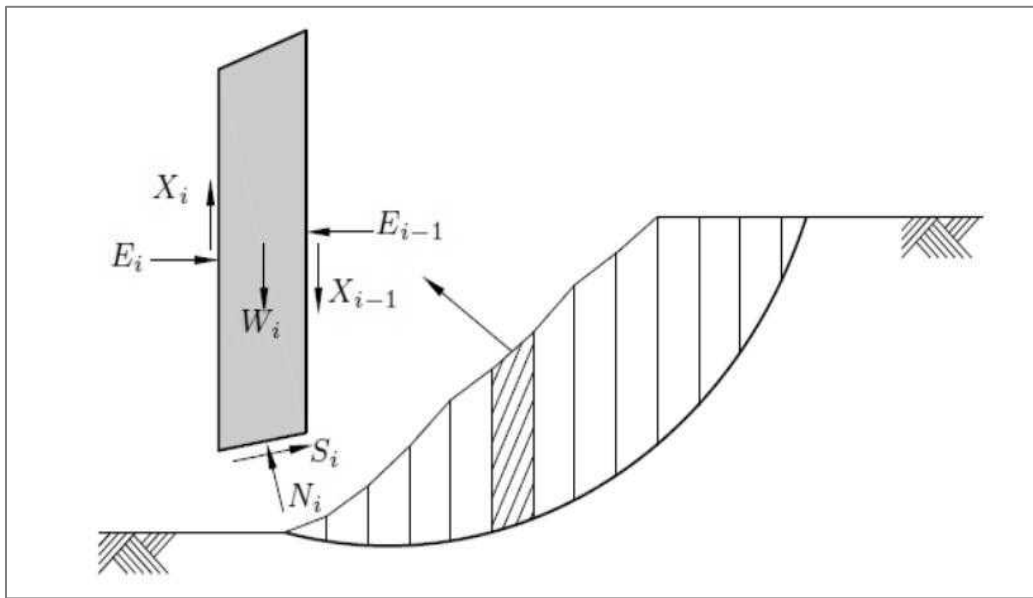


Figura 2.6. Masa deslizante dividida en dovelas verticales y fuerzas interdovelas (Bojorque, 2011).

Generalmente, esta desigualdad es resuelta introduciendo arbitrariamente algunas simplificaciones en la ubicación y/o en la inclinación de las fuerzas interdovelas. Todos los métodos “rigurosos”, aquellos que satisfacen las tres ecuaciones de equilibrio, como el método de Spencer (1967) y de Morgenstern y Price (1965), determinan valores del factor de seguridad muy similares entre ellos (Duncan y Wright, 2005). Para el caso en el que la superficie de falla sea circular, el método Simplificado de Bishop (1955) que emplea únicamente dos ecuaciones de equilibrio (fuerzas verticales y momentos), produce valores del factor de seguridad que están en correspondencia con los métodos rigurosos (Duncan, 1996). Cuando no se conoce previamente el tipo de falla, como es en la mayoría de los casos prácticos, los métodos rigurosos como el de Morgenstern y Price (1965) y Spencer (1967) deben ser usados, debido a que obtienen valores consistentes y no presentan mayores dificultades numéricas (Krahn, 2003).

2.5.2 Métodos numéricos

Los métodos numéricos pueden considerarse, desde el punto de vista matemático, como aquellos que se aproximan mejor a la solución exacta. En las técnicas numéricas no es necesario imponer las condiciones empleadas como en el caso de

equilibrio límite, que son la ubicación, forma de la superficie de falla, y fuerzas interdovelas. Los avances en el poder computacional y la disponibilidad de códigos numéricos de bajo costo, han hecho que estas técnicas sean muy atractivas para la investigación de la estabilidad de pendientes. Los métodos numéricos empleados en la estabilidad de pendientes pueden clasificarse en tres grupos principales (Bojorque, 2011):

- **Métodos Continuos:** método de elementos finitos (Finite Element Method, FEM), diferencias finitas (Finite Difference, FDM), elementos de contorno (Boundary Element, BEM).
- **Métodos Discontinuos:** método discreto (Discrete/Distinct Element, DEM), redes de fractura discreta (Discrete Fracture Network, DFN), códigos de partículas (Particle Flow Codes, PFC).
- **Métodos Híbridos:** Combinaciones de métodos; FEM-BEM, DEM-BEM, FEM-DEM.

Los métodos numéricos permiten cuantificar las deformaciones producidas en el talud, mientras que los modelos de equilibrio límite únicamente garantizan la estabilidad del talud; en otras palabras, los métodos numéricos estudian el estado tensional de los elementos y sus deformaciones (Valiente Sanz, 2016).

2.5.3 Métodos probabilísticos

En los últimos años, los métodos probabilísticos se utilizan ampliamente para la evaluación de la seguridad de las pendientes naturales (Khalaj, Saeed, et al., 2020). Los procedimientos probabilísticos para el análisis de estabilidad pertenecen a tres categorías (El-Ramly et al., 2002):

- **Métodos aproximados:** Método de Primer Orden Segundo Momento, métodos estimativos Puntuales, método Hasofer-Lind.
- **Simulación de Monte Carlo**
- **Redes bayesianas**

Los métodos aproximados permiten la estimación de la media y la varianza del factor de seguridad, pero no proveen la forma de la función de densidad de probabilidad, así que la probabilidad de falla solo puede ser obtenida asumiendo una distribución probabilística paramétrica del factor de seguridad (típicamente normal o lognormal) (Cruz, 2012), por otra parte, el método de Monte Carlo consiste en resolver un problema determinístico muchas veces para construir una distribución estadística, donde se calculan la media y la desviación estándar de la función de comportamiento. Este método se acerca a la respuesta real de la función de comportamiento, por lo que se usa como referencia de comparación con otros métodos probabilísticos (Russelli, 2008).

Una red bayesiana (BN), también conocida como red de creencias o modelo gráfico acíclico dirigido probabilístico, es un modelo gráfico probabilístico que ilustra un conjunto de variables inciertas y expresa su dependencia mediante el uso del gráfico acíclico directo (DAG). La red bayesiana se ha aplicado a muchos problemas de ingeniería que operan en condiciones inciertas (Khalaj, Saeed, et al., 2020).

2.6 Mineralogía y microestructura de suelos

Las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos dependen entre otras características, del tipo de suelo, refiriéndose principalmente a su composición mineralógica y de la microestructura (distribución del tamaño de poros) (Echeverri, 2006). Uno de los métodos más conocidos para conocer la mineralogía es el ensayo de difracción de rayos X (DRX), y para determinar la microestructura se utiliza la técnica de microscopía electrónica de barrido (SEM).

La difracción de rayos X (DRX) es un ensayo que permite, a partir de un difractograma, identificar los minerales que componen una muestra de suelo (Druc et al., 2013).

Es una técnica no destructiva y altamente empleada para la caracterización e identificación de las fases mineralógicas, especialmente de los sedimentos y rocas con mineralogía arcillosa. La técnica se basa en la interferencia de los rayos X con la muestra

a analizar y su respectiva red cristalina, ya a que los rayos X presentan una longitud de onda similar al espaciado interplanar de las estructuras cristalinas (Pecharsky y Zavalij, 2005).

La microscopia electrónica de barrido SEM (Scanning Electron Microscopy) es una técnica de resolución para caracterizar partículas o superficies de minerales que no pueden ser captados en microscopia óptica (Carretero y Pozo, 2007).

La base de la técnica se fundamenta en la interacción de un haz de electrones con la muestra a analizar, lo que produce imágenes producto de la detección de electrones secundarios (SE) y/o electrones retrodispersados (BSE) que son producidos de la superficie de la muestra debido a la excitación producto de la interacción. Esta radiación producida por la muestra, presenta diferentes longitudes de onda, sin embargo, los más utilizados corresponden a los de radiación X. Por consiguiente, se comparan las longitudes de onda o las intensidades de los rayos X con emisiones procedentes de patrones (Melgarejo et al., 2010).

El uso de SE-BSE, capta ambos tipos de electrones, se emplea de forma rutinaria para el estudio de materiales poco consolidados o consolidados, en donde es muy importante conocer preferentemente el aspecto morfológico que el composicional. Por otra parte, cuando se usa solo BSE y mediante el sistema de análisis puntual del equipo, logramos diferenciar componentes por sus distintas reflectividades y la composición química en diferentes puntos de la muestra (Carretero y Pozo, 2007).

Capítulo 3

Estado del arte

Las clasificaciones topográficas y morfológicas, como las propuestas por Varnes (1978) y Hutchinson (1988) deben adaptarse a las condiciones verdaderas de los movimientos. Es por ello que en los últimos años el análisis de los deslizamientos, considerando parámetros adicionales a los establecidos por las clasificaciones, ha sido tema de estudio para diversas investigaciones sobre movimientos de masa. A pesar de las diferencias metodológicas y técnicas, muchos de los métodos propuestos consideran que las condiciones geológicas y geomorfológicas de los deslizamientos futuros, deberían ser similares a las condiciones que condujeron a la inestabilidad de laderas pasadas y presentes. Por lo tanto, la representación de movimientos pasados y recientes, junto con la identificación y la representación de los factores condicionantes o iniciales de inestabilidad de laderas, son las claves en la predicción de futuros deslizamientos (Dai y Lee, 2002). La revisión del estado del arte para esta investigación se dividió en función de las técnicas y parámetros considerados para la caracterización de deslizamientos.

3.1 Estudios geológicos-geotécnicos

Coutinho et al., (2019) describen el estudio geológico-geotécnico de la ocurrencia de un movimiento de masas en una ladera en el municipio de Camaragibe, estado de Pernambuco, Brasil. A través de las pruebas de laboratorio e instrumentación de campo, realizaron un análisis de estabilidad que representa la verdadera condición de estabilidad de la ladera. En la etapa de falla, el movimiento fue clasificado como deslizamiento rotacional; se enfatiza que el desplazamiento masivo en el área estudiada todavía ocurre, y hasta la fecha no hay mitigación. La lluvia se indicó como el factor

desencadenante principal, por lo que aseguran que la elaboración de un modelo de filtración de estado estacionario de las condiciones del agua subterránea complementa la caracterización del movimiento.

3.2 Prospección geofísica

El uso de métodos de prospección geofísica puede sustituir o complementar técnicas tradicionalmente aplicadas al estudio de deslizamientos como son los sondeos geotécnicos (Gómez et al., 2014). Las técnicas geofísicas permiten conocer las características físicas del subsuelo basándose en las propiedades físicas más importantes, como la resistividad eléctrica, la propagación de ondas en el medio, la susceptibilidad magnética y la densidad de masa (Arosio et al., 2014).

Cervantes y Cuadros (2017) emplearon técnicas geofísicas de Tomografía de resistividad eléctrica y Georadar en el área del deslizamiento de Lidecko (República Checa), en un periodo comprendido entre el año 2011 y 2014, centrándose principalmente en los resultados obtenidos en la parte de transporte y acumulación del deslizamiento; realizaron varios perfiles de medición a lo largo del eje del deslizamiento y en dirección perpendicular al movimiento, y una vez determinado el tipo y velocidad del movimiento, realizaron un seguimiento de los cambios de resistividad en la parte más inestable del deslizamiento en el periodo 2012 – 2014. Finalmente determinaron que la implementación de técnicas geofísicas brinda una forma rápida y en tiempo real de obtener los datos, lo que contribuye a una interpretación más objetiva de los resultados obtenidos.

Ausilio y Zimmaro (2017) analizaron un deslizamiento de tierra ubicado en Gimigliano de la región de Calabria (sur de Italia). A través de mediciones geotécnicas convencionales tales como lecturas de inclinómetro y estudios geofísicos magnéticos y eléctricos, concluyeron que los métodos de detección electromagnética y tomografía de resistividad eléctrica permiten validar las mediciones obtenidas mediante enfoques convencionales.

3.3 Estudios hidrogeológicos

Basándose en la geología e hidrología de la zona, Faccini et al. (2015) describieron los resultados de la caracterización de un desprendimiento de tierras, e indicaron que a través de actividades de monitoreo se desarrolla información sobre los desplazamientos, la cual contribuye a la mitigación del riesgo hidrogeológico a través de mecanismos de evolución, como la reducción del nivel del nivel freático.

Para mejorar la comprensión de los factores que afectan la distribución, las características y las causas de los deslizamientos, Zhuang et al, (2018) realizaron investigaciones de campo y monitoreo, pruebas in situ y experimentos de laboratorio, determinando que 79% de los deslizamientos de tierra estudiados tienen profundidades menores a 10 m, y el 85% tienen un volumen de menos de 100,000 m³, siendo la principal causa de inestabilidad las lluvias de la región, debido a que el suelo se desintegra fácilmente bajo presión alta y a su estructura suelta y altamente porosa. Lo que resulta en una fuerte disminución de la fuerza de cohesión con el aumento de la deformación y el contenido de agua y, por lo tanto, los deslizamientos de tierra tienden a sufrir licuefacción estática durante el deslizamiento.

3.4 Monitoreo

El análisis de la dinámica del deslizamiento, desde el 2016, está basado en el uso de técnicas, como reiteración de puntos geodésicos, las dos metodologías más utilizadas son el monitoreo EDM (Electrical Discharge Machining) y LIDAR (Laser Imaging Detection and Ranging). Las cuales permiten realizar la adquisición a detalle de valores de deformación en periodos cortos, dentro del cuerpo y el escarpe del deslizamiento. Con el objetivo de realizar pronósticos de movimiento, para determinar las zonas con velocidades de avance rápido (Araujo et al., 2017).

Tofani et al. (2014) realizaron una caracterización y monitoreo de un deslizamiento ubicado en los Apeninos del Norte, Italia, mediante la interferometría de dispersión persistente (PSI) y las técnicas convencionales de monitoreo mediante análisis de

series de tiempo. En esta investigación determinaron que la información puntual que se deriva de los inclinómetros puede ayudar a definir la ubicación real de la superficie deslizante y los volúmenes involucrados, mientras que la medición de las condiciones de presión de poro y la posición del nivel freático pueden sugerir una correlación entre los patrones de deformación y los factores desencadenantes del movimiento.

3.5 Análisis de la estabilidad

En función de la geología local y las condiciones del terreno referentes a la inestabilidad de laderas, Hamza et al (2020) analizaron los problemas de estabilidad de taludes encontrados en Caxias do Sul en el Estado de Rio Grande do Sul, Brasil. Con base en los estudios geológicos-geotécnicos anteriormente realizados sobre la zona, analizaron la estabilidad de la ladera, empleando el método probabilístico de Montecarlo, aplicando la variación de parámetros que afectan la superficie crítica de deslizamiento. En ese análisis, el efecto de presión de poro fue también considerado. El producto generado por el análisis consistió en la probabilidad de falla dependiendo de la inclinación del talud.

Capítulo 4

Materiales y métodos

La caracterización geológica-geotécnica de deslizamientos de ladera, se realiza con base en las propiedades físicas y mecánicas de los materiales involucrados. Así como la evaluación de los mecanismos de falla, a través de los diferentes métodos de análisis de estabilidad. En este apartado se muestra la metodología empleada para la realización del estudio, tomando en consideración las etapas para el análisis de deslizamientos propuestas por Suárez, (1982).

4.1 Recopilación de información e identificación del sitio

Los deslizamientos ocurren en sitios específicos bajo ciertas condiciones topográficas, geológicas, climáticas y ambientales. Por lo tanto, es importante utilizar la información existente (historia del problema, planos básicos), con el fin de entender su comportamiento.

La metodología propuesta para la recopilación e identificación de la zona en estudio es la siguiente:

1. **Recopilación de investigaciones pasadas:** Investigar todas las publicaciones, investigaciones que se tengan de la zona en estudio.
2. **Estudios de cartas topográficas, mapas geológicos:** Recopilar de instituciones públicas gubernamentales toda la información disponible, modelos DEM, cartas de INEGI, datos del Servicio Geológico Nacional.
3. **Estudios de precipitación:** Realizar la recopilación de series de históricas de datos climatológicos de CONAGUA, SIATL-INEGI (2019).
4. **Visita de campo:** Debe incluir los taludes afectados o que se requiere analizar y las regiones adyacentes que pueden contribuir en las causas de los movimientos.

4.2 Estudio topográfico

Para conocer las condiciones topográficas del sitio, se propone realizar vuelos de vehículos no tripulados e instrumentos electro- ópticos; analizando la altimetría de la región, las cual puede indicar grandes depósitos de material y presencia de escarpes que rompen la morfología general del área.

La metodología propuesta para la caracterización topográfica de la zona en estudio se describe a continuación:

1. Identificar las zonas de no vuelo.

El primer paso es identificar las zonas de no vuelo, estrictamente prohibidas para el uso de cualquier tipo de Drone. Deben observarse los requerimientos que establece la Dirección General de Aeronáutica Civil (DJI) para un vuelo seguro dentro del espacio aéreo mexicano. Si la zona de estudio se encuentra en un área prohibida, deberán solicitarse con las autoridades competentes los permisos y autorizaciones correspondientes (Nájera et. Al, 2019).

2. Plan de vuelo

Con la ayuda de Google Earth se creará un polígono temporal de apoyo visual para crear la misión en el software elegido y de esta forma establecer los puntos de control terrestre (PCT) en el área de estudio. Posteriormente es necesario identificar el señalamiento y medición de los PCT, los cuales se recomiendan estén ubicados en áreas abiertas de manera que cuando el Drone los sobrevuele puedan ser plenamente identificados en las imágenes obtenidas ya que esas marcas servirán para la georreferenciación del modelo durante el proceso.

Los PCT deben ser colocados y señalados dentro y fuera del polígono del área de estudio y en los desniveles de la superficie del terreno (Nájera et. Al, 2019).

El diseño del vuelo se hace en función de la resolución o de la escala que se pretenda obtener, del tipo de terreno, su ubicación, sus detalles, la extensión a relevar y

condiciones meteorológicas imperantes, fundamentalmente la velocidad del viento (Ferreira, 2011).

3. Procesamiento de la información

El procesamiento de la información se realizará mediante la técnica fotogramétrica SFM (Structure from Motion). Este procesado consiste en la alineación de imágenes para definir los puntos de coincidencia entre imágenes (Lowe, D. G., 2004), a partir de la perspectiva que se genera con respecto a la posición del sensor. Creando una nube de puntos media, y crear la nube de puntos densa, mediante el método CMVs/PMVS (Furukawa y Ponce, 2009).

4.3 Estudio hidrológico

Para el estudio hidrológico es necesario realizar un análisis de precipitación pluvial, con información obtenida de la base de datos de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) correspondiente a cuatro estaciones meteorológicas cercanas a la zona en estudio, con cifras históricas de más de 20 años y en operación. La metodología propuesta para el análisis hidrológico se describe a continuación:

1. **Delimitación de la Cuenca y Microcuenca:** Obtención de parámetros físicos y geométricos de la región hidrológica y cuenca en estudio.
2. **Procesamiento interno de datos:** Realizar pruebas de homogeneidad e independencia, mediante el método de curva masa doble y límites de Anderson. Y finalmente la obtención de precipitaciones.

Llevando a cabo un análisis de frecuencias de una serie de datos, para probar la independencia se aplica la prueba de independencia de Anderson, la cual se basa en la determinación del coeficiente de autocorrelación serial $r(j,k)$ para diferentes tiempos de retraso. Cuando se analiza un solo registro $j=1$ se utiliza la ecuación 4.1 (Flowers et al., 2017).

$$r_k^j = \frac{\sum_{i=1}^{nj-k} (Q_i^j - Q^{-j})(Q_{i+k}^j - Q^{-j})}{\sum_{i=1}^{nj} (Q_i^j - Q^{-j})^2} \quad (4.1)$$

Donde: j= muestra de datos analizada, k= tiempo de retraso, nj= número de datos, y Q= media muestral.

4.4 Estudio geofísico

El estudio geofísico consiste en aplicar el método de Tomografía de Resistividad Eléctrica ERT (Electrical Resistivity Tomography) para determinar las características estratigráficas del suelo. Dicho método permite investigar la variación de la resistividad del subsuelo a profundidad y lateralmente (Dahlin, 2001). La metodología propuesta para la prospección geofísica se describe a continuación:

1. **Implementar líneas de tomografía:** Inyectar una corriente eléctrica y mediante un dispositivo receptor observar la respuesta del subsuelo, siendo el resultado, datos de resistividades aparentes.
2. **Construcción de secciones geoelectricas:** Sección en dos dimensiones que muestra una primera aproximación de los cambios en el subsuelo.
3. **Distribución real de resistividades:** Obtener una imagen que será un resultado interpretable desde un punto de vista físico y geológico, y que dará información sobre las características físicas del subsuelo (Griffiths y Barker 1993).

4.5 Pruebas de campo y laboratorio

En este apartado se describe la metodología para la obtención de los parámetros del suelo, tales como: peso volumétrico, contenido de agua, análisis granulométrico, límites de consistencia y la prueba de corte directo en suelos, con la finalidad de lograr la caracterización geotécnica en laboratorio de los materiales involucrados, mediante la aplicación de ensayos de clasificación y comportamiento mecánico.

1. Peso volumétrico

La realización del ensayo para obtener el peso volumétrico se realiza con base en la norma NMX-C-507-ONNCCE-2019. La masa volumétrica del material es la relación entre la masa total del material y el volumen total del mismo. La norma establece que la masa volumétrica del material húmedo en estado natural se encuentra al aplicar la ecuación 4.2.

$$\gamma_m = \left(\frac{W_m}{V_m} \right) \times 1000 \quad (4.2)$$

Donde, γ_m = Masa volumétrica del material en estado natural [Kg/m³], W_m = Masa del material extraído de la cala [g] y, V_m = Volumen de la cala de prueba [Cm³].

El procedimiento a utilizar es el descrito para el “método de la trompa y arena”; dicho método se aplica a materiales que contengan partículas de tamaño mayor que la malla 3/4" (19,0 mm), incluso con fragmentos de roca, o de los que no se puedan extraer muestras inalteradas, ya sea en estado natural, cuando el acomodo que tienen sus partículas es consecuencia de un proceso de la naturaleza o bien en estado compacto, cuando las partículas sólidas que lo constituyen han adquirido un cierto acomodo por algún procedimiento de compactación.

2. Contenido de agua

De acuerdo a la norma ASTM D2216 – 19, el contenido de agua W (%) de un suelo se obtiene aplicando la ecuación 4.3.

$$W = \left(\frac{W_1 - W_2}{W_2 - W_t} \right) \times 100 = \left(\frac{W_w}{W_s} \right) \times 100 \quad (4.3)$$

Donde, W = Contenido de agua [%], W1 = Masa de la muestra humedad más la masa del recipiente y su tapa [g], W2 = Masa de la muestra seca más la masa del recipiente y su tapa [g], Wt = Masa del recipiente y su tapa [g], Ww = Masa del agua [g] y, Ws = Masa de los sólidos [g].

En dicha norma también se establece que el secado del material se realiza en un horno de convección (HC), el cual debe mantenerse a una temperatura de 105 ± 5 °C hasta obtener su masa constante, lo cual ocurre en un lapso de 16 horas aproximadamente.

En caso de materiales que contengan materia orgánica, o minerales como es el yeso que contiene agua en su composición, la temperatura de secado no será mayor a 60 °C.

3. Análisis granulométrico

El análisis granulométrico se obtiene de acuerdo a lo establecido en la norma ASTM D422-07, permitiendo determinar la composición por tamaños de las partículas. El paso del material se hace primero a través de las mallas con la abertura más grande, hasta llegar a las más cerradas, de tal forma que los tamaños mayores se van reteniendo, para así obtener la masa que se retiene en cada malla, calcular su porcentaje respecto al total y determinar el porcentaje de la masa que pasa. La masa del material seco de la muestra, determinada mediante la ecuación 4.4.

$$W_d = W_{d1} + W_{d2} \quad (4.4)$$

Donde, W_d = Masa del material seco de la muestra [g], con aproximación a la unidad, W_{d1} = Masa del material seco de la fracción retenida en la malla N°4 [g] y, W_{d2} = Masa del material seco de la fracción que pasa la malla N°4 [g].

4. Límites de consistencia

Con base a la norma ASTM D2487-17 y siguiendo las recomendaciones del manual M·MMP·1·02/03 la clasificación de fragmentos de rocas y suelos, donde los suelos se clasifican como finos cuando más del 50% de sus partículas son menores a la malla No. 200 (0.075 mm), clasificándose como arcilla cuando su límite líquido y su índice plástico precisan un punto dentro de las zonas II o IV de la carta de plasticidad, como limo cuando se encuentran en las zonas I y III (Figura 4.1).

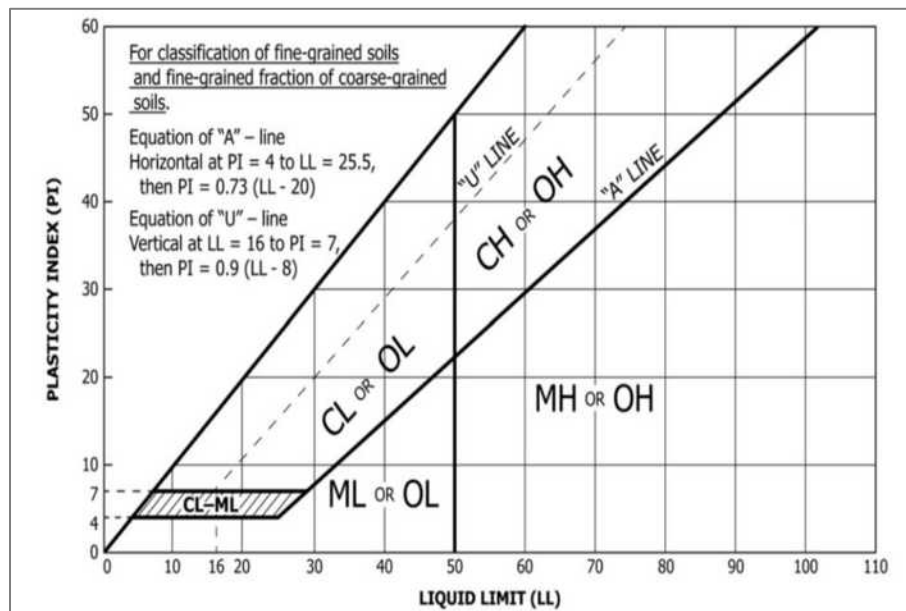


Figura 4.1. Carta de plasticidad

La norma BS 5930:1999 (norma inglesa) incluye su propia carta de plasticidad, y de manera general coincide con la norma ASTM D2487-17, una diferencia es que la norma inglesa incluye cinco parámetros de plasticidad: baja, intermedia, alta, muy alta y extremadamente alta, como se muestra en la Figura 4.2.

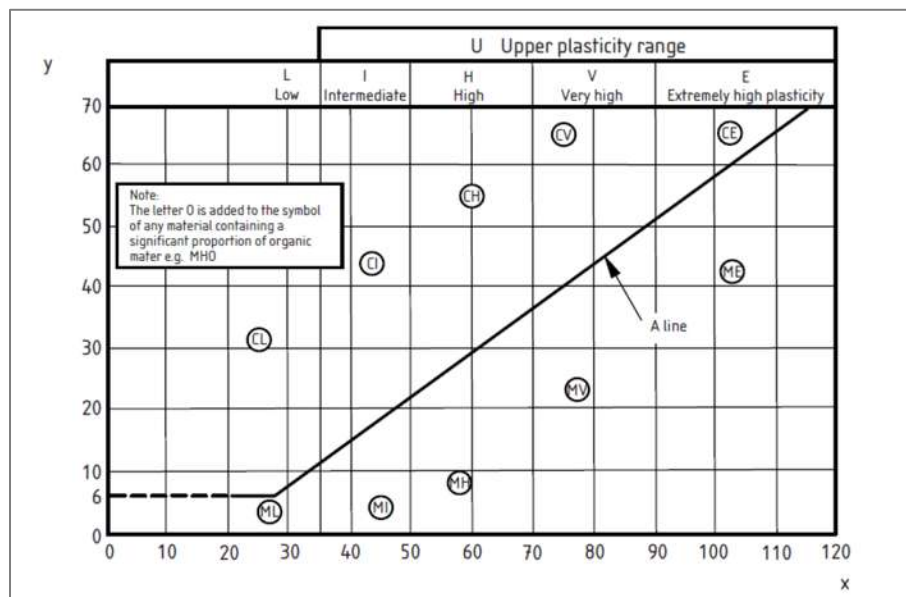


Figura 4.2. Carta de plasticidad (BS 5930:1999).

Para la determinación del límite líquido LL (%) se encuentran dos metodologías; la primera empleando el método tradicional de percusión de Casagrande, y la segunda utilizando los conos penetrantes, de este último existen diferentes propuestas de conos.

Método de la Copa de Casagrande

Actualmente la determinación del límite líquido en suelos, es realizada con base en la norma ASTM D4318 – 17, donde se define como LL (%) al contenido de agua de la fracción de suelo que pasa la malla No. 40 (0.425 mm), cuando al ser colocada en la copa de Casagrande y efectuar en ella una ranura trapecial de dimensiones específicas, los bordes inferiores de la misma se ponen en contacto en una longitud de 13.0 mm, después de golpear la copa 25 veces, dejándola caer sobre una superficie dura de características especiales, desde una altura de 1 centímetro y a una velocidad de 2 golpes por segundo.

El LL (%) se obtiene gráficamente con la curva de fluidez (número de golpes contra contenido de agua) dicha gráfica es logarítmica en el eje de las abscisas. También se puede obtener mediante el método simplificado, el cual se determina conociendo un solo punto de la curva de fluidez, aplicando la ecuación 4.5.

$$LL = w_N \left(N / 25 \right)^{0.12} \quad (4.5)$$

Donde, LL= Es el límite líquido del suelo [%], WN = Contenido de agua, a la cual le fue aplicado un número N de golpes [%] y, N = Es el número de golpes necesarios para lograr que los bordes inferiores de la ranura se pongan en contacto en una longitud de 13 mm.

Método del Cono de penetración

La determinación del límite líquido se obtiene de acuerdo al procedimiento establecido por la norma británica BS 1377-2:1990 (Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes), definiendo como LL (%) al contenido de agua de la fracción de suelo que pasa la malla No. 40 cuando al ser introducido en un recipiente cilíndrico logra una penetración establecida, mediante un cono de dimensiones y masa

normalizadas bajo la acción de su propio peso durante un lapso aproximado de 5 segundos.

El LL (%) se obtiene gráficamente con la curva de fluidez, cuyos valores de penetración se ubican en el eje logarítmico de las abscisas, y en el eje de las ordenadas se colocan los contenidos de humedad; actualmente existen diferentes propuestas de conos.

Límite plástico

Para la determinación del límite plástico PL (%) se aplicará el método convencional de rolado propuesto por Atterberg, realizada con base en la norma ASTM D4318 – 17, definiendo como PL (%) al mínimo contenido de agua de la fracción de suelo que pasa la malla No. 40, requerido para que se puedan formar con ella cilindros de 3 mm de diámetro empleando una presión manual y a una frecuencia normada, debe llegar a un contenido de humedad en la que el cilindro presente fisuras, pero sin romperse y no se pueda volver a remoldar. El PL (%) se determina de acuerdo al cálculo de la ecuación 4.6.

$$PL = \frac{\sum W_i}{3} \quad (4.6)$$

Donde, PL = Es el límite plástico del suelo [%], W_i = Contenido de agua para cada una de las tres determinaciones [%].

Y finalmente a la diferencia entre el LL (%) y el PL (%) se le conoce como índice plástico PI (%), de acuerdo a la norma ASTM D4318 – 17, el índice plástico se obtiene mediante la ecuación 4.7.

$$PI = LL - PL \quad (4.7)$$

Índice de liquidez

También conocido como la Relación Agua-Plasticidad, el Índice de Liquidez LI es el índice utilizado para medir a escala el contenido de humedad natural de una muestra de suelo, respecto de los límites líquido y plástico (indirectamente sirve para tener una medida aproximada de la resistencia del material), siendo definido de acuerdo con la ecuación 4.8 (ASTM D4318).

$$LI = \frac{W - PL}{PI} \quad (4.8)$$

El LI se expresa por lo general en porcentaje. Con base en el contenido de humedad, al comparar los valores de LI puede establecerse tres rangos (Tabla 4.1).

Tabla 4.1. Rangos del índice de liquidez.

< 0.0	Demostrará fractura rígida al ser sometido a corte, debido a que el contenido de humedad es menor que el límite plástico LP. En este caso el suelo estará en estado sólido a semi sólido.
0.0 - 1.0	Como un plástico. Rango que comprende la mayoría de las arcillas en estado natural.
> 1.0	Será esencialmente un líquido muy viscoso cuando se somete a corte, porque el contenido de humedad es mayor que el límite líquido LL. Tales suelos pueden ser extremadamente sensibles al colapso de la estructura del suelo.

Límites de contracción

Los límites de contracción se pueden clasificar de dos maneras, el primero es a través del límite de contracción lineal (LC %) y el segundo es con la contracción volumétrica (VC %), estos dos son obtenidos con base en la norma ASTM D427-04. La contracción lineal (LC %) de un suelo se define como la reducción que puede tener un suelo en su mayor dimensión de forma prismática rectangular, elaborado con la fracción de suelos que pasa la malla No. 40, cuando su humedad disminuye desde la correspondiente al LL (%) hasta la del límite de contracción (LC %), expresada como un porcentaje de la longitud inicial del espécimen; se obtiene de acuerdo a la aplicación de la ecuación 4.9.

$$LC = \frac{L_i - L_f}{L_i} \quad (4.9)$$

Donde, LC = Es la contracción lineal aproximada al décimo más cercano [%], Li = Es la longitud inicial de la barra de suelo húmedo, que corresponde a la longitud interior del molde [cm] y, Lf = Es la longitud final de la barra de suelo seco [cm].

Observando una gráfica de volumen del suelo en función de su contenido de humedad, observaríamos que todo suelo llega a un punto donde su volumen no decrece inclusive cuando el contenido de humedad siga disminuyendo. Es este punto, el W (%) que deseamos conocer, por lo que se aplica la ecuación 4.10 y se determina la contracción volumétrica VC (%).

$$VC = W - \left(\frac{(V_h - V_s)\gamma_w}{W_s} \right) \quad (4.10)$$

Donde, VC = Límite de contracción volumétrica [%], W = Humedad del suelo en el momento que fue moldeado [%], V_h = Volumen de la pastilla de suelo húmedo [cm³], V_s = Volumen de la pastilla de suelo seco [cm³], γ_w = Densidad del agua [gr/cm³], y W_s es el peso del suelo seco [gr].

5. Corte directo en suelos

Para determinar la resistencia al corte de los suelos, se sigue la metodología descrita en la norma ASTM D3080-11 y en la norma española UNE 103401. La cual tiene la finalidad de obtener los parámetros resistentes, cohesión, c , y ángulo de fricción interno, ϕ , de una muestra de suelo sometida a esfuerzo cortante. También se pueden obtener los parámetros de resistencia residual. Se calcula la tensión de corte sobre la superficie de rotura de la probeta, τ , expresada en kPa, para cada lectura durante el ensayo, mediante la ecuación 4.11.

$$\tau = \frac{F_h}{A} \times 1000 \quad (4.11)$$

Donde, F_h = Fuerza horizontal aplicada [N], y A = área inicial de la probeta [mm²]. Normalmente se toma A como constante, aunque durante el corte el área va disminuyendo. Si se desea obtener el área efectiva de aplicación de las fuerzas verticales, se debe seguir la ecuación 4.12.

$$A_c = L_1 \cdot (L_2 - \Delta l) \quad (4.12)$$

Donde, L_1 es la longitud del lado perpendicular a la dirección de corte [mm], L_2 es la longitud inicial del lado en la dirección de corte [mm], Δl es el desplazamiento relativo entre las dos mitades de la caja de corte en cualquier instante durante el ensayo [mm]. Se calcula la tensión normal aplicada a la probeta, σ_n , expresada en kPa, mediante la ecuación 4.13.

$$\sigma_n = \frac{\sum F_v}{A} \times 10^3 \quad (4.13)$$

Donde, $\sum F_v$ es la suma total de las fuerzas verticales aplicadas a la probeta [N] y, A es el área inicial de la probeta [mm²].

Posteriormente se hace la representación del desplazamiento horizontal, del esfuerzo normal y el esfuerzo cortante, de esta forma se obtienen gráficamente los valores de cohesión y ángulo de fricción.

4.6 Método de Monitoreo

El monitoreo a desarrollar fue de carácter topográfico, establecido por CENAPRED (2018), el cual se realiza por nivelación y colimación de referencias superficiales. Este método consiste básicamente en colocar referencias o bancos topográficos (testigos) a lo largo de ejes o líneas longitudinales y transversales dentro del área en movimiento. Es recomendable que estos ejes se establezcan en las direcciones longitudinal (uno al menos por el posible eje del movimiento) y transversal (de ser posible varias líneas). La metodología propuesta se enlista a continuación:

1. Colocación de puntos testigos

Los puntos testigos del movimiento son referidos a bancos fijos (en planta y elevación) localizados en los extremos de esos ejes, fuera del área potencialmente inestable. La ubicación de estos ejes y la cantidad de los puntos de referencia dependen del tamaño del área en estudio y de la posición y cantidad del posible agrietamiento.

2. Línea de colimación

Ubicar la estación total en un banco extremo del eje y visar el del otro extremo, para establecer una línea visual, o de colimación, a la cual se refieren los puntos testigos del movimiento; a su vez, la elevación de los puntos testigos del movimiento se establece mediante una nivelación o trabajo de altimetría.

3. Mediciones topográficas

Una vez definidas la posición y la elevación iniciales de cada punto de referencia, se realizaron posteriormente mediciones topográficas periódicas con el fin de conocer la evolución de sus movimientos. La periodicidad de esos levantamientos topográficos dependen de la velocidad que desarrolle la inestabilidad; de hecho, este monitoreo de los movimientos constituye un medio para prevenir un desastre, ya que, dependiendo de esa velocidad, es un medio idóneo para basar un alertamiento, e incluso una alarma generalizada para evacuar alguna zona poblada a la que impactaría esa inestabilidad; más adelante se proporcionan valores de velocidad de movimiento que podrían dar pautas para esos niveles de alertamiento.

Capítulo 5

Desarrollo del estudio y resultados

En este apartado se muestra la aplicación y resultados de la metodología descrita en el capítulo 4. Comenzando por el área en estudio, el estudio topográfico, análisis hidrológico, geofísico, las propiedades resultantes de los materiales estudiados durante la investigación y finalmente el monitoreo.

5.1 Caso en estudio

El deslizamiento en estudio se encuentra ubicado en el municipio de Tzitzio Michoacán, sobre la carretera estatal 49 El Temazcal- El Limón en el km 8+430, con coordenadas UTM X=295897, Y=2169301 zona 14 (Figura 5.1). Dicho deslizamiento en los últimos años ha ocasionado daños en la carretera como consecuencia de los movimientos que se han generado en dicho sector (Figura 5.2).

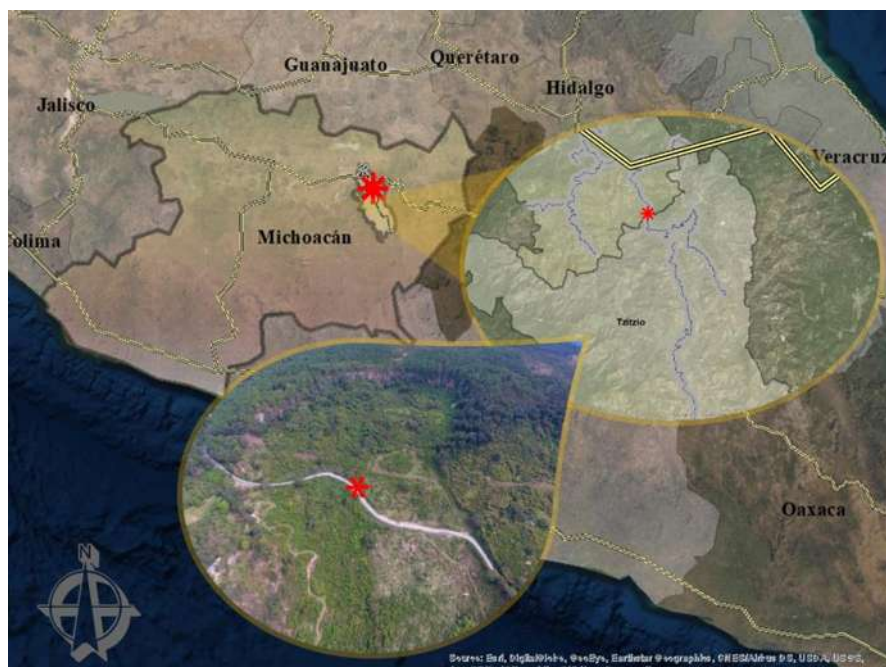


Figura 5.1. Ubicación de la zona en estudio.

Adicionalmente Se recopiló toda la información existente de estudios anteriores, enfocándose en las investigaciones realizadas por Chávez (1998) y Pola (2005), los cuales brindaron una primera aproximación y dimensionamiento a la problemática en estudio.



Figura 5.2. Sección de carretera afectada.

5.2 Caracterización topográfica

El levantamiento topográfico se realizó siguiendo la técnica de fotogrametría con Drone descrita en el capítulo 4, apartado 4.2, utilizando el Drone DJI Phantom 4 mostrado en la Figura 5.3 y el software Agisoft Photoscan. Las etapas para la obtención del producto topográfico comprendieron cuatro fases, planificación de vuelo, apoyo terrestre, registro fotográfico, procesado de las imágenes y cálculos.



Figura 5.3. Drone DJI Phantom 4 (Indiamart ®).

5.2.1 Planificación de vuelo

Para determinar el número y ruta de vuelos, se realizó una cuantificación del área a cubrir, La ruta final se planeó en función de la batería del Drone, tomando en cuenta la vegetación del sitio y la pendiente para determinar la altura de los vuelos.

Antes de comenzar se realizó una simulación virtual de vuelo (Figura 5.4), para ello se tuvo que proponer una configuración de algunas variables involucradas; velocidad (4m/s), la altura de vuelo (80 m), traslapes (lateral 70% y longitudinal 60%).

Finalmente se optó por dividir la zona en tres vuelos, comenzando por la parte más alta del deslizamiento.



Figura 5.4. Simulación de plan de vuelo.

5.2.2 Apoyo terrestre

Una vez determinado el plan de vuelo, fue necesario colocar diversos puntos de apoyo y control. Estos puntos ayudaron a orientar el levantamiento a un sistema de referencia. Lo anterior fue necesario para alcanzar la exactitud y precisión requeridas tanto en planimetría como en altimetría. Para poner los puntos de control se necesitó de un sistema de GPS diferencial. Se ligaron los puntos a la estación más cercana de la Red Geodésica Nacional Activa (RGNA) del INEGI.



Figura 5.5. Puntos de control y apoyo terrestre.

Los puntos consistieron en marcas cuadradas de lona, de 60x60cm, suficiente para que se apreciaran en las imágenes aéreas; colocadas estratégicamente sobre toda el área a levantar, y simultáneamente se obtuvieron sus coordenadas con ayuda de una estación total Topcon serie GTS-235w. En la Figura 5.5 se muestran los puntos de control y posición del prisma para levantamiento con estación total.

5.2.3 Registro y procesamiento de imágenes

El registro fotográfico consistió propiamente al vuelo del Drone, siguiendo la ruta previamente programada (Figura 5.6). Se obtuvieron un aproximado de 1500 fotografías correspondiente a un área cubierta de 31 Ha. Se realizaron tres vuelos con una duración aproximada de 45 minutos por vuelo.

Los datos obtenidos de la estación total, se descargaron y ligaron a la RGNA más cercana. Para el procesamiento de las imágenes se utilizó el programa Agisoft PhotoScan. La finalidad de este programa fue construir un modelo 3D con textura. El procedimiento de procesamiento de fotografías y construcción de modelos 3D comprendió de cuatro etapas:

- **Alineación de la cámara:** En esta etapa, PhotoScan buscó puntos comunes en las fotografías y los combinó, encontrando de esta manera la posición de la cámara para cada imagen y refina los parámetros de calibración de la cámara.

Como resultado se formó una nube de puntos escasa y un conjunto de posiciones de cámara. La nube de puntos dispersos representa los resultados de la alineación de las fotografías.



Figura 5.6. Vuelo del Drone.

- **Construcción de nubes de puntos densos:** Basándose en las posiciones de cámara estimadas y en las imágenes, PhotoScan construyó una nube de puntos densos.

La nube de puntos densos puede ser editada y clasificada antes de exportar o continuar con la generación del modelo de malla 3D. La nube de puntos densos sirvió para generar las curvas de nivel.

- **Construcción de la malla:** PhotoScan reconstruyó una malla poligonal 3D que representa la superficie del objeto basada en la nube de puntos densos.

Una vez construida la malla, fue necesario editarla. PhotoScan realizó algunas correcciones, tales como decimación de malla, eliminación de componentes aislados, cierre de agujeros en la malla, etc.

- **Generación de ortofotos y DEM:** Con la reconstrucción de la geometría (malla) se pudo generar una ortofotografía y un modelo digital de elevaciones (DEM).

La ortofotografía es la presentación fotográfica de una zona de la superficie terrestre, en la que todos los elementos están en la misma escala, libre de errores y deformaciones, con la misma validez de un plano cartográfico (Figura 5.7).



Figura 5.7. Ortofotografía de la zona en estudio.

En una ortofoto, se combinan las características de detalle de una fotografía aérea con las propiedades geométricas de un plano. A partir de la ortofoto y de las curvas de nivel fue posible crear el DEM (Figura 5.8). En la Figura 5.9 se muestran las curvas de nivel.

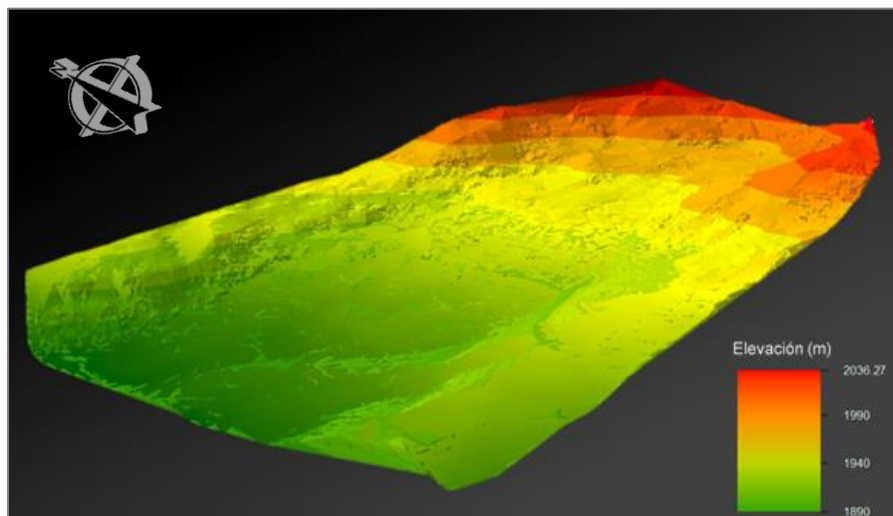


Figura 5.8. Modelo digital de elevaciones DEM.



Figura 5.9. Curvas de nivel.

En complemento con las imágenes obtenidas para realizar la topografía, se tomaron una serie de fotografías en diversos ángulos, con la finalidad de obtener una visión más clara de la zona en estudio (Figura 5.10).



Figura 5.10. Fotografía tomada con el Drone.

5.2.4 Perfil topográfico

Con la obtención de las curvas de nivel y la ortofotografía se realizó el perfil topográfico longitudinal (Figura 5.11), el cual tuvo una elevación máxima de 2012.067msnm y una elevación mínima de 1892.53msnm, en 712.47 m horizontales. De acuerdo con el cadenamiento establecido para el perfil longitudinal, la carretera se ubica en el km 0+270 a una elevación de 1940msnm.

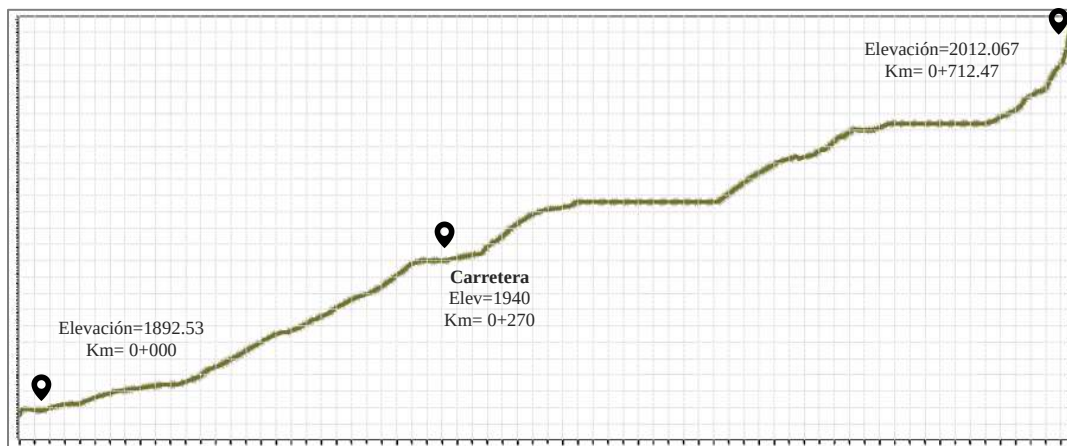


Figura 5.11. Perfil longitudinal.

5.3 Análisis hidrológico

El deslizamiento se encuentra en la región hidrológica RH18 “Balsas”, localizada entre los paralelos 17°13' y 20°04' de latitud Norte, y los meridianos 97°25' y 103°20' de longitud Oeste, con superficie hidrológica de 117,405 km² (Figura 5.12). Dentro de dicha región se encuentra la cuenca RH18G “Río Cutzamala” de la subregión hidrológica Medio Balsas (Figura 5.13), la cual inicia en el nacimiento de los escurrimientos del río Zitácuaro en Michoacán, y del río Tilostoc que se origina en el Estado de México, hasta la estación hidrométrica El Gallo, localizada en las coordenadas geográficas 100° 40' 52" de longitud Oeste y 18° 41' 15" de latitud Norte. La cuenca hidrológica Río Cutzamala, tiene una superficie de aportación de 10,619.14 km², que a su vez cuenta con siete subcuencas, siendo la subcuenca RH18Gd “R. Purungueo” la correspondiente a la zona en estudio (Figura 5.14) con una superficie hidrológica de 2,732.14 km².



Figura 5.12. Mapa Hidrográfico del estado de Michoacán.



Figura 5.13. Mapa de cuencas de la región RH18 del estado de Michoacán.

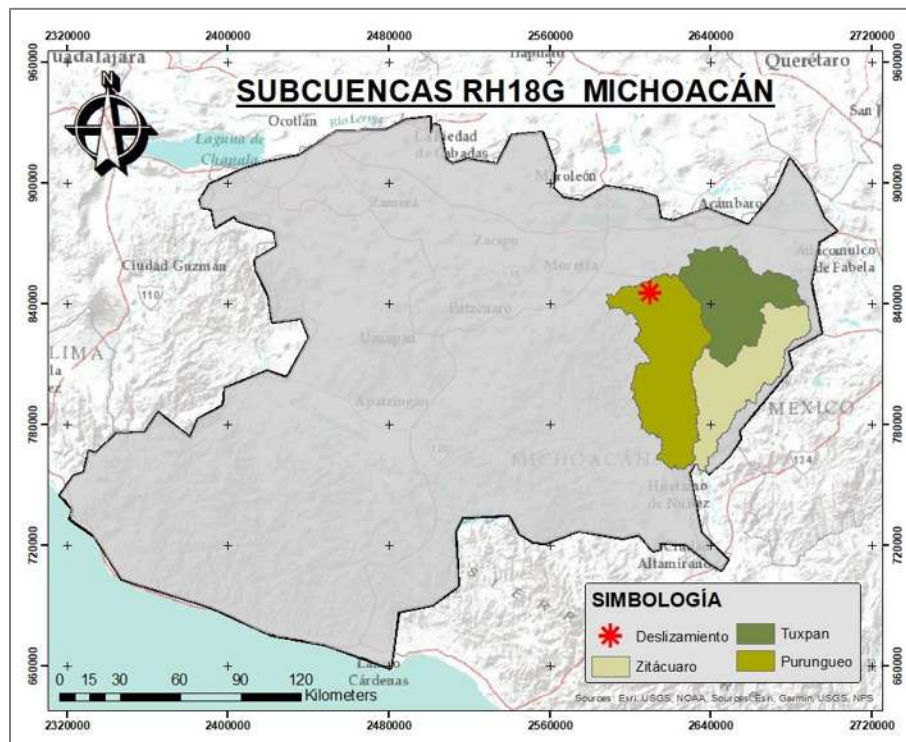


Figura 5.14. Mapa de subcuencas de la cuenca RH18G del estado de Michoacán.

5.3.1 Caracterización de la cuenca

El procesamiento de los datos se realizó con el software ArcGIS 10.5, delimitando la Microcuenca a partir de criterios topográficos e hidrográficos (red de drenaje superficial) aplicando un método de carácter numérico y natural que siguiendo la dirección del drenaje. De la Subcuenca “Purungueo” se identificó la Microcuenca correspondiente a la zona en estudio (Figura 5.15) con una superficie de 267.92 km², de la cual se utilizó para el análisis un área de 7.65 km², que representa la zona de aportación de las corrientes particulares al deslizamiento.

De acuerdo con la clasificación por tamaño establecida por el INEGI (2005), el área en estudio es considerada como una Microcuenca “Muy Chica” (<500km²). La estructura hidrográfica se resolvió a partir de los parámetros físicos que caracterizan a nivel fisiográfico e hidrológico la Microcuenca, obtenidos del DEM reconstruido de la zona en estudio, y de las cartas topográficas E14A24 “Tzitzio”, E14A23 “Morelia”, E14A33 “Villa Madero” y E14A34 “Tafetán”, tomadas de la base de datos del INEGI.

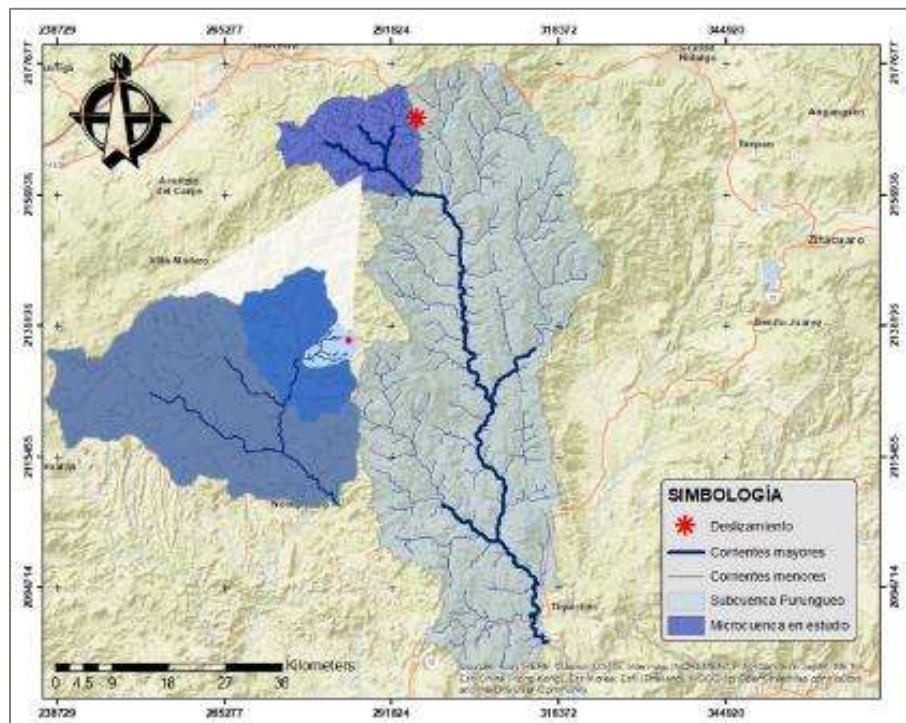


Figura 5.15. Microcuenca en estudio.

Las características físicas e hidráulicas de la Microcuenca se muestran en la Tabla 5.1, dichos valores se obtuvieron de forma semiautomática a partir del DEM y la delimitación de la zona en estudio. El orden de la red se muestra en la Figura 5.16.

Tabla 5.1. Características físicas e hidráulicas de la Microcuenca.

Descripción	Unidades	Valor	Descripción	Unidades	Valor
De la superficie de la cuenca			De la red hídrica		
Área	km ²	7.65	Orden de corrientes	und	4
Perímetro	km	15.22	Longitud del cauce	km	5.45
Altitud máxima	m.s.n.m	2060	Longitud de la red	km	22.31
Altitud mínima	m.s.n.m	1306	Pendiente media de la red	%	21.17
Longitud	km	4.27	Altitud media	m.s.n.m	1706
Pendiente media	%	29.26	Pendiente del cauce	%	13.82

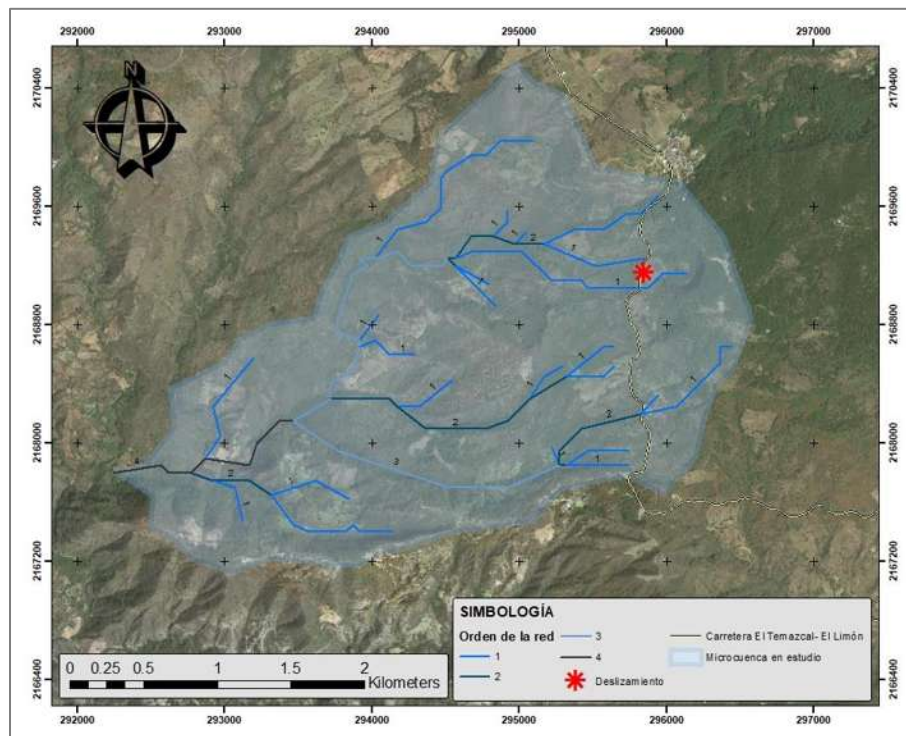


Figura 5.16. Orden de corrientes de la Microcuenca en estudio.

La Pendiente media del cauce se obtuvo siguiendo lo descrito en el capítulo 4, apartado 4.3, que relaciona el desnivel altitudinal del cauce con su longitud, resultando de 13.82%. Este parámetro permite evaluar el potencial para erosionar, a partir de la velocidad del flujo. En la *Figura 5.17* se observa el perfil longitudinal, el cual es la representación gráfica de las diferentes altitudes en función del cauce principal.

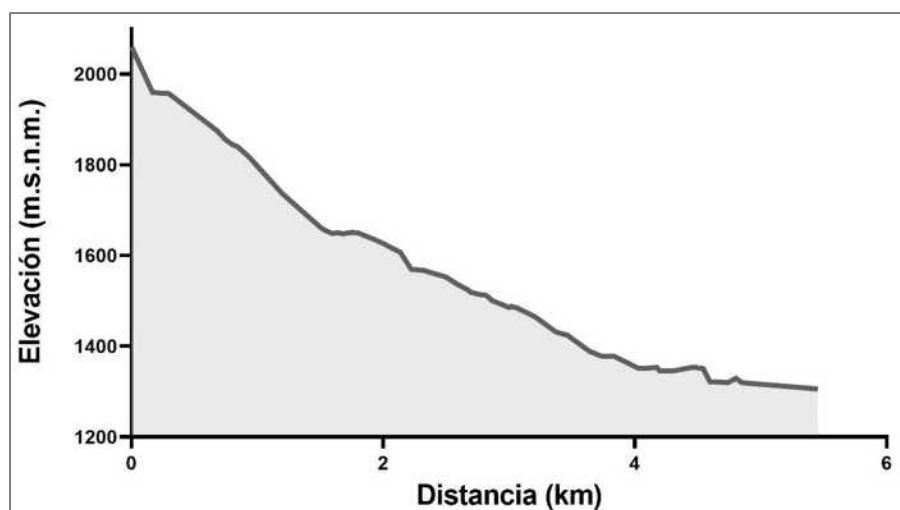


Figura 5.17. Perfil longitudinal del cauce principal.

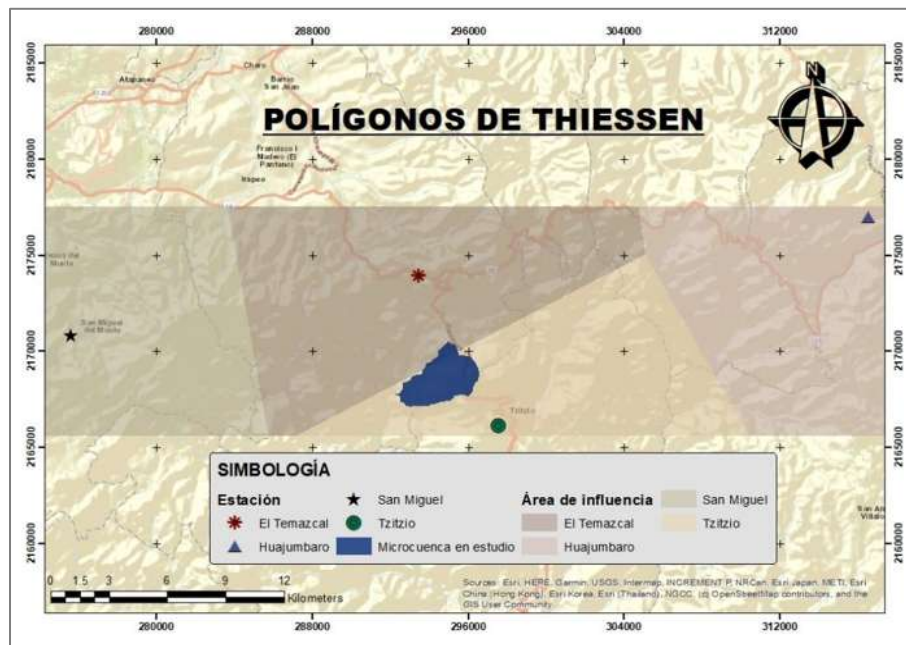


Figura 5.19. Polígonos de Thiessen.

La estación 16045 “El Temazcal”, con ubicación en las coordenadas UTM X= 293444.36, Y= 2173945.50 zona 14, aporta un área de 0.639 Km², y la estación 16136 “Tzitzio”, con ubicación en las coordenadas UTM X= 297551.97, Y= 2166148.17 zona 14, aporta un área de 6.948 km² en la Microcuenca (Figura 5.20).

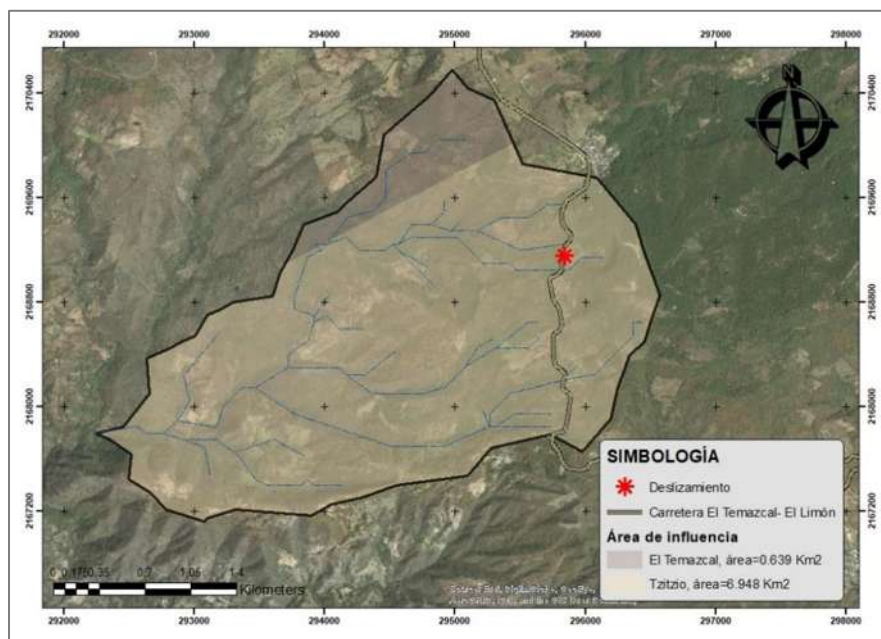


Figura 5.20. Estaciones climatológicas utilizadas.

Con base en las áreas de influencia en la Microcuenca, se estableció como principal la estación 16136 “Tzitzio”, y como secundaria la estación 16045 “El Temazcal”. Por lo que se realizaron metodologías para la verificación de los datos contenidos en los registros.

Para la verificación de los datos contenidos en los registros (homogeneidad e independencia) se emplea el análisis de doble masa, y límites de Anderson. Para detectar y corregir alteraciones en los datos, se usa una técnica llamada “curva masa doble”, que se basa en observaciones hechas en la precipitación acumulada media para varias estaciones.

En una gráfica se pone en un eje la precipitación anual acumulada media de varias estaciones circundantes a la estación en estudio, y en el otro eje se pone la lluvia anual acumulada de la estación en cuestión, de esta forma se obtendrá una línea recta siempre que en ésta no hayan existido cambios o no sean importantes; en caso contrario, la línea cambia de pendiente en el año a partir del cual la estación comenzó a operar en condiciones diferentes. Los valores de precipitaciones acumuladas se muestran en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2. Valores de precipitación acumulada para curva masa doble.

Año	16136- Tzitzio		16045- El Temazcal	
	PA (mm)	Acumulado	PA (mm)	Acumulado
1973	1397	1397	1769	1769
1974	1040	2437	1416	3185
1975	1372	3810	1286.7	4471
1976	1211	5022	1462.3	5934
1977	1165	6187	1511.6	7445
1978	1305	7493	1461.6	8907
1979	812	8305	856	9763
1980	805	9110	1044.2	10807
1981	1119	10230	1342.2	12149
1982	1004	11234	1063.5	13213

En la Figura 5.21 se muestra la gráfica de curva masa doble, resultando un coeficiente de correlación de 0.9994, de lo cual se puede determinar que los datos de las estaciones climatológicas fueron consistentes, existiendo homogeneidad. Para llevar a cabo el análisis de frecuencias de la serie de datos, fue necesario probar que la muestra fuera independiente, es decir, que las variables tuvieran un comportamiento aleatorio.

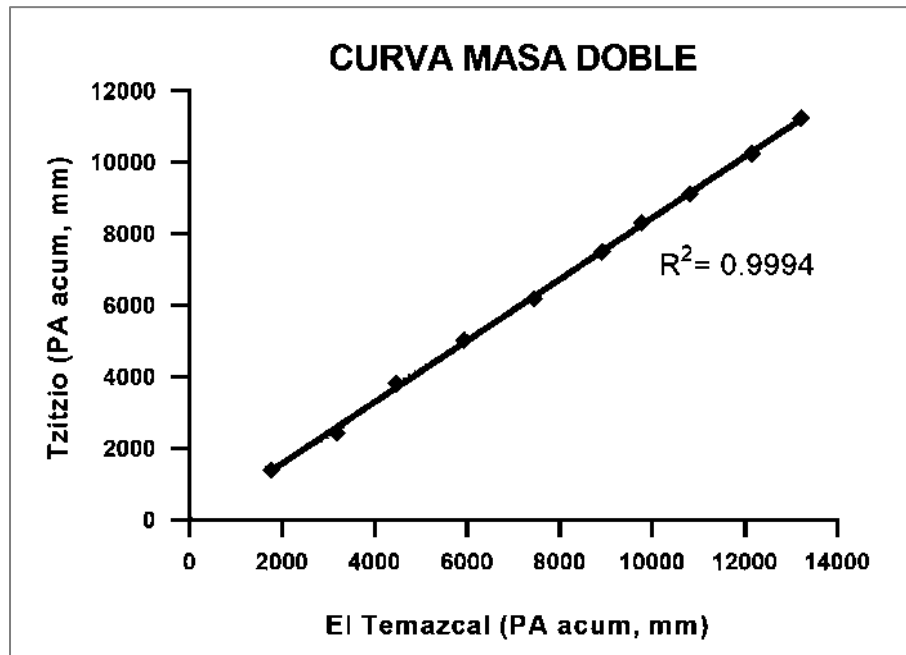


Figura 5.21. Curva masa doble.

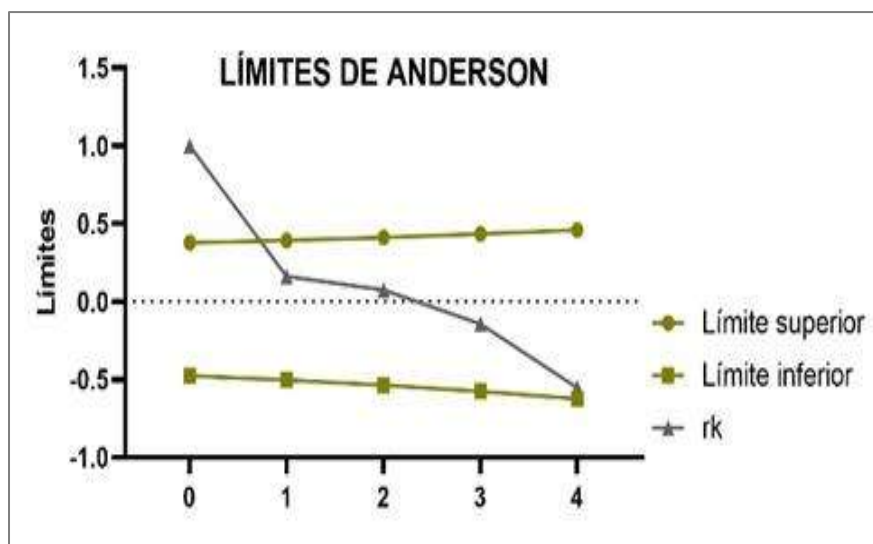


Figura 5.22. Límites de Anderson.

Se aplicó la prueba de independencia de Anderson, la cual se basa en la determinación del coeficiente de autocorrelación serial $r(j,k)$ para diferentes tiempos de retraso, de acuerdo a lo establecido en la metodología descrita en el capítulo 4, apartado 4.3. Se obtuvieron los límites mostrados en la Figura 5.22, se determinó que los datos de las estaciones climatológicas son independientes, debido a que la muestra está compuesta por variables aleatorias. Finalmente, las estaciones climatológicas se correlacionaron linealmente, con un coeficiente de determinación de 0.866 (Figura 5.23).

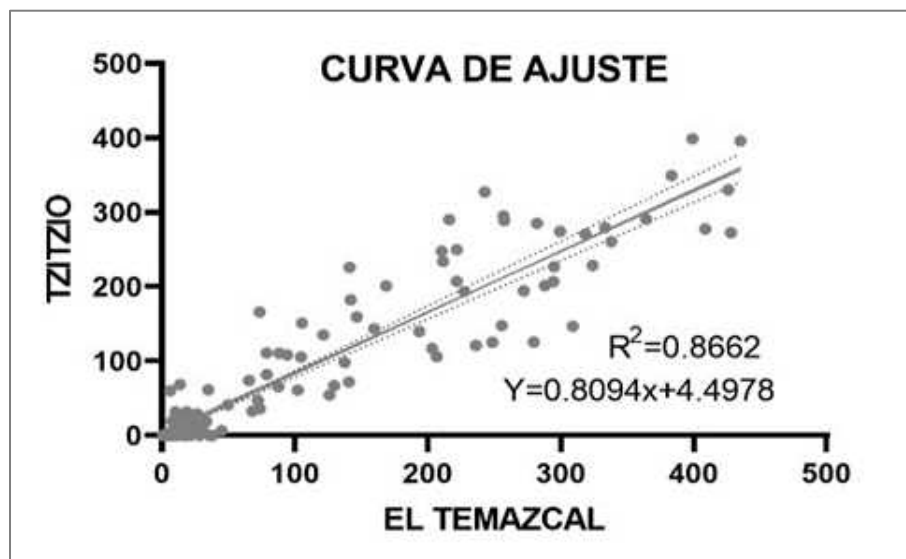


Figura 5.23. Correlación de estaciones.

5.3.3 Precipitaciones

A partir de los datos obtenidos de la estación climatología, se individualizaron los tres episodios de precipitación. Para episodios de magnitud superior a 10 mm se hizo un estudio de los respectivos hietogramas. Las variables del estudio comparativo fueron: precipitación total, duración total, intensidad máxima y media. Para el análisis de la distribución espacial, se tomaron datos de 46 años históricos. La Figura 5.24 muestra la precipitación total de la estación climatológica en estudio. Se determinó la precipitación media anual, la cual correspondió a 215 mm, (Figura 5.25). Históricamente se tuvo un año que podría considerarse como atípico, en el año 2001 se tuvieron precipitaciones de hasta 900 mm en promedio anual. El análisis de intensidad

se realizó con los datos diarios de las precipitaciones. Obteniendo una intensidad media de 5.2 mm/hora. Los datos de las precipitaciones sirven para utilizarse en la comparativa con el movimiento del deslizamiento.

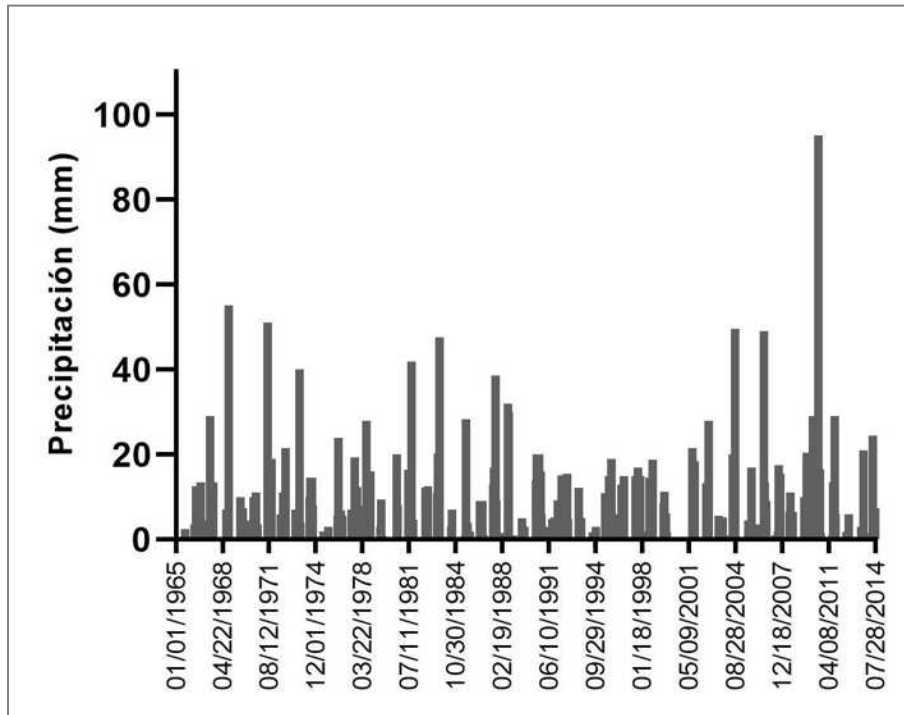


Figura 5.24. Precipitación diaria (mm).

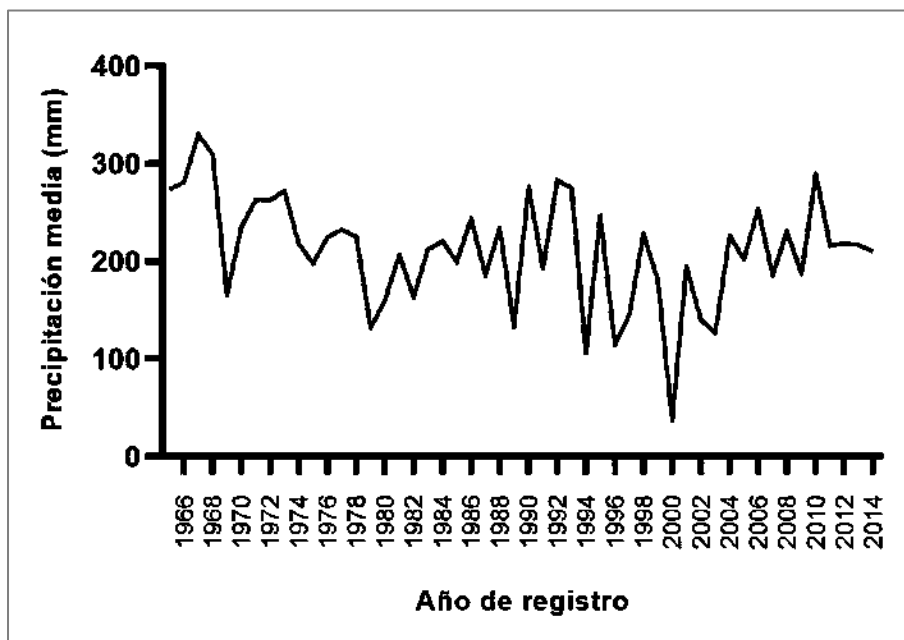


Figura 5.25. Precipitación media anual.

5.4 Prospección geofísica

Con la finalidad de estimar las condiciones del subsuelo bajo la zona en estudio, principalmente sobre el tramo de la carretera, se llevó a cabo un estudio geofísico indirecto de carácter eléctrico, denominado Geoelectrico bajo la modalidad de Tomografía eléctrica, siguiendo la metodología descrita en el capítulo 4, apartado 4.4, y complementando la información con la carta geológica obtenida de INEGI (Anexo 1).

5.4.1 Tomografía eléctrica

El método consistió en inducir una corriente eléctrica en el terreno, midiendo las caídas de potencial en el mismo y calculando las resistividades aparentes del terreno, en función de los distintos espaciamientos electródicos dados. El método de prospección geoelectrica utilizado, correspondió a un arreglo de 28 electrodos tipo Schlumberger para la línea de Tomografía eléctrica con una longitud de 135 m.

El equipo utilizado para el desarrollo de las líneas de Tomografía eléctrica (Figura 5.26), consistió en una consola la cual consta de amperímetro y voltímetro, así como un procesador para tomar las lecturas directas, una fuente de energía, cuatro cables multipolar de 7 electrodos cada uno, una Switch box y 28 electrodos de acero inoxidable, una brújula, un geoposicionador satelital GPS y demás equipo de apoyo.



Figura 5.26. Equipo utilizado para tomografía eléctrica.

La campaña geofísica consistió en la elaboración de 3 líneas de Tomografía eléctrica, formando una línea continua con una longitud total de 217 m, dentro del área de afectación del tramo carretero (Figura 5.27), así mismo se correlacionó la información recabada en campo con información obtenida en la exploración geológica superficial de la zona. A continuación, se muestran los resultados de cada línea.

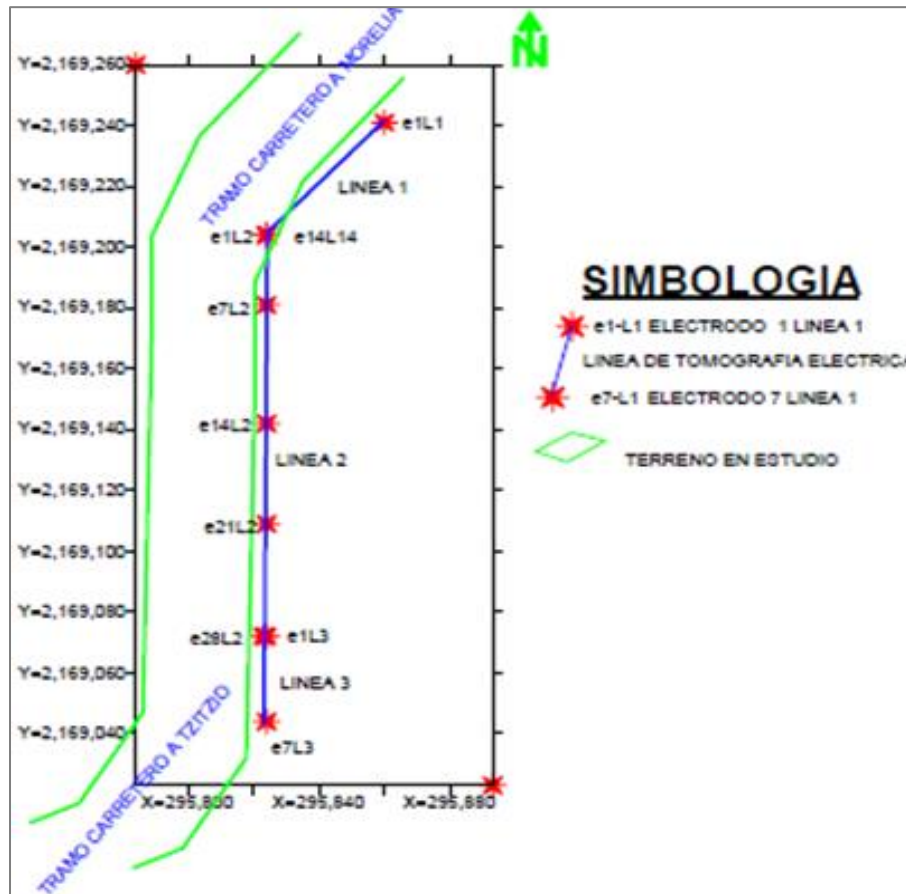


Figura 5.27. Ubicación de los trabajos de campo.

5.4.2 Línea de tomografía eléctrica no. 1

Esta línea tiene su punto de origen con coordenadas UTM 14Q X=295,860; Y=2,169,241 Z=1928 msnm, que corresponden al electrodo No. 1 y el punto final siendo el electrodo No. 14 con ubicación en X=295,824; Y=2,169,204 Z=1927 msnm NE-SW, los electrodos se colocaron a cada 4 m de distancia obteniendo una longitud total de 52 m y una profundidad de exploración de 12.20 m.

En la línea no.1 se presenta un máximo valor eléctrico de 1825 ohm-m representado en la tomografía en color rojo y el mínimo valor eléctrico encontrado es de 2.80 ohm-m representado en color azul (Figura 5.28).

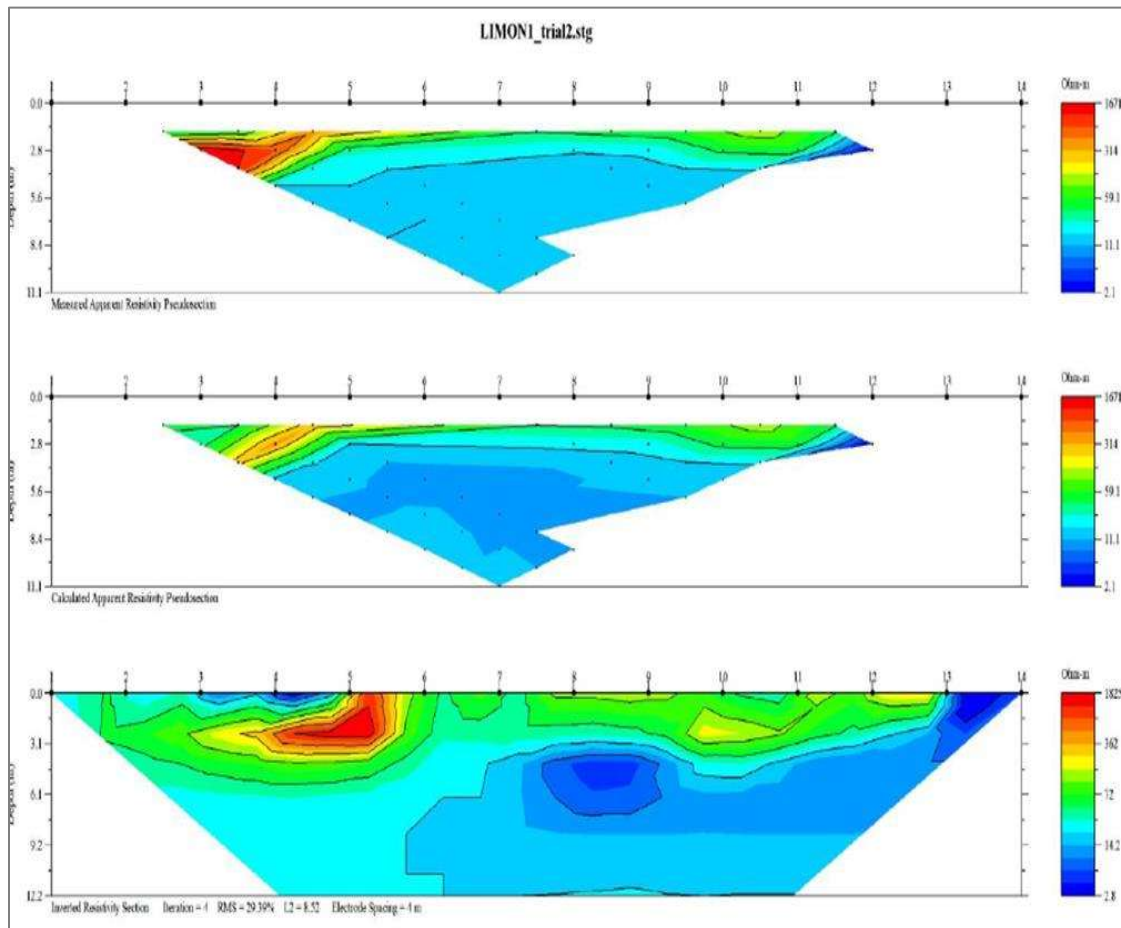


Figura 5.28. Línea de tomografía eléctrica no. 1.

En la Figura 5.28, la gráfica 1, es una pseudosección de los valores eléctricos de resistividad aparente obtenidos en campo, por medio de 14 electrodos con una separación entre electrodo y electrodo de 4 m logrando una longitud de 52 m en total. La gráfica no. 2 es una pseudosección de la resistividad eléctrica aparente ya calculada; y por último la gráfica no. 3 es la sección de la resistividad invertida la cual indica las capas reales logrando una profundidad de exploración real de 12.20 m.

Sección geoelectrica no. 1: Esta sección se construyó con base a la información emanada por la línea de tomografía eléctrica no.1, conformada por 14 electrodos.

Esta línea tiene una longitud de 52 m y una profundidad de exploración de 12.20 m se observa que se encuentra una capa superficial de arenas, que va del origen a 16 m de distancia con espesor promedio de 1.5 m, con valor eléctrico de 14 a 50 ohm-m, de 14 a 48 m de distancia del origen se encuentra una roca con valor eléctrico de 70 a 1825 ohm-m y un espesor promedio de 3 m, en esta zona a 20 m del origen se presenta un fallamiento con echado al SW, subyacente a la capa de roca se encuentra una capa de arenas que intercalan con lentes de arcilla, llegando a una profundidad mayor de 12 m.

5.4.3 Línea de tomografía eléctrica no. 2

Esta línea tiene su punto de origen con coordenadas UTM 14Q X=295,824; Y=2,169,204 Z=1927 msnm, que corresponden al electrodo No. 1 y el punto final siendo el electrodo No. 28 se ubica en X=295,824; Y=2,169,072 Z=1919 msnm con orientación N-S, los electrodos se colocaron a cada 5 m de distancia obteniendo una longitud total de 135 m y una profundidad de exploración de 28.4 m.

En la línea no.2 se presenta un máximo valor eléctrico de 1809 ohm-m representado en la tomografía en color rojo y el mínimo valor eléctrico encontrado es de 2.10 ohm-m representado en color azul (Figura 5.29).

En la Figura 5.29, la gráfica no. 1 es una pseudosección de los valores eléctricos de resistividad aparente obtenidos en campo, por medio de 28 electrodos con una separación entre electrodo y electrodo de 5 m logrando una longitud de 135 m en total.

La gráfica no. 2 es una pseudosección de la resistividad eléctrica aparente ya calculada, y la gráfica no. 3 es la sección de la resistividad invertida la cual indica las capas reales logrando una profundidad de exploración real de 28.40 m.

Sección geoelectrica no. 2: Esta sección se construyó con base a la información emanada por la línea de tomografía eléctrica no. 2, cuya longitud es de 135 m y una profundidad de exploración de 28.4 m. Se observa que se encuentra una capa superficial de arenas y roca, con espesor en promedio de 6 m, con valor eléctrico de 17 a 60 ohm-m, en las arenas y de 94 a 1809 en la roca.

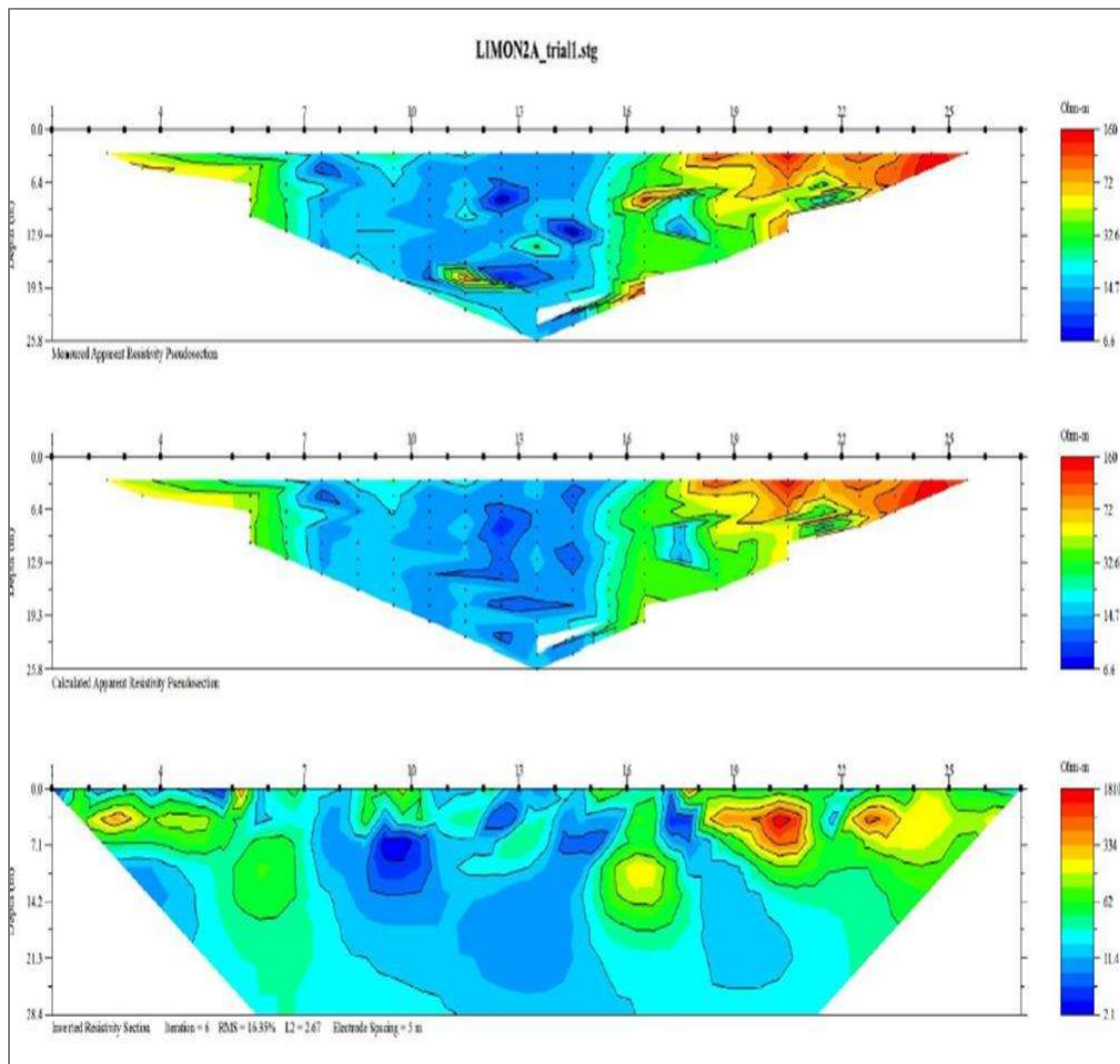


Figura 5.29. Línea de tomografía eléctrica no. 2

En la misma zona, subyacente a la capa de roca con arenas se encuentra una intercalación de arenas y arcillas que llegan a una profundidad mayor de 28 m; en la parte media de la sección que va de 25 m a 85 m de distancia del origen se encuentra una secuencia de arenas con lentes arcillosos que llegan a una profundidad mayor de 28 m, se considera que en esta zona se presenta un fallamiento formando un micro-graben; de 85 m a 135 m de distancia del origen de esta línea se encuentra nuevamente la capa rocosa que llega a una profundidad de 7 m y subyacente se encuentra las capas de arena con lentes arcillosos, que llegan a una profundidad mayor de 28 m.

5.4.4 Línea de tomografía eléctrica no. 3

Esta línea tiene su punto de origen con coordenadas UTM 14Q X=295,823; Y=2,169,044 Z=1919 msnm, que corresponden al electrodo No. 1 y el punto final siendo el electrodo No. 7 se ubica en X=295,824; Y=2,169,072 Z=1919 msnm N-S, los electrodos se colocaron a cada 5 m de distancia obteniendo una longitud total de 30 m y una profundidad de exploración de 6.70 m.

En la línea no. 3 se presenta un máximo valor eléctrico de 5232 ohm-m representado en la tomografía en color rojo y el mínimo valor eléctrico encontrado es de 6.20 ohm-m representado en color azul (Figura 5.30).

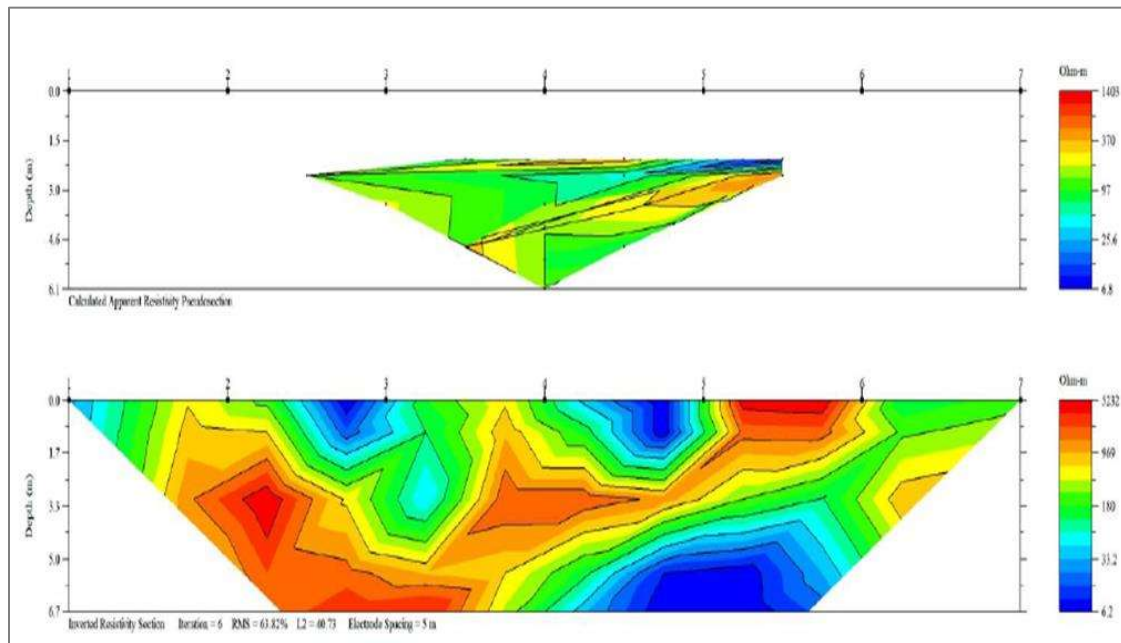


Figura 5.30. Línea de tomografía eléctrica no. 3.

En la Figura 5.30, la gráfica 2 es la sección de la resistividad invertida, la cual indica las capas reales logrando una profundidad de exploración real de 6.70 m.

Sección geoelectrica no. 3: esta sección se construyó con base a la información emanada por la línea de tomografía eléctrica no.3. La línea 3 tiene una longitud de 30 m y una profundidad de exploración de 6.70 m se observa que se encuentra una capa superficial de arenas y arcillas, con espesor promedio de 0.5 m, con valor eléctrico de

6.20 a 50.68 ohm-m, subyacente a esta capa se encuentra una roca sana con espesor mayor de 6 m y valores eléctricos que varían de 77 a 5232 ohm-m.

Así mismo se presenta la unión de las 3 líneas de tomografía realizadas, en su representación geoelectrica. Cuya longitud final resulta de 217 m (Figura 5.31). En dicha unión se aprecia el comportamiento general de las capas en toda esta zona de estudio. En color rojo lo correspondiente a la roca, verde arenas y azul arcillas.

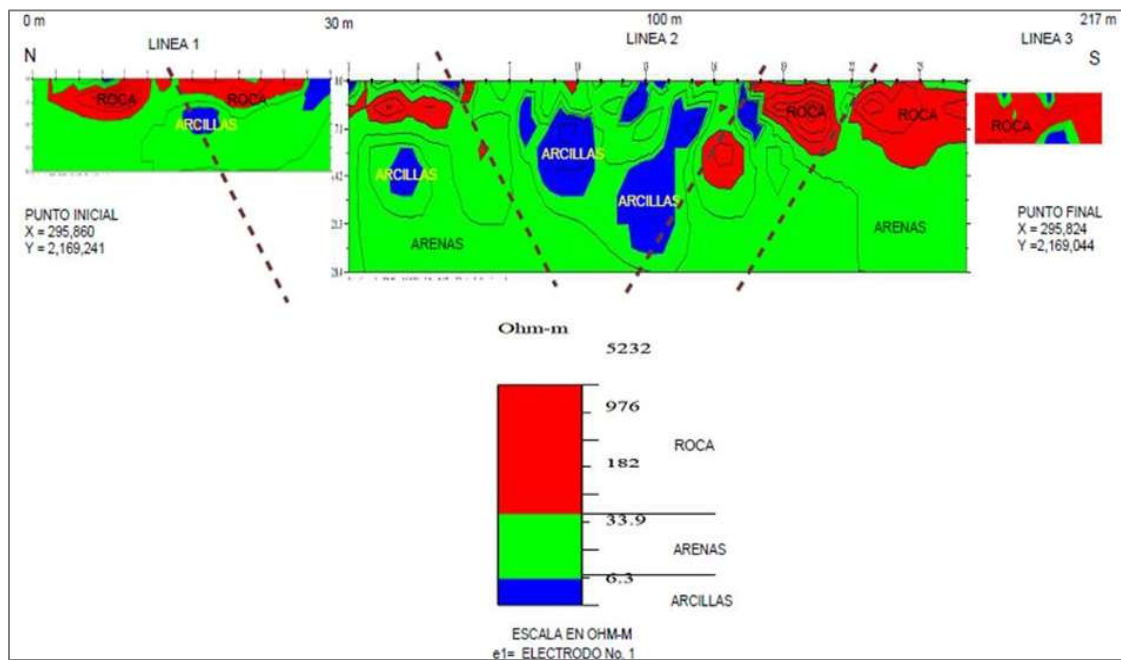


Figura 5.31. Unión geoelectrica de las líneas de tomografía.

La estratigrafía detectada fue la siguiente: se encuentra una capa superficial de arenas con lentes arcillosos que se representa en color verde y azul y llega a una profundidad de 0.50 m en promedio, subyacente se encuentra una roca que va de 0.50 m a 7 m de profundidad en promedio y se representan en color rojo, esta roca solo se presenta en los límites de toda la línea de estudio y en la parte media de la sección se encuentra arenas y arcillas, así mismo en estas secciones se presentan las líneas de fallas de la zona. Las fallas detectadas presentan una dirección en pares al norte con dirección NE-SW con buzamiento al SE y el otro par al sur con dirección NW-SE con buzamiento hacia el NE.

5.5 Muestreo

El muestreo se realizó con la excavación de 9 calicatas en lugares estratégicos que permitieran obtener muestras representativas del terreno en toda la zona en estudio. Se tomaron muestras alteradas de aproximadamente 8kg cada una, a través de medios manuales, una vez recolectadas y debidamente protegidas, fueron rotuladas y llevadas al laboratorio (Figura 5.32). La nomenclatura utilizada para identificar a cada una de las muestras se enlista a continuación, y en la Figura 5.33 se muestra su ubicación dentro de la zona en estudio.

- **1A, 1B:** Primera terraza del deslizamiento.
- **1C:** Primera pendiente del deslizamiento.
- **2A:** Segunda terraza del deslizamiento.
- **2B, 2C:** Segunda pendiente del deslizamiento.
- **3A, 3B, 3C:** Pendiente posterior a la carretera.



Figura 5.32. Muestreo de la zona en estudio.

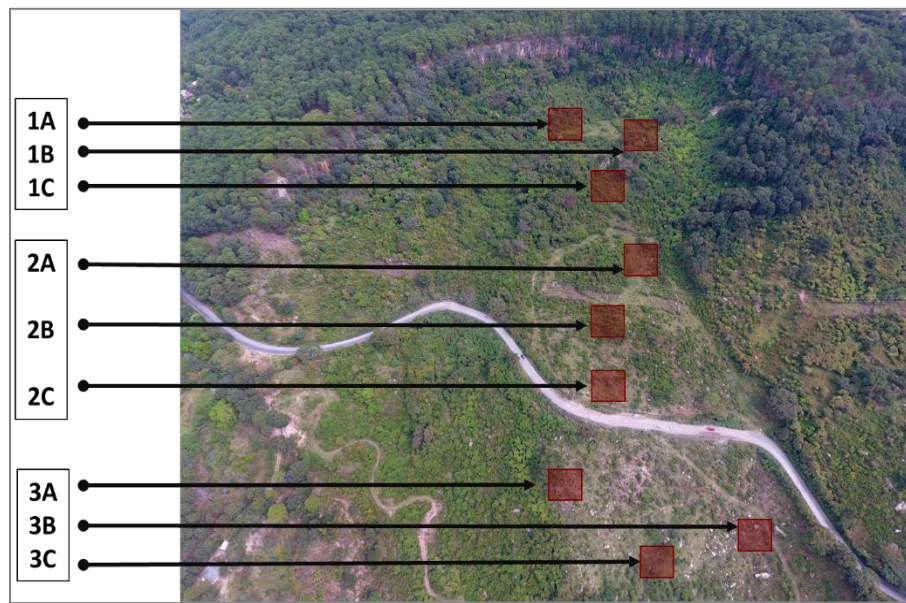


Figura 5.33. Ubicación de los nueve puntos de muestreo.

5.6 Caracterización geotécnica

Se realizaron ensayos in situ y ensayos de laboratorio para determinar las propiedades físicas de los materiales extraídos, estos resultados nos permitieron clasificar el material y determinar su comportamiento mecánico. Las pruebas se realizaron de acuerdo a lo establecido en el capítulo 4, apartado 4.5.

5.6.1 Peso volumétrico

La determinación de la masa volumétrica seca del material en estado natural, se realizó por el método de la trompa y arena. Se realizó dicha prueba en cada una de las zonas de muestreo.

El procedimiento consistió en limpiar y preparar la superficie de tal manera que se tuviera una zona sensiblemente cuadrada de 1 m por lado como mínimo, prácticamente plana y horizontal. Posteriormente se realizó una cala de sección sensiblemente cuadrada, excavando cuidadosamente para evitar alteraciones en las paredes y fondo, cuyo volumen se determinó conforme a lo establecido en la norma NMX-C-507-ONNCCE-2019. El suelo extraído de la cala se colocó en una charola, tomando las

precauciones necesarias para evitar pérdidas de material y de su contenido de agua; inmediatamente después de concluida la excavación se determinó la masa del material extraído, y se reservó para su posterior determinación de contenido de agua. Inmediatamente se introdujo la trompa del dispositivo dentro de la cala y se vació arena sílica hasta llenarla completamente, para registrar su masa.

En la Figura 5.34 se muestra el procedimiento de prueba. Los resultados de la prueba se muestran en la Tabla 5.3 y su correspondencia grafica en la Figura 5.35.



Figura 5.34. Determinación del peso volumétrico en estado natural.

Tabla 5.3. Resultados peso volumétrico.

Suelo	Húmedo (t/m ³)	Seco (t/m ³)
1A	1.23	0.96
1B	1.15	0.77
1C	1.52	1.04
2A	1.19	0.80
2B	1.46	1.03
2C	1.17	0.87
3A	1.62	1.21
3B	1.62	1.21
3C	1.62	1.21

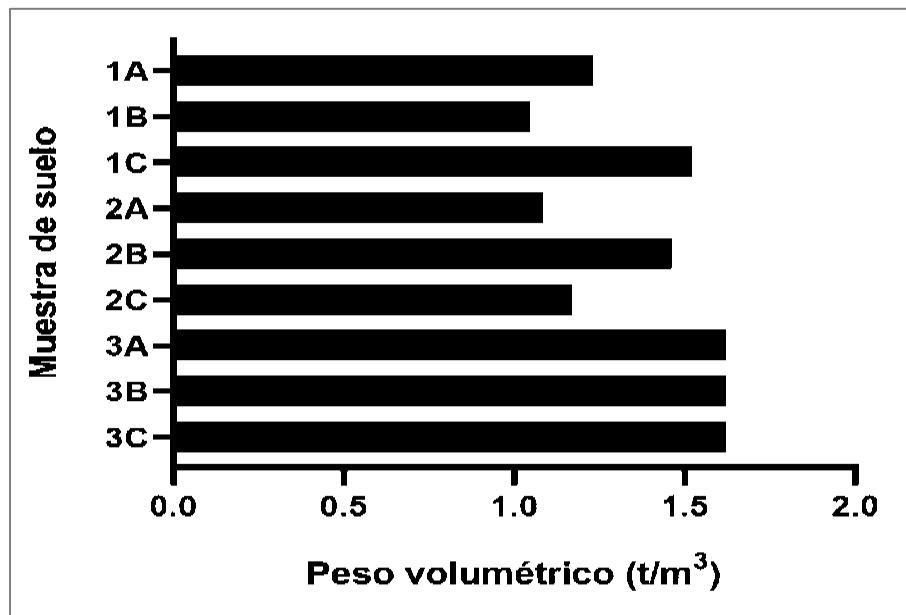


Figura 5.35. Resultados peso volumétrico húmedo.

5.6.2 Contenido de agua

El contenido de agua para cada una de las muestras de suelo, se obtuvo de acuerdo a lo establecido en la norma ASTM D2216 – 19 descrita en el capítulo 4. Apartado 4.5. Los resultados son mostrados en la Tabla 5.4 y en su correspondencia gráfica en la Figura 5.36.

Tabla 5.4. Resultados de contenido de agua.

Suelo	Peso del agua (g)	Peso del suelo seco (g)	Contenido de agua W (%)
1A	36.20	67.80	53.39
1B	37.10	64.90	57.16
1C	32.90	69.70	47.20
2A	41.90	85.60	48.95
2B	40.00	83.80	47.73
2C	31.40	70.40	44.60
3A	20.60	74.50	27.65
3B	24.00	100.70	23.83
3C	16.80	102.20	16.44

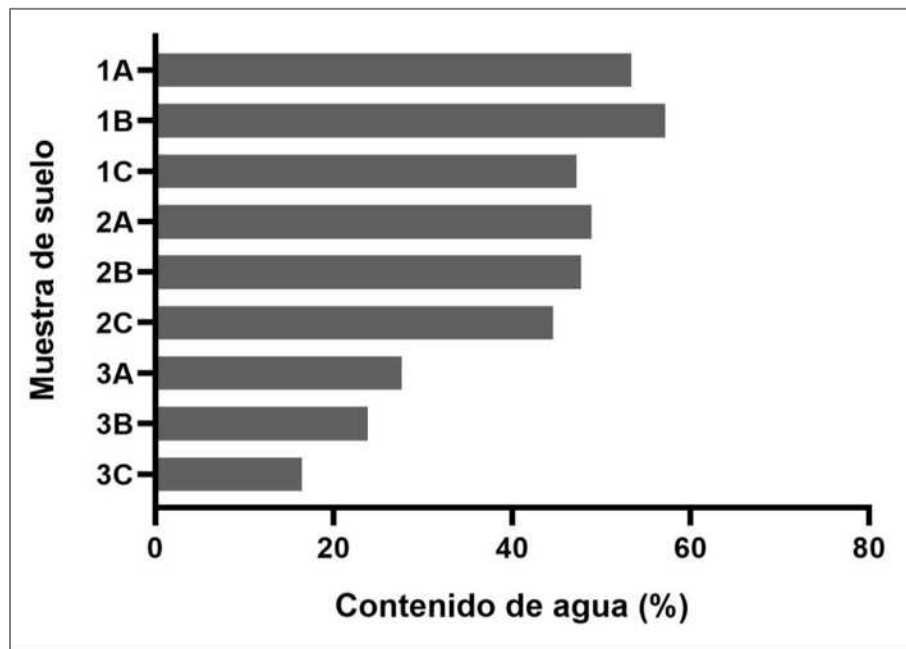


Figura 5.36. Resultados de contenido de agua.

5.6.3 Análisis granulométrico

El análisis granulométrico para cada una de las muestras de suelo, se obtuvo de acuerdo a lo establecido en la norma ASTM D422-07 descrita en el capítulo 4. Apartado 4.5. Los resultados son mostrados en la Tabla 5.5 y en su correspondencia gráfica en la Figura 5.37. Cabe resaltar que únicamente se realizó el tamizado de la parte fina del suelo, debido a que se tuvo un tamaño máximo de 4.75mm (malla No. 4).

Tabla 5.5. Resultados del análisis granulométrico.

Malla	% Que pasa en masa					
	1A	1B	1C	3A	3B	3C
Pasa No. 4	100	100	100	100	100	100
No. 10	99.90	99.70	99.75	92.65	95.85	94.40
No. 20	99.20	99.10	99.00	84.65	90.60	88.2
No. 40	93.15	97.25	97.55	71.40	81.00	79.85
No. 60	88.30	96.15	96.70	66.50	75.55	76.45
No. 100	81.25	93.75	94.75	61.20	67.45	72.70
No. 200	72.40	89.30	91.40	56.10	58.45	68.35

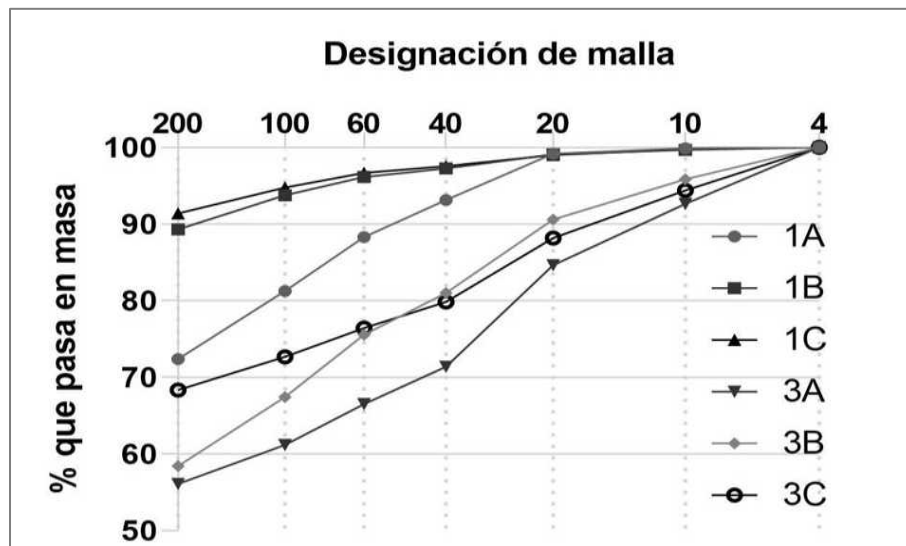


Figura 5.37. Análisis granulométrico.

5.6.4 Límites de consistencia

Las pruebas realizadas para la obtención de los límites de consistencia fueron: límite líquido (LL), límite plástico (PL), límite de contracción lineal (LC), límite de contracción volumétrica (VC). Se aplicaron dos métodos para la obtención del LL (%), en el primer caso se utilizó la copa de Casagrande (norma ASTM D4318 – 17) y en el segundo los conos de penetración (norma BS 1377-2:1990), de este último se empleó el cono Sueco (60° Y 60 g) y el cono Inglés (30° y 80 g) (Figura 5.38). El secado fue a través de un horno de convección y un horno de microondas, todas las pruebas fueron trabajadas y efectuadas en forma simultánea.



Figura 5.38. Aplicación de la copa de Casagrande y Cono Sueco para LL.

Para la obtención del PL (%), se utilizó el método convencional de rolado. El secado fue a través de un horno de convección y un horno de microondas, todas las pruebas fueron realizadas en forma simultánea (Figura 5.39). Con dichos parámetros (LL y PL) se obtuvieron los índices de plasticidad (PI) y de liquidez (LI).



Figura 5.39. Método convencional de rolado para PL.

Los resultados para la clasificación SUCS son mostrados en la Tabla 5.6, así como su correspondencia gráfica en la carta de plasticidad (Figura 5.40), en donde todos los suelos ensayados resultaron ser de alta plasticidad, y sus índices de liquidez se encuentran en su mayoría en los rangos de 0-1, lo que denota a los suelos plásticos.

Tabla 5.6. Resultados de la clasificación SUCS.

Suelo	LL (%)	LP (%)	PI (%)	LI (%)	SUCS
1A	68.77	45.21	23.56	0.35	MH
1B	76.11	48.57	27.54	0.31	MH
1C	71.35	43.93	27.42	0.12	MH
2A	74.30	17.32	56.98	0.55	CH
2B	77.30	29.30	48.00	0.38	CH
2C	78.86	24.45	54.41	0.37	CH
3A	60.00	21.77	38.23	0.16	CH
3B	59.25	24.11	35.14	-0.01	CH
3C	58.48	23.78	34.70	-0.21	CH

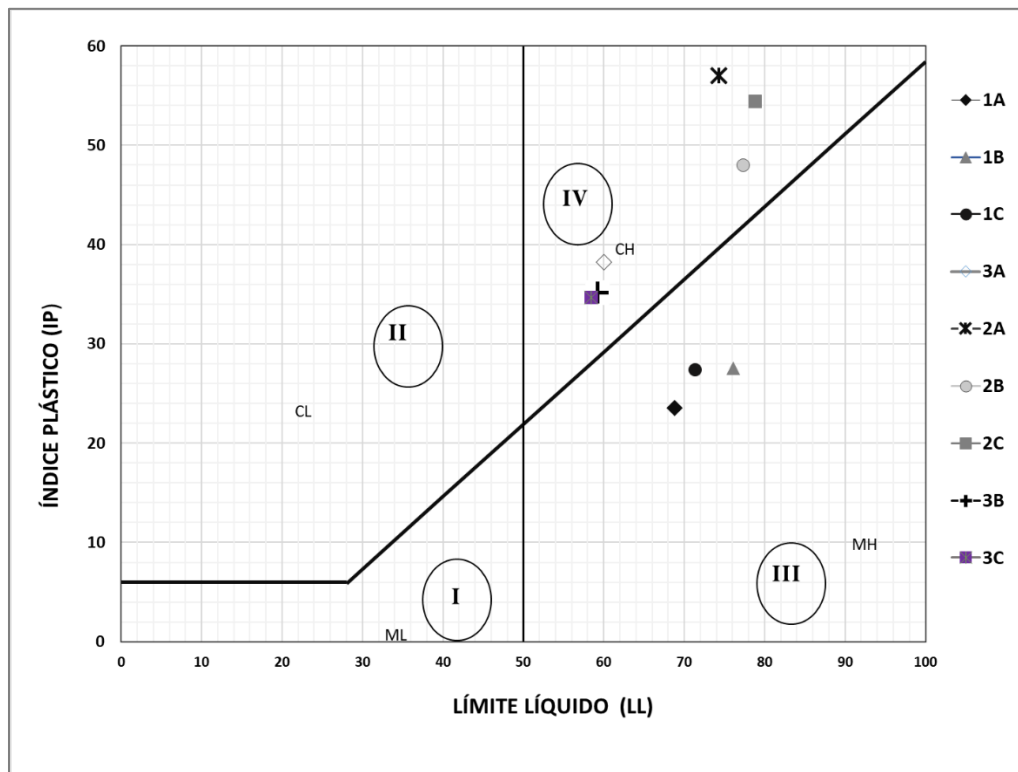


Figura 5.40. Resultados de la clasificación SUCS en la carta de plasticidad.

Los límites de contracción tanto lineal (LC), como volumétrica (VC), se obtuvieron por el método tradicional y el secado únicamente en horno convencional, de acuerdo a la norma ASTM D427-04 y a lo descrito en el capítulo 4, apartado 4.5 (Figura 5.41).

los resultados obtenidos de estas pruebas se muestran en la Tabla 5.7, y en su correspondencia grafica en la Figura 5.42.



Figura 5.41. Contracción lineal y volumétrica.

Tabla 5.7. Resultados de contracción lineal y volumétrica.

Suelo	LC (%)	VC (%)
1A	19.60	20.88
1B	18.20	17.55
1C	18.88	19.23
2A	20.72	26.73
2B	20.44	22.25
2C	21.20	22.76
3A	31.70	27.45
3B	29.80	25.30
3C	30.15	26.30

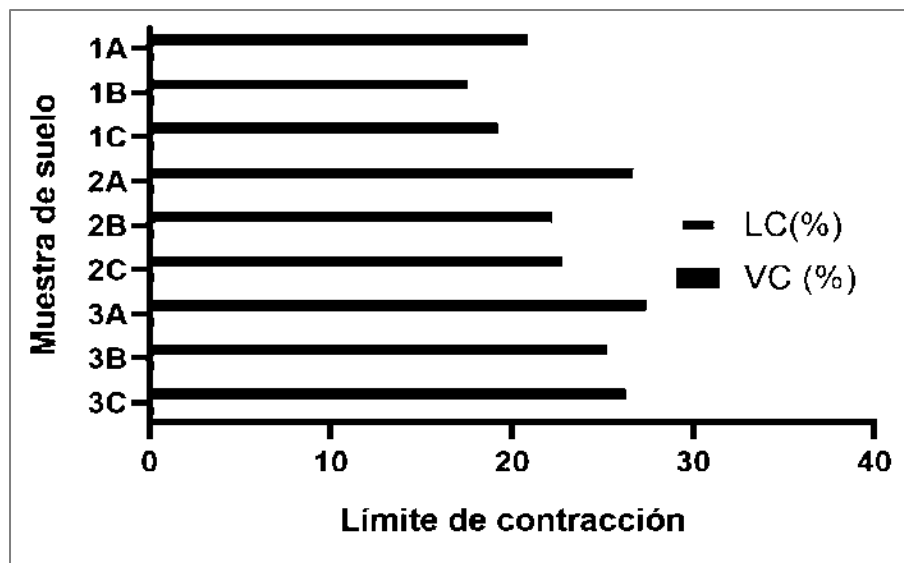


Figura 5.42. Resultados límites de contracción.

5.6.5 Corte directo en suelos

Para determinar los parámetros resistentes, cohesión c , y ángulo de fricción interno ϕ , de las muestras de suelo, se utilizó la prueba de corte directo, realizada de acuerdo a lo establecido por la norma ASTM D3080-11, y descrita en el capítulo 4, apartado 4.5. El tipo de ensayo llevado a cabo fue consolidado-drenado (CD); en el cual se aplicó una presión normal, permitiendo el drenaje del suelo hasta finalizar la consolidación primaria. Posteriormente se llevó al suelo hasta la falla, en muestras remoldeadas.

Previo a realizar la prueba de corte directo, cada muestra de suelo fue sometida a una consolidación unidimensional en condiciones saturadas durante 24 horas. La velocidad empleada fue lo suficientemente lenta como para no originar presiones intersticiales, permitiendo el libre drenaje del agua de los poros.

La velocidad utilizada se determinó con el promedio de la aplicación de dos métodos: “método logarítmico o de Casagrande”, y el “método de Taylor o de la raíz cuadrada del tiempo”, con los valores de consolidación primaria para cada muestra de suelo.

De este ensayo se obtuvieron los parámetros resistentes efectivos, cohesión efectiva, c' , y ángulo de fricción interno efectivo, ϕ' . Se reprodujeron 3 diferentes profundidades, 10, 15 y 20m. En la Figura 5.43 se muestran algunas fotografías de la prueba de corte directo.

En la Tabla 5.8 se muestran los resultados para cada profundidad representada, para los suelos 3A, 3B y 3C. Posteriormente se muestran las representaciones gráficas de sus desplazamientos horizontales (dx) contra los esfuerzos cortantes (τ) y el esfuerzo normal (σ) contra el esfuerzo cortante máximo (τ) para determinar gráficamente el valor de c' y ϕ' .



Figura 5.43. Prueba de corte directo.

Tabla 5.8. Esfuerzos obtenidos para los suelos 3A, 3B y 3C.

	Profundidad	Esfuerzo Cortante	Esfuerzo Normal
Suelo 3A	10m	0.51	1.66
	15m	0.82	2.59
	20m	0.97	3.11
Suelo 3B	10m	0.82	1.66
	15m	1.28	2.59
	20m	1.47	3.11
Suelo 3C	10m	0.81	1.65
	15m	1.12	2.59
	20m	1.39	3.11

En la Figura 5.44 se muestran gráficamente los resultados de desplazamiento horizontal contra el esfuerzo cortante, para cada una de las profundidades reproducidas (10, 15 y 20 m) correspondientes a la muestra de suelo 3A. En la Figura 5.45 se muestran gráficamente los resultados del esfuerzo normal contra el esfuerzo cortante, para cada una de las profundidades reproducidas (10, 15 y 20 m) correspondientes a la muestra de suelo 3A.

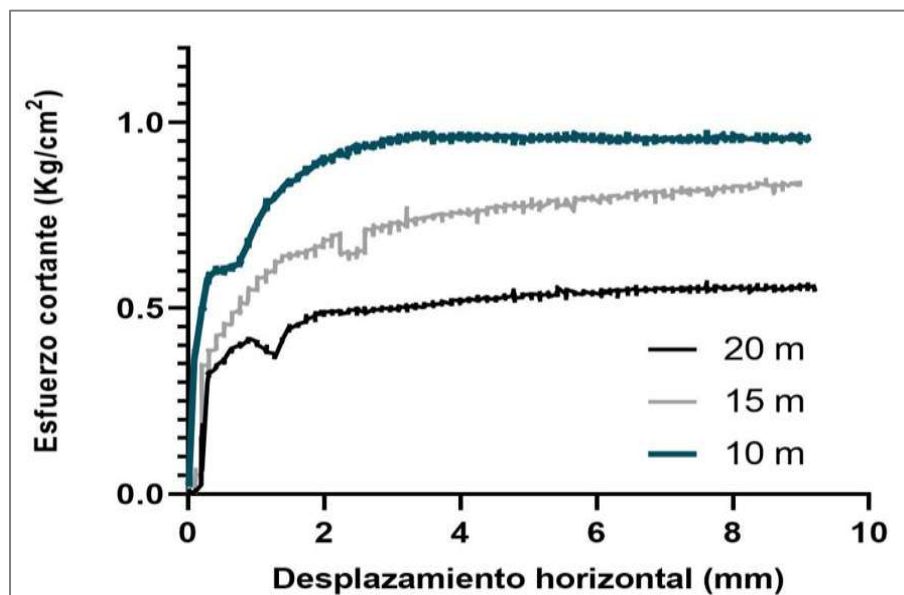


Figura 5.44. Gráfica de desplazamiento vs Esfuerzo cortante, suelo 3A.

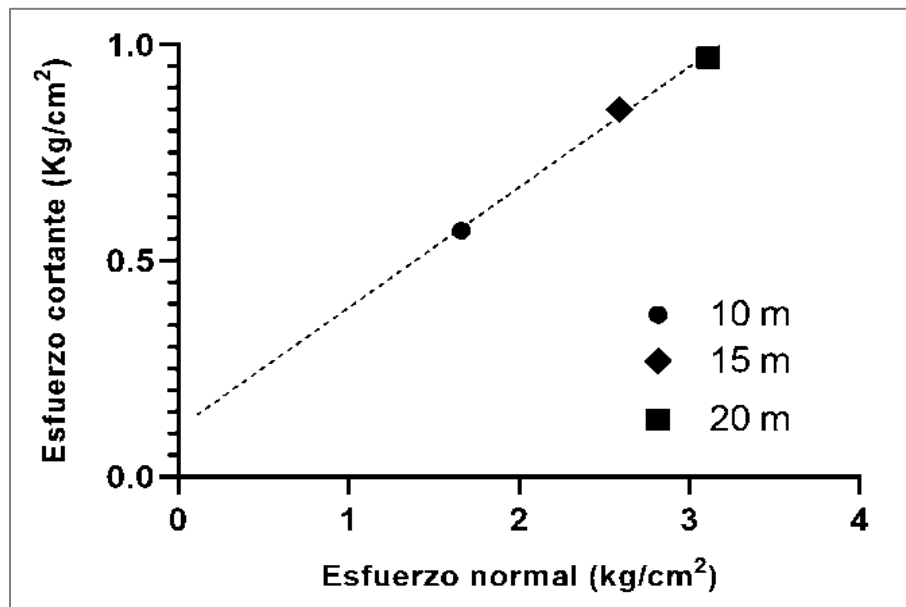


Figura 5.45. Gráfica de esfuerzo normal vs esfuerzo cortante del suelo 3A.

5.6.6 Resumen de parámetros del suelo

En la Tabla 5.9 se muestra un resumen de todos los parámetros del suelo obtenidos in situ y en laboratorio.

Tabla 5.9. Parámetros del suelo obtenidos.

	γ (ton/m ³)	ω (%)	LL (%)	PI (%)	SUCS	C' (Kg/cm ²)	Φ' (°)	LI (%)
1A	1.23	53.40	68.77	23.56	MH	0.16	22.14	0.35
1B	1.15	57.20	76.11	27.54	MH	0.15	21.33	0.31
1C	1.52	47.20	71.35	27.42	MH	0.16	22.25	0.12
2A	1.19	48.90	74.30	56.98	CH	0.11	16.47	0.55
2B	1.46	47.70	77.30	48.00	CH	0.12	14.96	0.38
2C	1.17	44.60	78.86	54.41	CH	0.12	15.4	0.37
3A	1.62	27.70	60.00	38.23	CH	0.11	15.58	0.15
3B	1.62	23.80	59.25	35.14	CH	0.10	14.81	-0.01
3C	1.62	16.40	58.48	34.70	CH	0.15	21.27	-0.21

5.7 Monitoreo

Para evaluar los movimientos de la ladera se siguió la metodología descrita en el capítulo 4, apartado 4.6, la cual consistió en registrar los cambios de distancias, altura, ángulos y coordenadas relativas de los puntos de control que se encuentran distribuidos en la zona de estudio. El monitoreo se llevó a cabo con ayuda de una Estación total electrónica, marca Topcon modelo GTS 235W, con resolución de 1" (un segundo), distancia mínima focal de 1.3m y máxima de 3000m (Figura 5.46).



Figura 5.46. Estación total Topcon GTS 235W.

5.7.1 Puntos de control y línea base

Previo al inicio de actividades, se establecieron los puntos base o de partida, instalando 8 estaciones mediante técnicas de posicionamiento con GPS, ligando los puntos a la estación más cercana de la Red Geodésica Nacional Activa (RGNA) del INEGI. Dichas estaciones sirvieron como puntos de referencia, ubicados fuera del deslizamiento. Una vez establecidas las estaciones base, se realizó el reconocimiento de campo ubicando 39 puntos de monitoreo dentro del deslizamiento, cuyas ubicaciones geográficas (coordenadas UTM, zona 14) de las estaciones se detallan en la Tabla 5.10 y en la Figura 5.47 se muestran la distribución espacial de todos los puntos.

Tabla 5.10. Ubicaciones geográficas de las estaciones.

Nombre	Norte	Este	Elevación
E1	2169319.52	296238.00	2051.00
E2	2169337.72	296252.69	2052.75
E3	2169399.19	296174.69	2053.71
E4	2169424.95	296125.75	2051.52
E5	2169453.64	296045.69	2036.01
E6	2169518.59	295996.75	2023.56
E7	2169487.67	295935.54	2020.78
E8	2169486.95	295937.98	2020.66

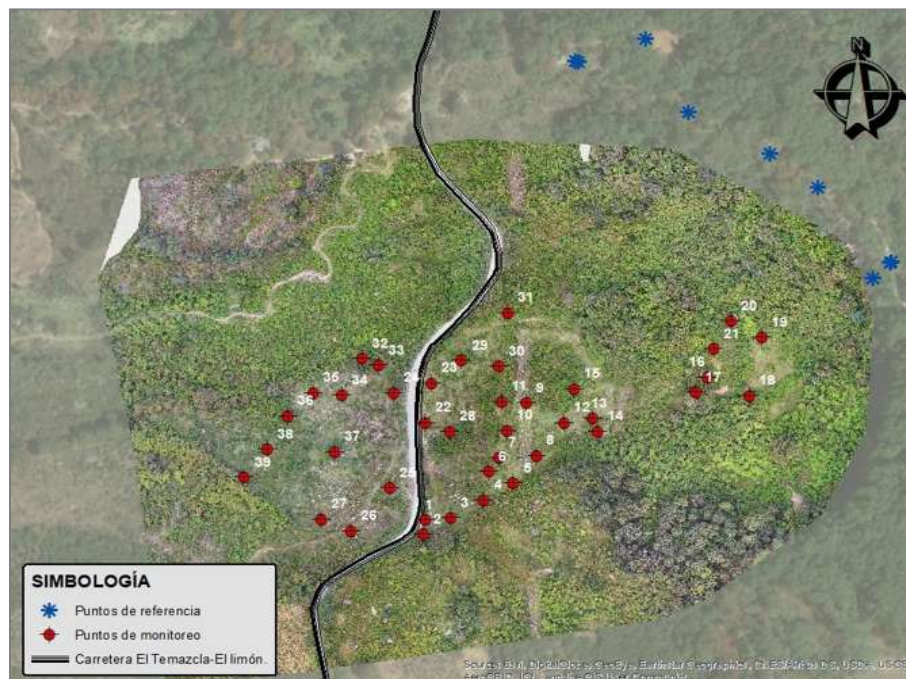


Figura 5.47. Distribución espacial de los puntos de monitoreo.

5.7.2 Levantamiento de los puntos de control

El levantamiento, consistió en obtener las coordenadas de cada punto, medidas desde las estaciones fuera del deslizamiento (Figura 5.48), las mediciones se realizaron en cuatro periodos distintos, durante un año y medio, con la finalidad de obtener desplazamientos respecto del tiempo.



Figura 5.48. Levantamiento de los puntos de control.

El método utilizado para el monitoreo consistió en tomar valores de distancias inclinadas, ángulos horizontales repetidos y ángulos verticales directos e inversos, que al ser calculados estuvieron dentro de un margen de variación entre 0 mm y 3 mm (por cada mil metros de distancia), es decir los errores estuvieron en dependencia directa de la distancia a la que se encontraba el punto monitoreado. Los periodos monitoreados se muestran a continuación:

- **Monitoreo base:** 29 de marzo de 2019
- **Primer monitoreo:** 05 de septiembre de 2019
- **Segundo monitoreo:** 15 de enero de 2020
- **Tercer monitoreo:** 18 de mayo de 2020
- **Cuarto monitoreo:** 22 de agosto de 2020

5.7.3 Análisis y procesamiento de datos

El resultado del post proceso para el cálculo de los desplazamientos ocurridos en los puntos de monitoreo, se obtuvo por la diferencia de coordenadas medidas en las diferentes campañas (Anexo 2. Detalle del cálculo de datos con Estación Total), permitiendo determinar desplazamientos en el plano horizontal y vertical, calculando las diferencias entre las coordenadas Norte, Este y altura de los datos obtenidos entre el primer y último monitoreo realizado (Figura 5.49).

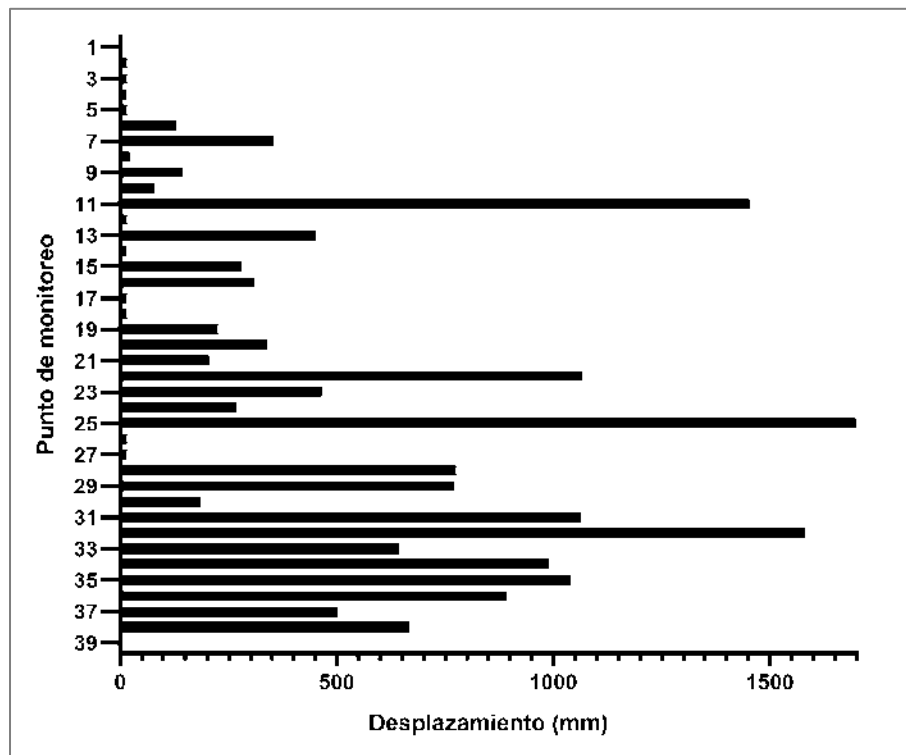


Figura 5.49. Desplazamientos globales entre el monitoreo base y última lectura.

A continuación, se muestra el resultado de todos los desplazamientos en cada una de las direcciones, tomando en cuenta todas las campañas de monitoreo. En la Figura 5.50 se muestran los desplazamientos obtenidos en la coordenada “X” (Este).

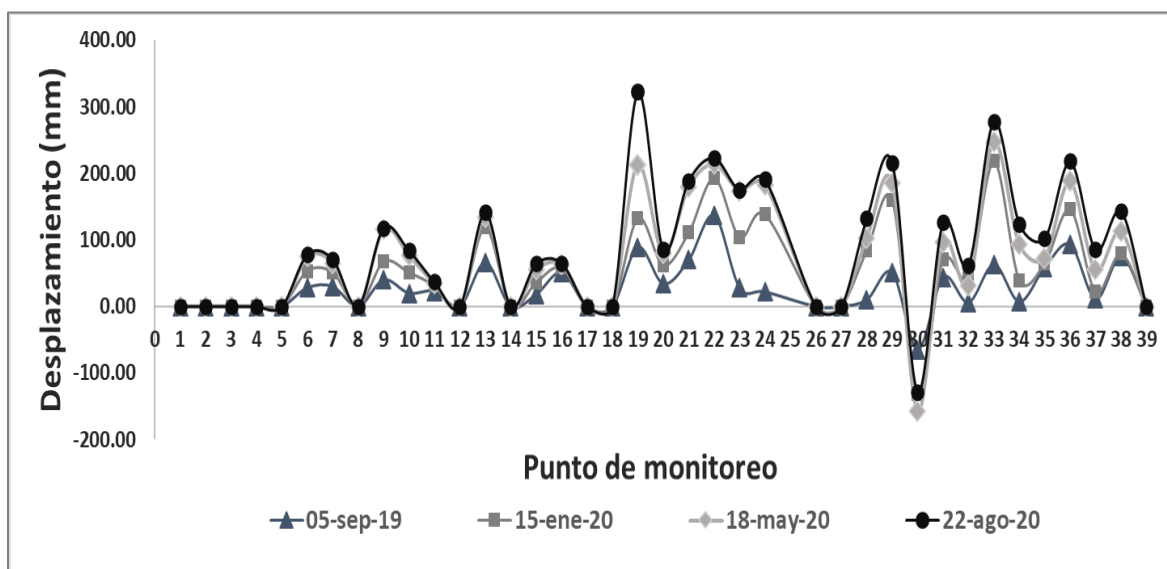


Figura 5.50. Desplazamiento en X.

En la Figura 5.51 se muestran los desplazamientos obtenidos en la coordenada “Y” (Norte). Y en la Figura 5.52 se muestran los desplazamientos en la elevación.

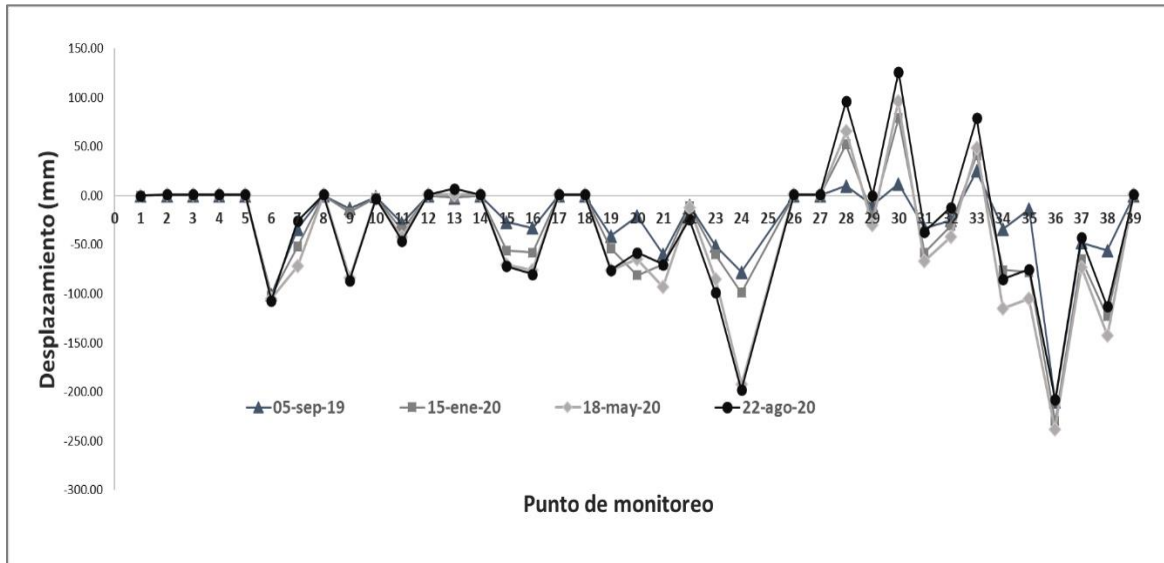


Figura 5.51. Desplazamiento en Y.

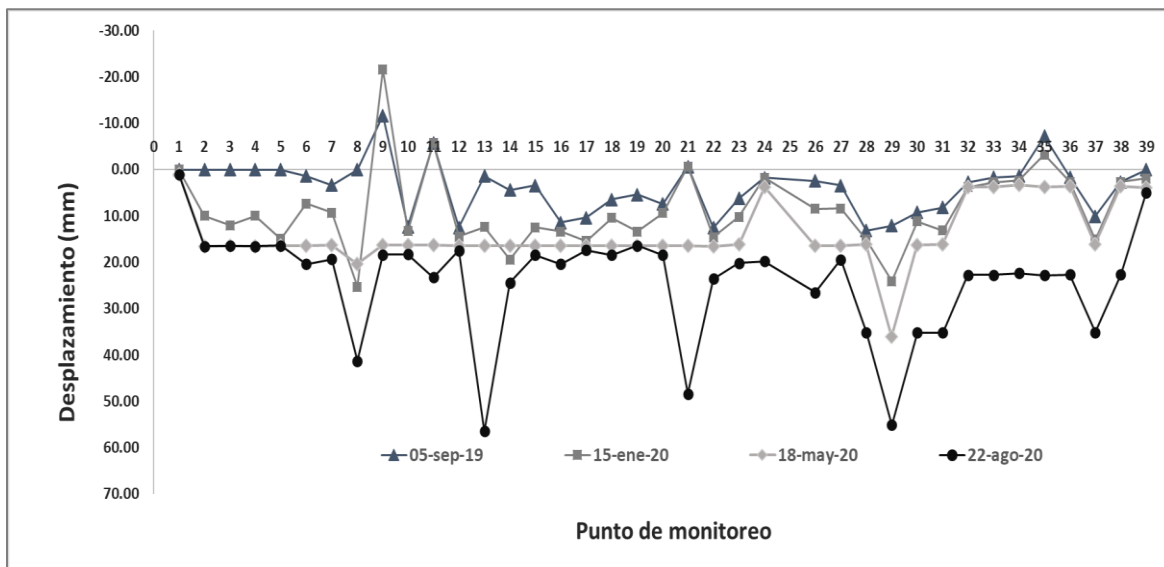


Figura 5.52. Desplazamiento en Z.

Capítulo 6

Análisis de resultados

En este apartado se muestran los productos desarrollados en la investigación. Para tal efecto se realizaron combinaciones de los parámetros obtenidos, para comprobar su contribución en la inestabilidad del deslizamiento, y determinar los factores desencadenantes del movimiento.

6.1 Estratigrafía

En la parte correspondiente a la carretera, con ayuda del estudio geofísico de Tomografía eléctrica se determinó que la estratigrafía detectada es la siguiente:

Se encuentra una capa superficial de arenas con lentes arcillosos a una profundidad de 0.50 m en promedio. Subyacente se encuentra una roca que va de 0.50 m a 7 m de profundidad en promedio, esta roca solo se presenta en los límites de toda la línea de estudio y en la parte media de la sección se encuentran arenas y arcillas. Se concluye que la parte deslizante en la zona de la carretera, es producida por el movimiento de la roca subsuperficial, producto del fracturamiento del macizo rocoso, ubicado en la parte superior del deslizamiento, y transportado hasta esa posición.

Las fallas detectadas presentan una dirección en pares al norte con dirección NE-SW con buzamiento al SE y el otro par al sur con dirección NW-SE con buzamiento hacia el NE. Uno de los objetivos de realizar el estudio geofísico fue encontrar superficies de deslizamiento en el tramo de la carretera, de lo anterior se puede concluir que a 28 m de profundidad no se encuentra el círculo de falla.

6.2 Desplazamientos globales

Con los desplazamientos obtenidos en cada una de las direcciones, fue posible describir el comportamiento global de cada punto de monitoreo (Figura 6.1), resultando movimientos máximos de hasta 300 mm/año, los cuales se ubican en la cabeza y pie del deslizamiento. De la misma manera se obtuvieron las direcciones de los desplazamientos, representadas a través de vectores (Figura 6.2), resultando una dirección predominante ONO-ESE (oeste-noroeste y este-sureste).

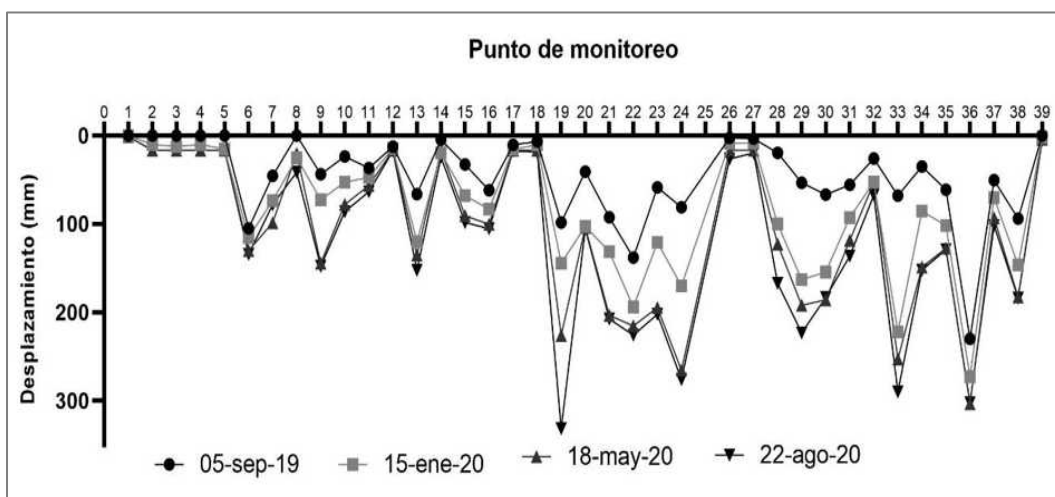


Figura 6.1. Desplazamientos globales.

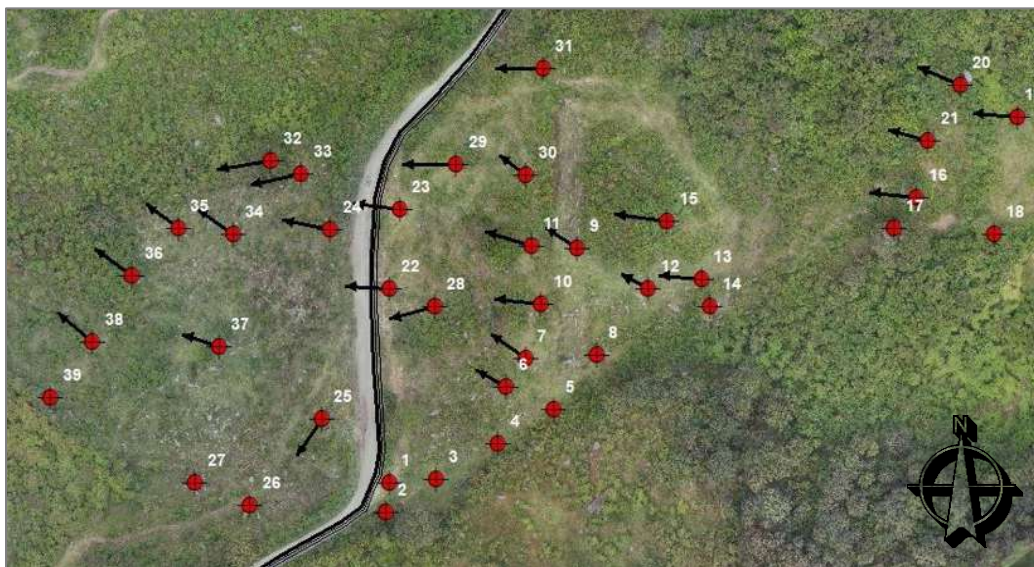


Figura 6.2. Vectores de desplazamiento.

6.3 Factores desencadenantes

Del análisis de precipitaciones, se concluye que la Microcuenca muestra un gradiente longitudinal importante, el cual debe de tenerse en cuenta para estimar la precipitación media total. Finalmente, el estudio ha desarrollado las herramientas estadísticas necesarias para la estimación de precipitación en diferentes puntos de la Microcuenca, a partir de los parámetros físicos indicados. Los parámetros hidrológicos se correlacionan con los factores desencadenantes de los movimientos, y se utilizan para representar gráficamente el deslizamiento. En este estudio la precipitación media anual resultó de 215 mm, siendo Julio el mes más lluvioso del año.

Con los resultados obtenidos del monitoreo y los valores de precipitación, se propone relacionar ambos parámetros, con la finalidad de conocer su influencia en el movimiento (Figura 6.3).

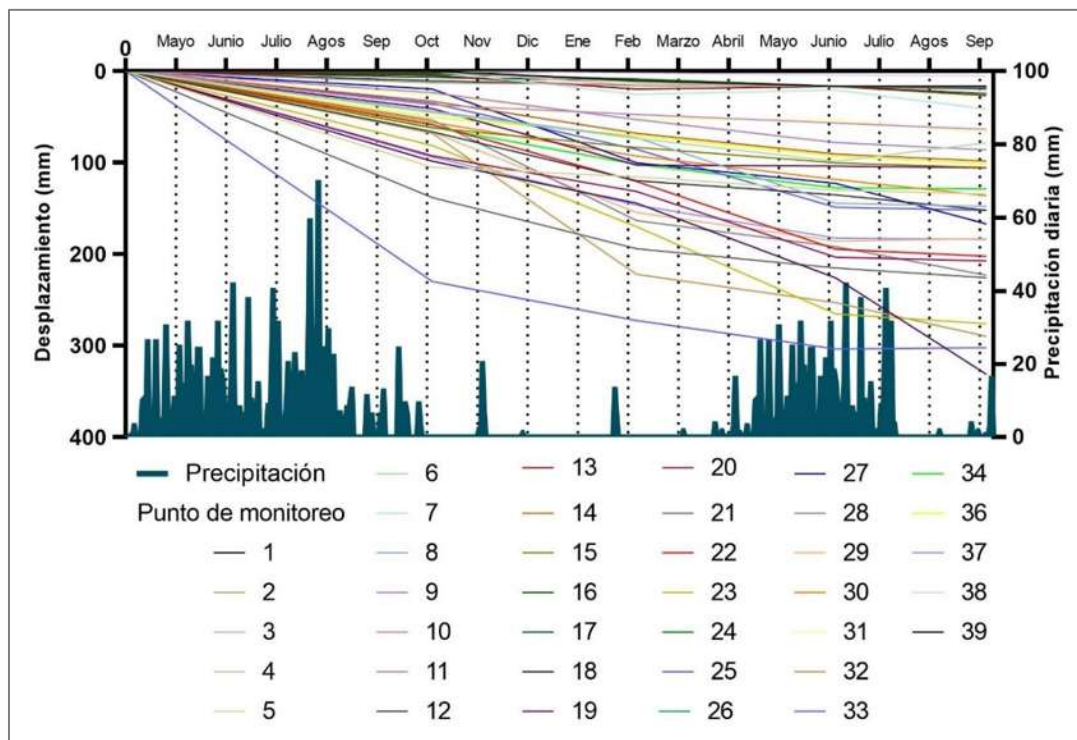


Figura 6.3. Precipitación diaria y desplazamientos acumulados.

En la Figura 6.3, se representan con líneas continuas de diferentes colores, cada punto de monitoreo registrado, cada punto comienza en el mes de abril (2019), en la posición

cero (mes del monitoreo base). En los meses subsecuentes se presenta el comportamiento en función del tiempo, del desplazamiento acumulado durante todo el periodo de monitoreo, culminando en el mes de septiembre (2020). Adicionalmente se grafica en el mismo orden de meses, los datos registrados de precipitación diaria.

De lo anterior, se puede observar que los máximos desplazamientos registrados, coinciden con la temporada de lluvias, por lo que se determina a la precipitación como un factor condicionante del movimiento.

6.4 Visión general del deslizamiento

Pola (2005), determinó que en la cima de la columna se encuentran grandes paquetes de Ignimbritas vítreas muy compactas, que en conjunto determinan la geoforma conocida como “Mesa de Tzitzio”, la cual se encuentra fragmentándose por fallas normales con dirección NE-SW.

Subyaciendo se encuentra una secuencia de sedimentos arcillosos formados por la erosión y deslizamientos de masas a partir de la desintegración de las unidades volcánicas; el cual fue tema de estudio de esta investigación, y con base en los parámetros determinados de los suelos involucrados, se tuvieron los siguientes resultados:

De acuerdo a los valores obtenidos de LI, el suelo posee un comportamiento plástico (rango que comprende la mayoría de las arcillas en estado natural) con altos contenidos de agua, y de acuerdo al valor numérico puede considerarse como un suelo preconsolidado (Crespo, 2004) lo que quiere decir que el suelo ha estado sometido a esfuerzos producidos por movimientos del terreno. El deslizamiento, con base al contenido de agua encontrado, puede caracterizarse como “húmedo”, debido a que contiene un porcentaje de agua alto, sin corriente libre y puede comportarse como un sólido plástico, pero no como un líquido (Hutchinson, 1988).

De acuerdo al análisis determinado por Pola (2005), y del estudio topográfico y geomorfológico realizado en esta investigación, se estima que el tipo de movimiento presente en la zona es un deslizamiento complejo de tipo rototraslativo.

Determinándose un desplazamiento promedio superficial de 147 mm/año. De acuerdo con la clasificación de la escala de velocidades propuesta por Cruden y Varnes (1996), el movimiento se clasifica como un deslizamiento “muy lento” clase 2; correspondiente con la velocidad típica de los deslizamientos rotacionales (Suarez, 1998).

Con la correspondiente caracterización de los materiales se evidencio que el tipo de material más común encontrado son suelos arcillosos y arenas (de acuerdo al estudio geofísico), los cuales son probables a desarrollar movimientos, aunado a los altos contenidos de agua y pendientes a lo largo de toda la zona. Adicionalmente se comparó la caracterización determinada con la geología, determinando una similitud con la información recopilada.

6.5 Mapa geomorfológico

Con base al estudio topográfico llevado a cabo, se logró la elaboración de un mapa topográfico base, con curvas de nivel a cada metro. Con la topografía detallada, se realizó un mapa geomorfológico, donde se dimensiona el deslizamiento y las diferentes formas en el relieve, como algunos flujos de suelos, escarpes principales, coronas, terrazas y fracturas (Figura 6.4).

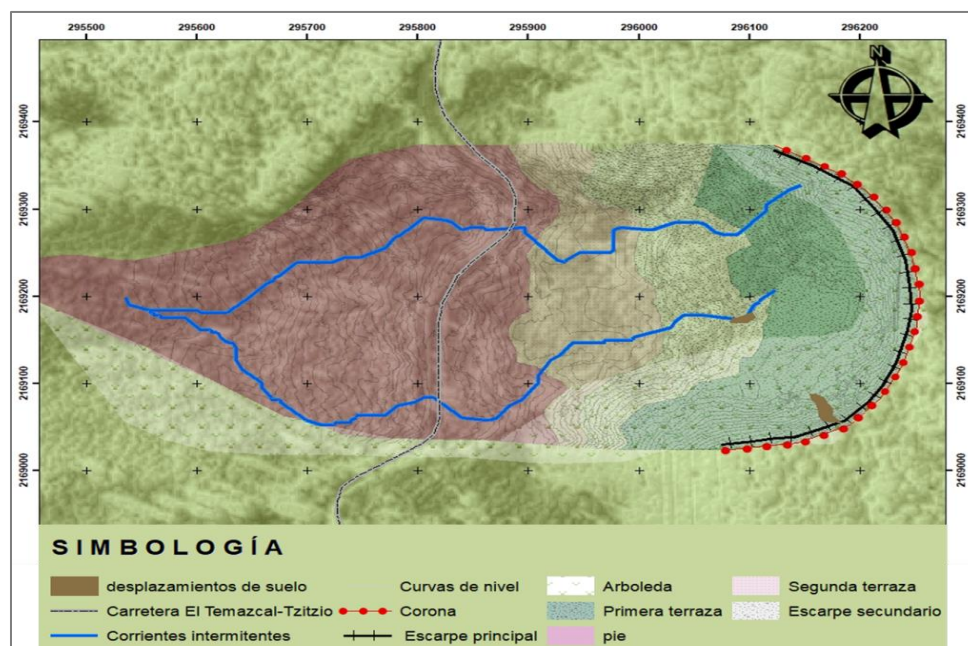


Figura 6.4. Mapa geomorfológico.

Capítulo 7

Conclusiones y recomendaciones

De acuerdo a los trabajos desarrollados, los resultados alcanzados y las necesidades del proyecto. Se desprenden las siguientes conclusiones:

La revisión de diferentes casos de deslizamientos, ha permitido observar que la aplicación de cualquier técnica geofísica al estudio de un deslizamiento, depende de la existencia de un contraste detectable de la magnitud física estudiada entre el terreno inestable y el sustrato no deslizado.

El uso de métodos de investigación más convencionales para el estudio de deslizamientos de laderas inestables proporciona información limitada de cómo se extienden las estructuras dentro del subsuelo. La aplicación de técnicas geofísicas ofrece la posibilidad de completar y ampliar esta falta de información.

El levantamiento topográfico realizado con Drone economizó el tiempo en la recolección de información y los resultados presentan muy buenas precisiones que pueden ser utilizados en varios proyectos de consultoría.

El levantamiento topográfico determinó tres zonas morfológicas, la principal una zona de macizos rocosos, conocidos como “Mesa de Tzitzio”, relacionados al escarpe principal del deslizamiento, una zona de laderas leves a moderadas relacionados al cuerpo del deslizamiento; finalmente la zona de afectación en la carretera.

De acuerdo al análisis topográfico y geomorfológico se concluyó que el tipo de movimiento presente en la zona es un deslizamiento complejo de tipo rototraslativo.

Los daños físicos provocados por el movimiento, de mediana magnitud, corresponden a hundimientos en el terreno, escalonamientos y modificación del trazo del eje del camino, y finalmente fracturamiento de las obras de drenaje existentes.

Las pruebas de laboratorio han sido clave para completar la información obtenida. Los resultados de caracterización geotécnica fue la siguiente:

- Los materiales predominantes son suelos arcillosos y arenas.
- El suelo posee un comportamiento plástico con alto contenidos de agua.
- Los ensayos de corte directo permitieron estimar los parámetros resistentes.
- El material se clasifica como un suelo preconsolidado.

En la sección correspondiente a la carretera, de acuerdo al estudio geofísico:

- No se encontró el círculo de falla a 28 m de profundidad.
- En la parte central de la estratigrafía corresponde a materiales granulares.
- En los extremos se localizó un macizo rocoso de aproximadamente 6m de espesor.

El DEM reconstruido de la zona en estudio, permitió realizar la estructura hidrográfica de la microcuenca, a partir de los parámetros físicos del modelo.

Los máximos desplazamientos se encuentran en la parte alta y baja del deslizamiento, durante la temporada de lluvias se produce un incremento en los movimientos.

Los métodos de monitoreo topográfico superficial combinados con información hidrológica ofrecen una gran cantidad de información para el estudio de deslizamientos. El monitoreo proporciona información espacial sobre las características de los deslizamientos, y a su vez proporciona también información temporal sobre la evolución de los procesos de deslizamientos, es decir, analiza cómo una propiedad del suelo ha cambiado con el tiempo e inferir en el movimiento.

Finalmente se determinó que el agua y la baja resistencia de los materiales son los principales factores desencadenantes del movimiento. El estudio de campo, así como los ensayos de laboratorio han permitido clasificar los materiales, y conocer su comportamiento. Los estudios realizados en este trabajo de tesis, podrían utilizarse como un antecedente base en la propuesta de reducción o mitigación del riesgo en la zona.

7.1 Recomendaciones

Se propone realizar estudios geofísicos de sísmica de refracción, en sentido longitudinal del deslizamiento, con la finalidad de complementar la información disponible, conocer la estratigrafía y ubicar la posición del círculo de falla.

La caracterización y comportamiento mecánico de los materiales se puede complementar al conocer su mineralogía y microestructura, por lo que se recomienda se realicen estudios de difracción de rayos X (DRX), y de microscopía electrónica de barrido (SEM).

Finalmente se propone realizar un estudio de estabilidad de taludes, una vez conociendo la posición del círculo falla, y alimentar el modelo con los parámetros obtenidos en esta investigación.

Referencias

- Alcántara Ayala, I. (2000). Landslides: ¿deslizamientos o movimientos del terreno? Definición, clasificaciones y terminología. *Investigaciones geográficas*, 7-25.
- Alcántara Ayala, I. y. (2008). Procesos de remoción en masa en México: hacia una propuesta de elaboración de un inventario nacional. *Investigaciones geográficas*, (66), 47-64.
- Araujo, F. V.-C. (2017). Ecology and biotechnological potential of bacterial community from three marine sponges of the coast of Rio de Janeiro, Brazil. *Anais da Academia Brasileira de Ciências*, 89(4), 2785-2792.
- Arosio, D. L. (2015). Analysis of microseismic activity within unstable rock slopes. (B. H. Springer, Ed.) In *Modern Technologies for Landslide Monitoring and Prediction*, 141-154.
- ASTM-D2216. (2019). Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass. ASTM International, West Conshohocken.
- ASTM-D2487. (2017). Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). ASTM International, West Conshohocken.
- ASTM-D3080. (2011). Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions (Withdrawn 2020). ASTM International, West Conshohocken.
- ASTM-D422. (2007). Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils (Withdrawn 2016). ASTM International, West Conshohocken.
- ASTM-D427. (2004). Test Method for Shrinkage Factors of Soils by the Mercury Method (Withdrawn 2008). ASTM International, West Conshohocken.
- ASTM-D4318. (2017). Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. ASTM International, West Conshohocken.
- Ausilio, E. Z. (2017). Landslide characterization using a multidisciplinary approach. *Measurement*, Vol. 104, 294-301.
- Ayala, F. J. (1987). *Manual de taludes*. Serie Geotecnia. Madrid: IGME.
- Bojorque-Iñiguez, J. (2011). Métodos para el análisis de la estabilidad de pendientes. *Maskana*, 2(2), 1-16.
- British Standard, 5. (1999). *Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes*. British Standards Institution, London.

- Carcedo, F. J. (2006). Manual de ingeniería de taludes (No. 3). IGME.
- Carretero, M. I. (2007). Mineralogía aplicada: salud y medio ambiente. España, 406p.
- CENAPRED. (2018). Inestabilidad de laderas. Centro Nacional de Prevención de Desastres, 2ª edición.
- Cervantes-Ricalde, B. A.-L. (2017). Contributions from the application of Electrical Resistivity Tomography and Ground Penetrating Radar to the research of the Lidecko landslide in Western Carpathians (Czech Republic). *REVISTA MEXICANA DE CIENCIAS GEOLOGICAS*, 34(2), 105-113.
- Coutinho, R. P. (2009). Integrating geological knowledge in planning methods for small islands coastal plans. *Journal of Coastal Research*, 1199-1203.
- Crespo, C. (2004). Mecánica de suelos y cimentaciones. México: Limusa.
- Cruden, D. M. (1991). A simple definition of a landslide. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology-Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur*, 43(1), 27-29.
- Cruden, D. M. (1996). Landslides: investigation and mitigation. Chapter 3-Landslide types and processes. *Transportation research board special report (247)*.
- Cruz, Zelaya, L. (2012). Análisis Probabilístico de Fallas Superficiales en Taludes Debido a Procesos de Infiltración. Bogotá D.C: Pontificia Universidad Javeriana.
- Dahlin, T. (2001). The development of DC resistivity imaging techniques. *Computers & Geosciences*, 27(9), 1019-1029.
- Dai, F. C. (2002). Landslide characteristics and slope instability modeling using GIS, Lantau Island, Hong Kong. *Geomorphology*, 42(3-4), 213-228.
- Druc, I. I. (2013). Análisis de arcillas y material comparativo por medio de difracción de rayos X y petrografía para Kuntur Wasi, Cajamarca, Perú. *Arqueología y Sociedad*, 26, 91-110.
- Duncan JM, y. W. (2005). Soil strength and slope stability. Wiley, New York, 297.
- Duncan, J. M. (1996). Landslides: investigation and mitigation. Chapter 13-Soil slope stability analysis. *Transportation Research Board Special Report, (247)*.
- Echeverri, B. (2006). Genesis and thermal history of gold mineralization in the Remedios-Segovia-Zaragoza Mining District of Northern Colombia. Japón: Master Thesis, University of Shimane.
- El-Ramly, H. M. (2002). Probabilistic slope stability analysis for practice. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(3), 665-683.

- EPOCH, E. C. (1993). Temporal occurrence and forecasting of landslides In the European Communiy. Flageollet J. C. (ed.), 3 volumes.
- Erskine, C. F. (1973). Landslides in the vicinity of the first Randall Reservoir, S. Dakota. U.S. Geol. Survey Prof., Paper 67'5, 64.
- Faccini, F. L. (2015). Engineering Geological and Hydrogeological Characterization of Acero Landslide (Upper Sturla Valley, Northern Apennine). In Engineering Geology for Society and Territory-Volume 2, 1033-1036.
- Fellenius, W. (1922). Statens jarnjvagens geotekniska commission.
- Flower, H. R. (2017). Visioning the future: Scenarios modeling of the Florida coastal everglades. Environmental management, 60(5), 989-1009.
- Furukawa, Y. y. (2009). Accurate camera calibration from multi-view stereo and bundle adjustment. International Journal of Computer Vision, 257-268.
- Gómez, A. M. (2014). Utilización de técnicas geofísicas en la identificación de deslizamientos de ladera. Ingeniería civil, (175), 39-51.
- González de Vallejo, L. I. (2002). Ingeniería geológica. Madrid (España): Pearson Educación.
- Griffiths, D. H. (1993). Two-dimensional resistivity imaging and modelling in areas of complex geology. Journal of applied Geophysics, 29(3-4), 211-226.
- Hamza, O. D.-V. (2020). Geohazard Assessment of Landslides in South Brazil: Case Study. Case Study. Geotechnical and Geological Engineering, 38(1), 971-984.
- Hutchinson, J. N. (1988). General report, morphological and geotechnical parameters if landslides in relation to Geology and Hydrogeology, in Bonnard, C. Proceedings of the Fifth International Symposium on Landslides, A. A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, vol. I, pp. 3-35.
- IGME, I. g. (1986). Manual de Ingeniería geológica.
- Keaton, J. W. (2014). The 22 March 2014 Oso Landslide, Snohomish County, Washington. Geotechnical Extreme Events Reconnaissance Association GEER-36, USA.
- Khalaj, S. B. (2020). A methodology for uncertainty analysis of landslides triggered by an earthquake. Computers and Geotechnics, 117.
- Krahn, J. (2003). The 2001 RM Hardy Lecture: The limits of limit equilibrium analyses. Canadian geotechnical journal, 40(3), 643-660.
- Lowe, D. G. (2004). Distinctive image features from scale-invariant keypoints. International journal of computer vision, 60(2), 91-110.

- M·MMP·1·02. (2003). Clasificación de fragmentos de roca y suelos. Secretaría de Comunicaciones y Transportes SCT.
- Matteis, A. (2003). Geología y Geotécnica. Estabilidad de Taludes. Rosario: Universidad Nacional de Rosario, Facultad de Cs. Exactas, Ingeniería y Agrimensura.
- Melgarejo, J. C. (2010). Técnicas de caracterización mineral y su aplicación en exploración y explotación minera. Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana, 62(1), 1-23.
- Monsalve H., M. L. (2009). Geominas, vol. 37, 145.
- Montoya V. J. D., R. G. (2002). Los deslizamientos y su relación con la lluvia. Proyecto Especial de Trabajo Académico (PETA), Universidad Nacional de Colombia, SEDE Merlin, Facultad de Minas, Medellín, 116.
- Nájera Ramos, A. V. (2019). Propuesta metodológica para la generación de ortofotos y modelos digitales de elevación de alta resolución a través de vuelos con drones. Universidad Autónoma de Guerrero.
- Nicholson, D. T. (1997). Assessing the potential for deterioration of engineered rock slopes. In Proceedings of the IAEG symposium, Athens, 911-917.
- NMX-C-507-ONNCCE-. (2019). Determinación de la Masa Volumétrica Seca del Lugar y Grado de Compactación de Materiales Terreos – Método de Ensayo de Trompa y Arena. Industria de la Construcción – Geotecnia.
- Pecharsky, P. Y. (2005). Fundamentals of powder diffraction and structural characterization of materials.
- Pola, V. A. (2005). Análisis geotécnicos y procesos de remoción en masa de la Mesa de Tzitzio. Universidad Autónoma de México.
- Ramírez, L. y. (2007). Las avalanchas en Chile: efectos y sistemas de control. Revista de la Construcción, 6(1), 48-63.
- Russelli, C. (2008). Probabilistic methods applied to the bearing capacity problem. Universitat Stuttgart.
- Sanhueza Plaza, C. y. (2013). Análisis comparativo de métodos de cálculo de estabilidad de taludes finitos aplicados a laderas naturales. Revista de la Construcción, 12(1), 17-29.
- Sarma, S. K. (2006). Determination of critical slip surface in slope analysis. Géotechnique, 56(8), 539-550.
- Selby, M. J. (1982). Hillslope materials and processes. Hillslope materials and processes.
- Shanmugam, G. y. (2015). The landslide problem. Journal of Palaeogeography, 4(2), 109-166.
- Sherard, J. L. (1963). Earth and rockfill dams. John Wiley & Sons, New York.

- SIATL-INEGI. (2019). "Simulador de flujos de agua de Cuencas Hidrográficas". Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática. Ciudad de México, México.
- Skempton, A. (1970). "First-time slides in over consolidated clays". *Geotechnique*, Vol. 20, No. 4, pp. 320-324.
- Skempton, A. W. (1964). Long-term stability of clay slopes. *Geotechnique*, 14(2), 77-102.
- Suárez, J. (1998). Deslizamientos y estabilidad de taludes en Zonas Tropicales. Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos.
- Suárez, J. (2000). Estudio del Deslizamiento de La Colina en Bucaramanga. CDMB Bucaramanga: UIS.
- Tarbut E. J. y Lutgens F. K. (1999). Ciencias de la tierra, Una Introducción a la Geología Física. Madrid: PRENTICE HALL.
- Taylor, D. W. (1948). Fundamentals of soil mechanics. Wiley, New York.
- Tofani, V. R. (2014). Persistent Scatterer Interferometry (PSI) technique for landslide characterization and monitoring. *Remote Sensing*, 5(3), 1045-1065.
- UNE-103401. (2017). Determinación de los parámetros resistentes al esfuerzo cortante de una muestra de suelo en la caja de corte directo. Normalización Española.
- Valiente Sanz, R. S. (2016). Estabilidad taludes, conceptos básicos, parámetros de diseño y métodos de cálculo. *Revista Civilizate*, 50-54.
- Varnes, D. (1978). Slope movement types and processes. Special report 176: Landslides: Analysis and control (R.L. Schuster and R.J. Krizek, eds.), TRB, National Research Council, Washington, D.C., 11-33.
- Zaruba, Q. y. (1968). Landslides and their control. Elsevier, Amsterdam, The Netherlands.
- Zhuang, J. P. (2018). Distribution and characteristics of landslide in Loess Plateau: A case study in Shaanxi province. *Engineering Geology*, 236, 89-96.

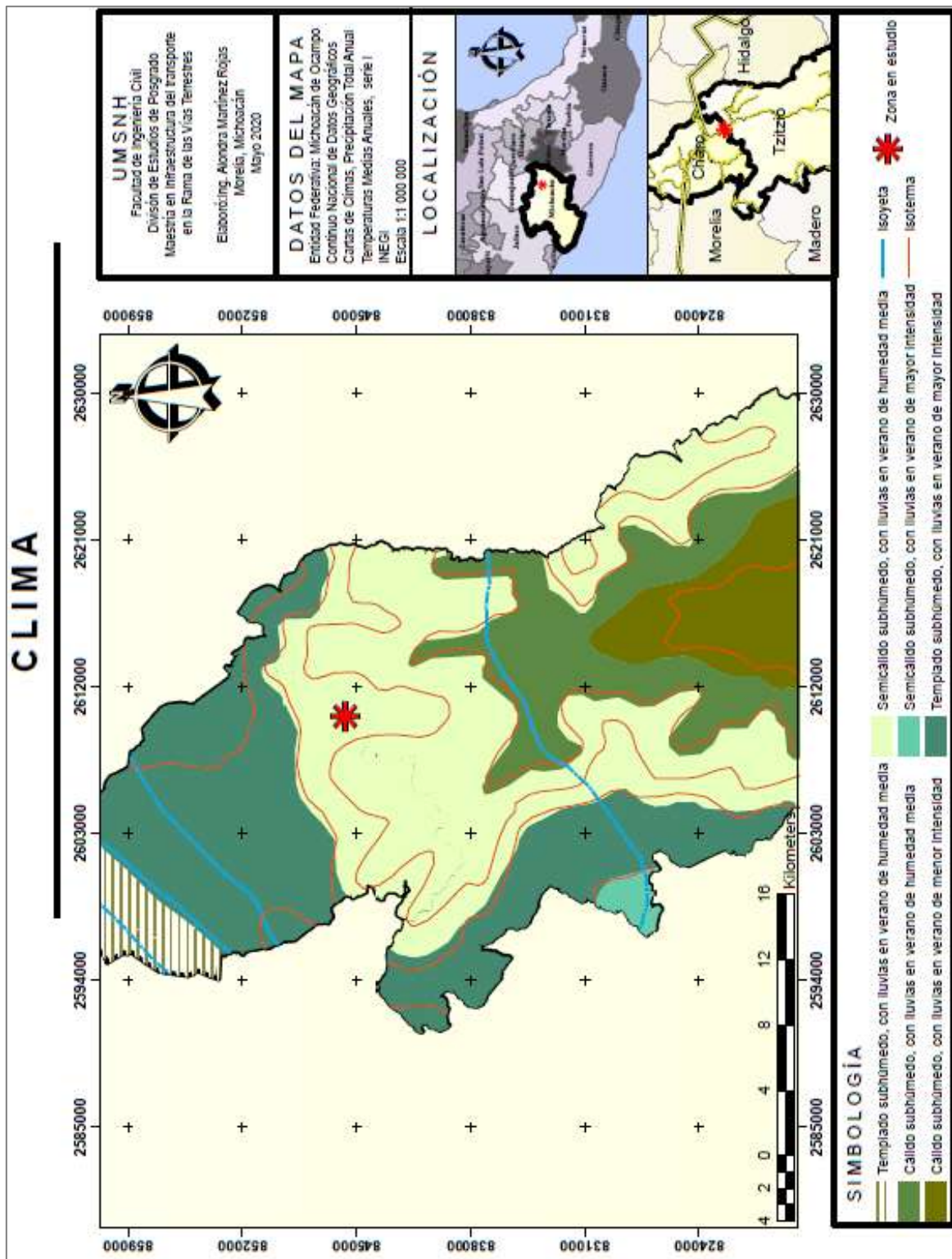


Ilustración 2. Mapa de clima, región Tzitzio, (modificado de INEGI).

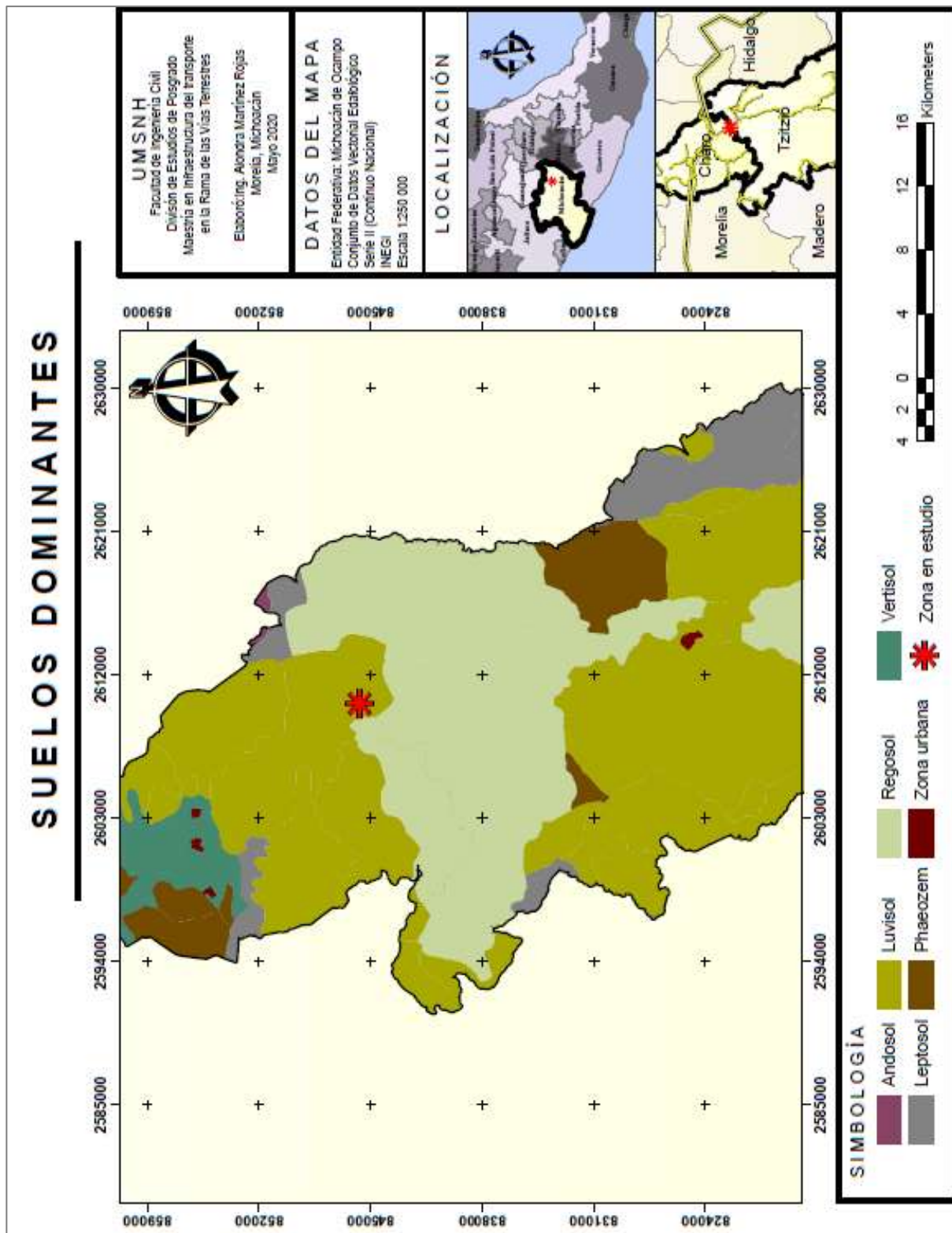


Ilustración 3. Mapa edafológico, Tzitzio, (modificado de INEGI).

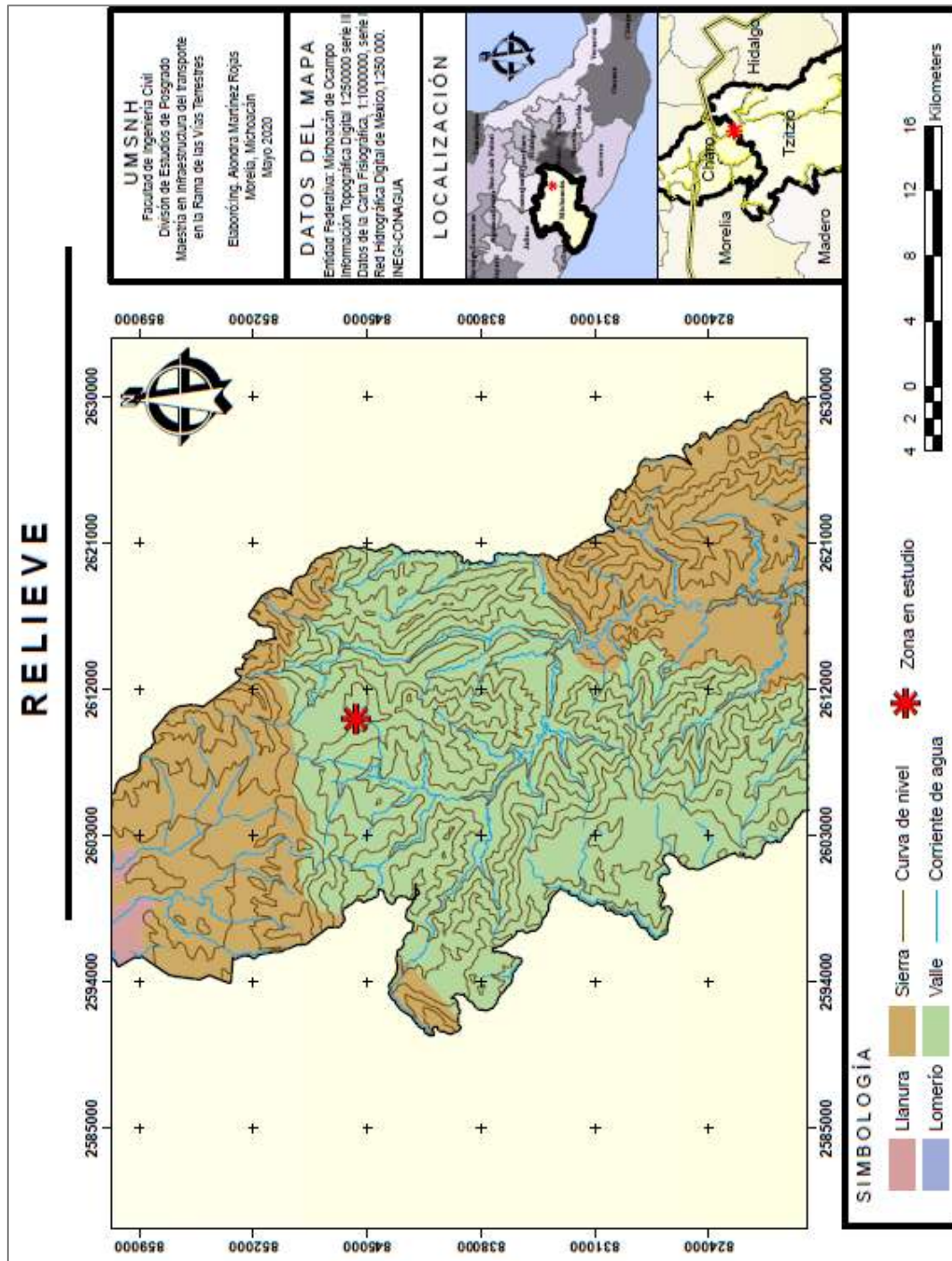


Ilustración 4. Mapa de relieve, Tzitzio, (modificado de INEGI).

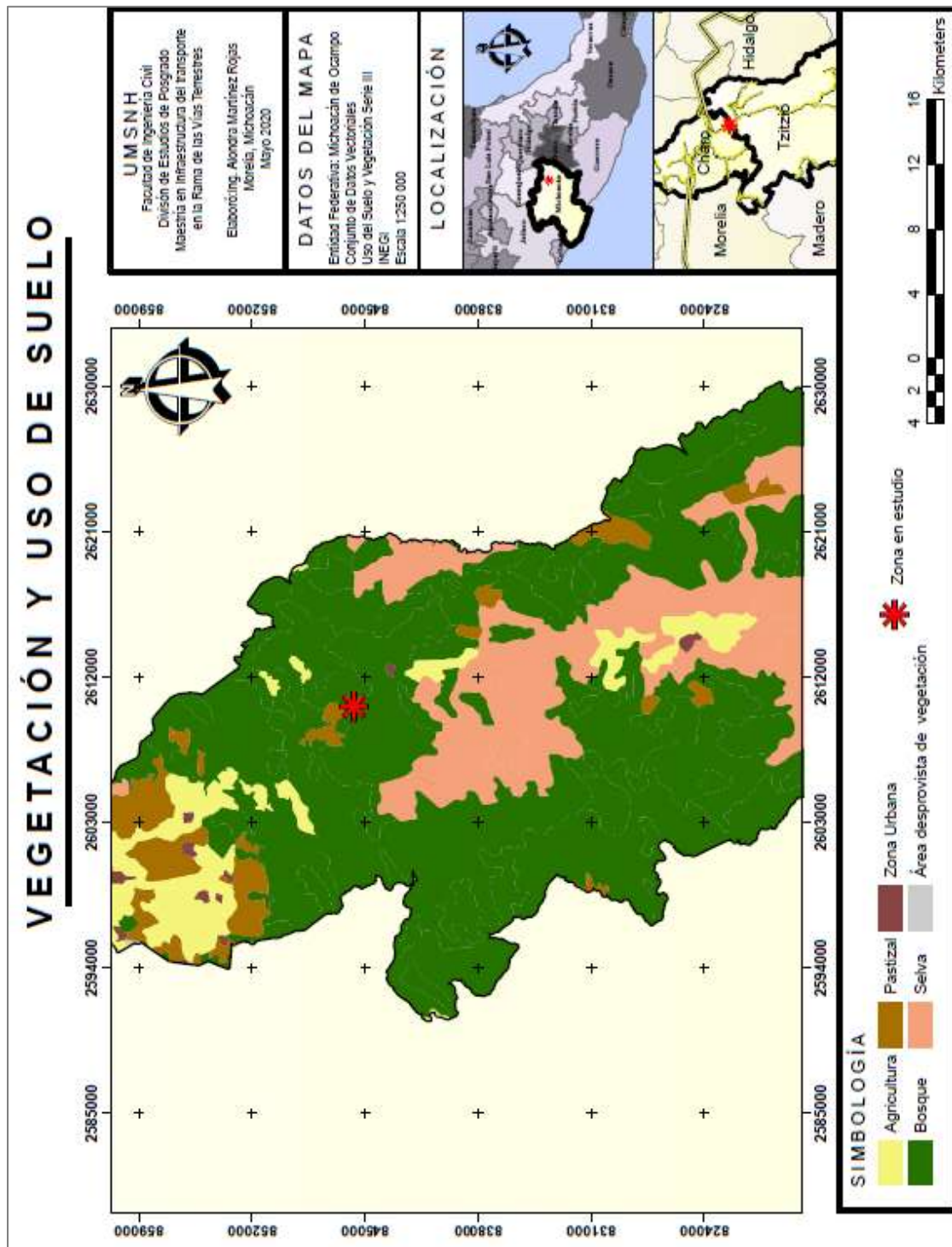


Ilustración 5. Mapa de vegetación y uso de suelo, Tzitzio, (modificado de INEGI).

2. Desplazamientos registrados con Estación Total

MONITOREO BASE				MONITOREO Final				MOVIMIENTO (mm)					Escala de velocidad	
n	X	Y	Z	n	X	Y	Z	n	ΔX	ΔY	ΔZ	d		
1	295825.419	2169049.07	1931.291	1	295825.419	2169049.07	1931.29	1	0.000	0.000	1	1.000	EXTREMADAMENTE LENTO	
2	295823.675	2169034.93	1931.96453	2	295823.675	2169034.929	1931.948	2	0.000	1.000	16.526	16.556	MUY LENTO	
3	295848.804	2169051.044	1933.57951	3	295848.804	2169051.043	1933.563	3	0.000	1.000	16.51	16.540	MUY LENTO	
4	295879.119	2169068.182	1941.92054	4	295879.119	2169068.181	1941.904	4	0.000	1.000	16.537	16.567	MUY LENTO	
5	295906.374	2169084.624	1948.94842	5	295906.374	2169084.623	1948.932	5	0.000	1.000	16.42	16.450	MUY LENTO	
6	295883.243	2169095.644	1946.88937	6	295883.168	2169095.749	1946.873	6	75.000	-105.000	16.371	130.069	MUY LENTO	
7	295892.592	2169109.424	1951.10434	7	295892.527	2169109.496	1951.088	7	65.000	-72.000	16.336	98.366	MUY LENTO	
8	295927.572	2169111.314	1956.18329	8	295927.572	2169111.313	1956.163	8	0.000	1.000	20.291	20.316	MUY LENTO	
9	295918.341	2169162.585	1956.65836	9	295918.225	2169162.669	1956.642	9	116.000	-84.000	16.355	144.151	MUY LENTO	
10	295900.547	2169135.571	1956.04231	10	295900.471	2169135.574	1956.026	10	76.000	-3.000	16.311	77.788	MUY LENTO	
11	295895.792	2169164.105	1956.25529	11	295895.758	2169164.147	1956.239	11	34.000	-42.000	16.288	56.438	MUY LENTO	
12	295953.15	2169143.466	1958.18846	12	295953.15	2169143.465	1958.172	12	0.000	1.000	16.458	16.488	MUY LENTO	
13	295979.329	2169147.687	1960.56843	13	295979.195	2169147.686	1960.552	13	134.000	1.000	16.428	135.007	MUY LENTO	
14	295983.543	2169134.767	1963.26443	14	295983.543	2169134.766	1963.248	14	0.000	1.000	16.432	16.462	MUY LENTO	
15	295962.534	2169176.129	1964.02846	15	295962.479	2169176.199	1964.012	15	55.000	-70.000	16.462	90.532	MUY LENTO	
16	296085.367	2169187.135	1986.18239	16	296085.304	2169187.211	1986.166	16	63.000	-76.000	16.393	100.069	MUY LENTO	
17	296074.001	2169172.681	1979.36941	17	296074.001	2169172.68	1979.353	17	0.000	1.000	16.406	16.436	MUY LENTO	
18	296123.267	2169169.431	1987.50142	18	296123.267	2169169.43	1987.485	18	0.000	1.000	16.419	16.449	MUY LENTO	
19	296134.944	2169226.346	1991.7234	19	296134.732	2169226.422	1991.707	19	212.000	-76.000	16.397	225.807	MUY LENTO	
20	296106.787	2169242.163	1992.87841	20	296106.708	2169242.228	1992.862	20	79.000	-65.000	16.408	103.611	MUY LENTO	
21	296091.025	2169214.863	1990.93639	21	296090.845	2169214.956	1990.92	21	180.000	-93.000	16.391	203.267	MUY LENTO	
22	295825.598	2169143.408	1936.73357	22	295825.384	2169143.42	1936.717	22	214.000	-12.000	16.565	214.975	MUY LENTO	
23	295830.726	2169181.763	1935.85121	23	295830.552	2169181.848	1935.835	23	174.000	-85.000	16.211	194.329	MUY LENTO	
24	295796.5	2169172	1929.89481	24	295796.317	2169172.192	1929.891	24	183.000	-192.000	3.807	265.269	MUY LENTO	
25	295793.736	2169080.557	1925.426	25	295792.118	2169079.955	1925.19	25	1618.000	602.000	236	1742.419	LENTO	
26	295756.9	2169038.347	1919.69249	26	295756.9	2169038.346	1919.676	26	0.000	1.000	16.487	16.517	MUY LENTO	
27	295729.769	2169049.266	1909.4944	27	295729.769	2169049.265	1909.478	27	0.000	1.000	16.398	16.428	MUY LENTO	
28	295847.995	2169134.906	1939.92513	28	295847.893	2169134.84	1939.909	28	102.000	66.000	16.128	122.557	MUY LENTO	
29	295858.702	2169203.619	1945.32608	29	295858.516	2169203.649	1945.29	29	186.000	-30.000	36.082	191.828	MUY LENTO	
30	295892.78	2169198.227	1951.39022	30	295892.938	2169198.131	1951.374	30	-158.000	96.000	16.218	185.588	MUY LENTO	
31	295901.356	2169249.977	1955.04319	31	295901.26	2169250.044	1955.027	31	96.000	-67.000	16.193	118.183	MUY LENTO	
32	295767.204	2169205.473	1921.25978	32	295767.172	2169205.515	1921.256	32	32.000	-42.000	3.777	52.936	MUY LENTO	
33	295782.432	2169199.236	1924.62273	33	295782.184	2169199.187	1924.619	33	248.000	49.000	3.726	252.822	MUY LENTO	
34	295748.535	2169169.841	1915.81839	34	295748.441	2169169.956	1915.815	34	94.000	-115.000	3.392	148.568	MUY LENTO	
35	295721.596	2169172.242	1907.23778	35	295721.524	2169172.347	1907.234	35	72.000	-105.000	3.783	127.371	MUY LENTO	
36	295698.991	2169149.571	1904.47965	36	295698.803	2169149.809	1904.476	36	188.000	-238.000	3.65	303.317	MUY LENTO	
37	295741.623	2169114.974	1912.14509	37	295741.568	2169115.047	1912.129	37	55.000	-73.000	16.09	92.806	MUY LENTO	
38	295679.488	2169117.3	1898.53466	38	295679.375	2169117.443	1898.531	38	113.000	-143.000	3.663	182.295	MUY LENTO	
39	295658.605	2169090.473	1894.41692	39	295658.605	2169090.472	1894.413	39	0.000	1.000	3.922	4.047	EXTREMADAMENTE LENTO	