



UNIVERSIDAD  
NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
NICARAGUA,  
MANAGUA  
UNAN - MANAGUA

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA  
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIÓN  
INGENIERÍA CIVIL**

**Trabajo Monográfico para optar al título de Ingeniero Civil.**

**Tema: “Evaluación de estabilidad de talud en el Mirador de Catarina para el reordenamiento urbano del mirador”.**

**Autores:**

**Br. Erling Jose Flores Artola.**

**Br. Yaren Antony Oporta.**

**Tutor:**

**MSc. Horacio Alejandro Ulloa López.**

**Managua, Nicaragua 2019**

## DEDICATORIA

Yo, Erling Jose Flores Artola dedico este trabajo monográfico:

**A Dios** nuestro padre creador que ha demostrado su amor y misericordia en cada una de las circunstancias de mi vida a pesar que le he fallado y que me ha brindado la sabiduría en momentos cruciales de mi vida.

También dedico esta investigación a mis padres y familiares: **Martha Lucia Artola, Macaria Artola, Mileydi Artola, Flor de María Flores**, siempre creyeron en mí y me brindaron su apoyo en cada una de las etapas de este proceso para formarme como ingeniero.

De igual forma a distintas **amistades: Sidonia Solís y Pavel Pérez**, en algún momento de la vida me dieron consejos, apoyaron para ser una mejor persona y seguir creciendo con valores éticos y espirituales.

Yo, Yaren Antony Oporta dedico este trabajo monográfico:

**A Dios** porque nada es posible sin la ayuda de él y sin importar cuantas veces fallemos como hijos, hermanos o amigos; Dios siempre nos dará la mano para seguir adelante.

También dedicó esta investigación a **mis padres y Hermanos: Máximo Oporta, Mayra Espinoza, Jader Oporta, Jasayra Oporta y Josmaira Oporta**, porque siempre creyeron en mí, por aconsejarme y darme animo en los momentos más difíciles.

**En especial a mi compañera de vida: Elida María Calero Paz.**

Por tu comprensión y por haber traído a mi mundo la dueña de mi vida (Oporta Calero Y. V.).

## **AGRADECIMIENTOS**

El presente trabajo monográfico es prueba de que las metas parecen imposibles pero se logran con mucho esfuerzo, dedicación y claro está que, con ayuda de Dios, la familia y los verdaderos amigos; por tal razón le agradecemos en especial a:

**Dios** porque sin su gracia y misericordia el simple hecho de respirar no sería posible.

**MSc. Horacio Ulloa** el tutor de esta investigación, por su paciencia, disposición y por todo el tiempo que dedicó.

**Nuestros padres** por estar siempre dispuestos a brindarnos su apoyo incondicional.

**Departamento de Construcción** y a todo su personal docente por transmitirnos los conocimientos durante toda la carrera para poder optar a ser ingenieros.

**Departamento de Becas** por habernos dado los beneficios de ser becado interno todo este tiempo, especialmente a MSc. Gerardo Mendoza y MSc. Vicente Pérez.

**Instituto de Geología y Geofísica IGG-CIGEO/UNAN-Managua**, a su personal por el apoyo, en especial: Ing. Wilmor Arce, Dra. Heyddy Calderón.

**Nuestros docentes y compañeros** de la carrera de ingeniería civil, especialmente: Dr. Freddy Sánchez, MSc. Maycol Rúgama y Giovany Mercado, por haber compartido sus conocimientos e información con buena fe y voluntad.

## CARTA AVAL DEL TUTOR



UNIVERSIDAD  
NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
NICARAGUA,  
MANAGUA  
UNAN - MANAGUA

Facultad de Ciencias e Ingeniería.  
Departamento de Construcción.

### Carta aval del tutor.

Sirva la presente para avalar que los bachilleres:

1. Erling Jose Flores Arvola Carnet: 14041217
2. Yara Antony Oporta Carnet: 14041767

Estudiante (es) de la carrera de: Ingeniería Civil, ha (han) culminado su trabajo monográfico, que lleva por título: Evaluación de estabilidad de talud en el mirador de Catarina para el reordenamiento urbano del mirador., con gran satisfacción, cumpliendo los parámetros, técnicos, académicos y metodológicos. Por tanto el presente trabajo está listo para que sea asignado el tribunal examinador, para su posterior pre-defensa y defensa.

Sin más que mencionar, extendiendo la presente entres tres tantos de un mismo tenor, a los 12 días, del mes de Agosto del año 2019.

Firma.

Nombre del Tutor:  
Tutor del trabajo Monográfico.

## RESUMEN

Según Amudemas (2009) el departamento de Masaya está ubicado en la región del pacífico nicaragüense, ocho de sus nueve municipios están localizados al margen de lo que se conoce como el sistema volcánico de Masaya, el cual está conformado por los volcanes: Masaya, Nindirí, San Pedro y Santiago, siendo este último el único activo. Al igual que toda la franja del pacífico, el departamento de Masaya está expuesto a amenazas naturales como: sismos, huracanes, inundaciones, erupciones volcánicas y en algunas áreas a deslizamientos.

La ciudad de Catarina ubicada en el departamento de Masaya, cuenta con un gran atractivo turístico como es el Mirador de Catarina, por su ubicación en la parte alta de la ladera noroeste que comprende la laguna de Apoyo que es de origen volcánico; el mirador cuenta con una espectacular vista hacia la laguna, lo que es llamativo para los turistas nacionales y extranjeros.

El objetivo de la investigación se enfocó en determinar la estabilidad de taludes naturales en el Mirador de Catarina inducido por cargas estáticas y dinámicas, estos parámetros de análisis se fundamentan en métodos de equilibrio límite y métodos de elementos finitos con el objetivo de conocer y correlacionar los factores de seguridad presentes en las laderas del mirador.

La investigación se desarrolló en base al estudio realizado en el mes de Noviembre del 2018 por el Instituto de Geología y Geofísica IGG-CIGEO; el estudio incluyó el levantamiento topográfico del mirador de Catarina (Planimetría y Altimetría), también consistió en determinar las propiedades del suelo usando métodos sísmicos (Perfiles MASW) y métodos de geotecnia (SPT, pruebas de infiltración y calicatas). De acuerdo a las pruebas de campo elaboradas por el IGG-CIGEO, se desarrolló la primera etapa de la investigación, la que consistió en efectuar pruebas de laboratorio determinando propiedades físico-mecánicas del suelo, usando las normativas de las ASTHO 2002.

La segunda etapa consistió en simular y evaluar las condiciones de estabilidad de los taludes por medio del software GeoStudio 2012, los elementos que considera el programa son la geometría de los taludes, propiedades dinámicas y físico-mecánicas del suelo y la sobrecarga de las estructuras construidas en el mirador, finalmente obtenidos los factores de seguridad

y los desplazamientos del suelo, se elaboró mapas de amenazas de deslizamientos ante esta problemática.

Los resultados obtenidos del análisis estático y dinámico se plasman en los mapas elaborados, estos muestran las zonas de amenazas, donde se observa que los sitios más vulnerables son los restaurantes y el área del tanque de agua potable de ENACAL, con una amenaza media están los locales de artesanías y la zona de amenaza baja son las construcciones ubicadas frente al parqueo.

Las construcciones en las zonas de amenaza alta y media pueden presentar problemas debido a los desplazamientos del terreno y al momento de un sismo pueden colapsar, por ende se sugiere a las autoridades municipales considerar los resultados obtenidos en el sitio y que sirvan de base para otras investigaciones en zonas donde se presenten laderas con las características similares a las del Mirador de Catarina.

## ÍNDICE

|  |    |
|--|----|
| <b>CAPÍTULO I</b> .....  | 1  |
| <b>1.1. INTRODUCCIÓN</b> .....   | 1  |
| <b>1.2. ANTECEDENTES</b> .....   | 3  |
| <b>1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA</b> .....   | 5  |
| <b>1.4. JUSTIFICACIÓN</b> .....  | 6  |
| <b>1.5. OBJETIVOS DE INVESTIGACIÓN</b> .....   | 7  |
| <b>1.6. ALCANCES Y LIMITACIONES</b> .....  | 8  |
| <b>CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO</b> .....   | 9  |
| <b>2.1. Descripción del área de estudio</b> .....                                    | 9  |
| <b>2.1.1. Ubicación del área de estudio</b> .....                                    | 10 |
| <b>2.1.2. Caracterización de la zona de estudio</b> .....                            | 11 |
| <b>2.1.2.1. Topografía y marco geológico estructural de la Laguna de Apoyo</b> ..... | 12 |
| <b>2.1.2.2. Sismicidad de la zona</b> .....  | 13 |
| <b>2.1.2.3. Historial de terremotos en la zona de estudio</b> .....                  | 15 |
| <b>2.2.1. Aspectos generales de la estabilidad de taludes</b> .....                  | 16 |
| <b>2.2.2. Partes de un talud natural</b> .....                                       | 16 |
| <b>2.2.3. Tipos de talud</b> .....   | 18 |
| <b>2.2.4. Estabilidad</b> .....  | 18 |
| <b>2.2.5. Tipo de fallas más comunes en taludes</b> .....                            | 19 |
| <b>2.2.6. Métodos de análisis para la estabilidad de taludes</b> .....               | 22 |
| <b>2.2.6.1. Método de equilibrio de límite</b> .....                                 | 24 |
| <b>2.2.6.2. Método Spencer</b> .....   | 25 |
| <b>2.2.6.3. Método de Morgenstern y Price</b> .....                                  | 25 |
| <b>2.2.6.4. Método de Elementos Finitos, (MEF)</b> .....                             | 25 |
| <b>2.2.6.5. Método directo: Simulación del colapso</b> .....                         | 26 |
| <b>2.2.6.6. Método indirecto: Equilibrio límite mejorado</b> .....                   | 27 |
| <b>2.2.6.7. Método desplazamiento de Newmark</b> .....                               | 30 |
| <b>2.3. Factor de seguridad (FS)</b> .....   | 31 |
| <b>2.4. Superficie de falla</b> .....  | 32 |
| <b>2.4.1. Formas de la superficie de falla</b> .....                                 | 32 |
| <b>2.5. Análisis sísmico</b> .....   | 33 |
| <b>2.5.1. Aceleración pico</b> .....   | 34 |

|   |           |
|---|-----------|
| 2.5.2. Características de ondas sísmicas. ....                                    | 35        |
| 2.5.3. Amplificación de la onda sísmica en el sitio. ....                         | 36        |
| 2.5.4. Análisis computacional para la estabilidad de taludes. ....                | 38        |
| 2.6. Generalidades de los programas a utilizar.....                               | 39        |
| 2.6.1. Factores que se deben de tomar en cuenta para el análisis de SLOPE/W ..... | 39        |
| 2.6.2. QUAKE/W.....   | 40        |
| 2.6.3. Principales aspectos de un análisis dinámico del suelo. ....               | 41        |
| 2.6.4. Condiciones de frontera.....   | 42        |
| 2.7. Propiedades de los materiales. ....  | 42        |
| 2.7.1. Método Lineal equivalente. ....  | 42        |
| 2.7.2. Módulo de cortante y reducción del módulo de corte (G/Gmáx).....           | 42        |
| 2.7.3. Función de Reducción de G.....   | 42        |
| 2.7.4. Amortiguamiento (C).....   | 43        |
| 2.7.5. Esfuerzo de confinamiento. ....  | 44        |
| 2.8. Condiciones iniciales de esfuerzos.....                                      | 45        |
| 2.8.1. Fuerzas dinámicas .....  | 45        |
| 2.8.2. Integración Temporal .....   | 45        |
| 2.9. Elaboración de mapas de amenaza.....   | 46        |
| 2.10. Trabajo de Campo .....  | 48        |
| 2.10.1. Investigación Sísmica. ....   | 48        |
| 2.10.2. Investigación Geotécnica. ....  | 50        |
| 2.10.2.1. SPT (Prueba de penetración estándar). ....                              | 50        |
| 2.10.3. Levantamiento Topográfico. ....   | 53        |
| 2.10.4. Levantamiento de infraestructuras para determinar sobrecarga. ....        | 55        |
| 2.11. Hipótesis.....  | 56        |
| <b>CAPÍTULO III METODOLOGÍA APLICADA.....</b>                                     | <b>57</b> |
| 3.1.1. Tipo de estudio.....   | 57        |
| 3.1.2. Área de estudio: .....   | 57        |
| 3.1.3. Universo y muestra.....  | 57        |
| 3.2. Métodos, técnicas e instrumentos de recolección de datos. ....               | 58        |
| 3.2.1. Trabajo de campo.....  | 58        |
| 3.2.2. Mediciones sísmicas.....   | 59        |
| 3.2.2.1. Registros MASW (Análisis Multicanal de Ondas Superficiales). ....        | 59        |

|  |     |
|--|-----|
| 3.2.3. Estudio geológico-geotécnico en el Mirador de Catarina. ....  | 61  |
| 3.2.3.1. Pruebas In situ. ....   | 61  |
| 3.2.3.2 Ensayo de SPT y Muestreo de suelos. ....   | 61  |
| 3.2.3.3. Pruebas de infiltración. ....   | 63  |
| 3.3.1. Procesamiento y definición de datos. ....   | 65  |
| 3.3.2. Análisis en laboratorio. ....   | 65  |
| 3.3.2.1. Compacidad relativa ....  | 66  |
| 3.3.2.2. Angulo de fricción interno ....   | 67  |
| 3.2.3. Definición de la Topografía del Mirador de Catarina. ....   | 67  |
| 3.2.4. Trazo de perfiles para taludes en el mirador de Catarina. ....  | 70  |
| 3.3. Modelamiento de taludes en condiciones estáticas y dinámicas, GeoStudio 2012. ....                      | 76  |
| 3.3.1. Análisis estático, método equilibrio límite. ....   | 76  |
| 3.3.2. Análisis dinámico, método de elementos finitos. ....  | 77  |
| 3.3.3. Esfuerzos dinámicos influidos por un registro sísmico, ( <i>Método Lineal equivalente</i> ).<br>..... | 78  |
| 3.3.3.1. Análisis Dinámico-método lineal equivalente. ....   | 79  |
| 3.3.4. Análisis de deformaciones de Newmark. ....  | 80  |
| <b>CAPÍTULO IV ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS</b> .....  | 82  |
| 4.1. Análisis y discusión de resultados. ....  | 82  |
| 4.2. Caracterización geotécnica. ....  | 82  |
| 4.2.1 Descripciones de sondeos SPT. ....   | 82  |
| 4.2.2. Correlación de estratos del Mirador de Catarina. ....   | 86  |
| 4.2.3. Caracterización de las propiedades físico-mecánicas del suelo. ....                                   | 90  |
| 4.2.4. Pruebas de infiltración Mirador de Catarina ....  | 91  |
| 4.2.5. Correlación de velocidad de onda de corte, método (Masw) vs SPT. ....                                 | 94  |
| 4.3. Trazo de perfiles transversales para el análisis de estabilidad de talud. ....                          | 97  |
| 4.4. Modelamiento de taludes en condiciones estáticas y dinámicas. ....                                      | 104 |
| 4.4.2.1. Análisis estático inicial ....  | 109 |
| 4.4.2.2. Comportamiento dinámico en QUAKE/W 2012: ....   | 110 |
| 4.4.3. Fs. obtenido con SLOPE/W 2012 (Método de Newmark) ....  | 116 |
| 4.4.3.1. Factores de seguridad durante el sismo ....   | 116 |
| <b>CAPÍTULO V</b> .....  | 133 |
| 5.1. CONCLUSIONES .....  | 133 |

|                                  |            |
|----------------------------------|------------|
| <b>5.2. RECOMENDACIONES.....</b> | <b>136</b> |
| <b>5.3. BIBLIOGRAFÍA.....</b>    | <b>138</b> |
| <b>5.4. ANEXOS.....</b>          | <b>142</b> |

## CAPÍTULO I

### 1.1. INTRODUCCIÓN.

La geotecnia es una rama de la ingeniería civil que estudia las propiedades del suelo aplicando métodos de campo, los que consisten en extraer muestras in situ, para luego caracterizar por medio de pruebas de laboratorio las propiedades mecánica-físicas de una zona de interés. Estos estudios técnicos son importantes para la ejecución de proyectos de ingeniería, tales como edificios o carreteras, ya que permiten obtener parámetros de construcción que garanticen la seguridad de la obra, dependiendo de la topografía que presente un sitio, se encontraran diferentes elevaciones en el terreno, afectando de manera directa la estabilidad del suelo, por mencionar los taludes o laderas naturales.

La estabilidad de taludes es un área de la geotecnia y la geología que estudia la inestabilidad de laderas aplicando métodos físicos-matemáticos basados en las propiedades mecánicas del suelo, los taludes pueden estar formados de roca, tierras o materiales depositados, de igual forma los taludes pueden ser de origen artificial (terracerías, presas), los cuales se modifican por el hombre. La posibilidad de que un talud colapse va depender de elementos como: la topografía, geología de la zona, sismicidad del lugar, propiedades mecánicas del suelo y de factores antropogénicos como la vegetación del sitio, las actividades del hombre y de las condiciones climatológicas, (ARMAS ZAGOYA, 2004).

El Mirador de Catarina está ubicado en el municipio de Catarina departamento de Masaya, es un lugar emblemático para el turismo por encontrarse en una de las laderas más altas que rodean la laguna de Apoyo, lo cual permite a sus visitantes obtener una espectacular vista. De manera que la afluencia de visitantes tanto nacionales como extranjeros han llamado la atención de vendedores y diversidad de negocios; sin embargo, en este sitio de recreación familiar, existen riesgos geológicos que muchas personas desconocen.

Tomando como referencia el estudio geológico, sísmico y geotécnico en el Mirador de Catarina, realizado en el convenio de colaboración entre la Alcaldía de Catarina y UNAN Managua/IGG-CIGEO (2018), en donde se recomienda la evaluación de estabilidad, es por ello que nos dimos la tarea de ejecutar una evaluación de estabilidad de talud tomando como principio fundamental la seguridad de las personas.

El propósito del estudio realizado por IGG-CIGEO 2018, fue determinar las características físico-mecánicas del subsuelo, en el cual se emplazará la estructura proyectada (Restaurante el Ranchón). Para lograr este fin, se realizaron pruebas geotécnicas de campo y laboratorio, así como también pruebas sísmicas y levantamiento topográfico que se complementan y contribuyen a obtener resultados que permiten una triangulación de datos que provee altos niveles de confiabilidad.

El objetivo principal de la presente investigación fue la evaluación de estabilidad de talud donde se obtuvieron los factores de seguridad que presentan los taludes del Mirador de Catarina y los posibles desplazamientos del suelo ante un evento sísmico, dando como resultado las zonas de amenaza alta, media y baja susceptibilidad ante desplazamientos, las áreas de mayor peligro se plasmaron en mapas de amenaza de inestabilidad de ladera, estos se basan en los resultados obtenidos del análisis estático y dinámico con el programa de computo GeoStudio 2012.

Cabe resaltar que los tipos de suelos encontrados en la zona de estudio son de origen volcánico, según la clasificación SUCS estos son SM y ML, derivado de la poca resistencia que ofrecen ante esfuerzos externos (sismos, sobrecarga, presión de poros y consistencia) presentan características pocas favorables para construcciones seguras. También otro factor determinante es la topografía existente de la zona, por la ubicación en la parte noroeste de las laderas de la laguna de Apoyo el mirador está sobre un acantilado de más de 500 m de altura que va en dirección hacia la parte interna de la caldera volcánica.

Por ende, lo elementos antes mencionados indican que los taludes ubicados en áreas con características similares a las del Mirador de Catarina presentan factores de seguridad con rangos menores a 1.5, significando esto una amenaza real para los pobladores y visitantes del lugar. La importancia de esta evaluación de talud es que permite a la alcaldía de Catarina crear un plan maestro de gestión de riesgo ante amenazas de deslizamientos de laderas, de igual forma permite crear un plan de reordenamiento de los edificios ubicados en el Mirador de Catarina, esto con el fin de garantizar la seguridad de los pobladores que laboran en este sitio y para los visitantes.

## **1.2.ANTECEDENTES.**

Los deslizamientos de laderas son uno de los procesos geológicos más destructivos que afectan a los humanos, causando miles de muertes y daños en sus propiedades, sin embargo, más del 90% de estos desastres se pueden prevenir o mitigar si se evalúan con anticipación. A continuación, se citan algunos trabajos realizados anteriormente con relación al tema en cuestión.

Castillo (2010) efectuó un análisis del efecto de la cohesión aparente en el cálculo de estabilidad de taludes en la ciudad Rodrigo Facio, Costa Rica; empleando el método de variación de los grados de saturación en los tipos de suelo; en donde se destacó que no es necesario que un suelo se sature completamente para que ocurra la falla de un talud, además se comprobó que un talud determinado al que se le aumenta su altura y se mantiene la pendiente, el factor de seguridad tendera a disminuirse proporcionalmente a ese aumento.

Fariñas & Guido (2014) realizaron un estudio con el objetivo de evaluar la estabilidad de talud inducida por cargas estáticas y dinámicas en la loma Chico Pelón, Managua-Nicaragua, utilizando el método de Spencer 1967, el método de Morgenstem y Price 1965, donde los hallazgos más relevantes fueron: Primero que el efecto de sobre-carga inducido por las edificaciones de la zona es prácticamente despreciable en este análisis, comparado con el peso propio del suelo que en este caso es el que influye más en el análisis y que de acuerdo a los estudios se obtuvo un desplazamiento horizontal máximo de 11.5 cm, esto ocurre para toda la estructura del talud, por lo que es muy importante tomarlo en cuenta para las construcciones en general, ya que estas son poco flexibles y no podrían absorber este movimiento.

Otra fuente consultada fue la de Carcache & Luna (2017), ellos realizaron una evaluación de inestabilidad de ladera en la cuesta el Plomo, Managua-Nicaragua, empleando métodos geológicos-geotécnicos, donde los hallazgos más relevantes fueron: La tipología de movimiento en el área de estudio corresponden a desprendimientos o caída de bloques y flujos de detritos, teniendo en cuenta que el talud dio un factor de seguridad inestable de 0.578, el valor aceptable para talud estable corresponde a mayor de 1.5.

Por último, Dinarte & Vázquez (2017) evaluaron la estabilidad de talud bajo influencia de cargas estáticas y dinámicas en tres puntos susceptibles en la comarca Jocote Dulce, la cual se encuentra ubicada en el municipio de Managua, se tomaron como base esencial los parámetros físico-mecánicos del suelo de la zona de estudio mediante pruebas de campo y laboratorio, basadas en la norma ASTM (American Sección of the International Association for Testing Materials) versión 2007. Esto con el objetivo de garantizar la seguridad de los habitantes de la zona y crear medidas de mitigación ante eventos sísmicos que pueden ocasionar inestabilidad en los taludes.

### **1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.**

Entre los aspectos que caracterizan a los países centroamericanos es que sobre ellos se traza la ruta del llamado cinturón de fuego del pacífico; en lo que respecta a Nicaragua se identifica por ser un país altamente sísmico debido a las formaciones volcánicas y por su cercanía a la zona de subducción entre la Placa Coco y Caribe, lo que origina una topografía accidentada en ciertas ciudades del Pacífico, además este mismo aspecto topográfico en conjunto con las precipitaciones extremas tiende a producir derrumbes en zonas pobladas, provocando pérdidas materiales y humanas, (INETER, 2005).

Con relación a Masaya, es un departamento que cuenta con varias formaciones volcánicas entre ellas la laguna de Apoyo y Cráter Santiago, este último en estado activo, en estas formaciones se destacan diversas problemáticas enfocadas a la inseguridad poblacional y el mal ordenamiento territorial.

El principal problema que se presenta en el Mirador de Catarina es su vulnerabilidad ante derrumbes o deslaves, ya que se encuentra ubicado en la parte superior de la ladera noroeste de la laguna de Apoyo, a esto se le añade la topografía existente de la zona con alturas mayores a 500 metros sobre el nivel medio del mar (m.s.n.m). También la existencia de edificaciones que producen esfuerzos sobre la corona del talud, el despale de los alrededores de la laguna, y la alta sismicidad de la zona, contribuyen a un alto grado de vulnerabilidad.

Por último, la geología del sitio es un elemento principal que genera inseguridad a los pobladores, al contener suelos de origen volcánico se presentan zonas de amenazas altas donde los movimientos en masas tienen más probabilidad de ocurrir por la poca resistencia que ofrecen los suelos.

Todos los factores antes mencionados pueden originar diferentes tipos de fallas en un talud (falla por desprendimiento, falla por vuelco o volteo, falla por deslizamiento, fallas por derivas o expansiones laterales, fallas por coladas o flujos, fallas superficiales), lo que puede derivar mermas de vida humana ante una catástrofe de derrumbe de laderas.

#### **1.4.JUSTIFICACIÓN.**

Es importante realizar una evaluación de inestabilidad de laderas usando métodos físicos-matemáticos, estos permiten conocer los factores de seguridad que presenta una ladera, ya sea de origen natural o artificial. El enfoque de la investigación está dirigido al área de gestión de riesgos ante eventos de la naturaleza, a través de la investigación se obtuvo mapas de zonificación de amenaza de deslizamiento, es por ello la importancia de realizar el estudio de inestabilidad de taludes en el Mirador de Catarina.

La ejecución de obras civiles en lugares de alta vulnerabilidad sísmica y de condiciones topográficas con grandes desniveles, son zonas en las que construir sin antes hacer estudios geológicos, geotécnicos y sismológicos representan un riesgo directo que puede afectar las condiciones de la infraestructura y la seguridad de las personas que hagan uso de ellas. Debido al alto grado de vulnerabilidad e inestabilidad que puede presentar el suelo, se pueden dar diferentes afectaciones en la superficie y en las estructuras, por ejemplo: inestabilidad de talud, fisuras en los edificios, agrietamiento y colapso de edificaciones, (Navarro, 2008).

Cabe resaltar que los resultados del estudio indican una guía para crear soluciones al problema de inestabilidad que presentan los taludes, ya que serán expuestos a las instancias correspondientes, a fin de que estas tomen las decisiones pertinentes, beneficiando tanto a la población del lugar como a los visitantes, además contribuyendo al desarrollo económico y social del lugar, de igual forma crear medidas de mitigación ante cualquier evento de peligro ocasionado por las acciones de la naturaleza.

Finalmente el estudio contribuirá a la creación de un plan maestro y de reordenamiento territorial en el Mirador de Catarina, al plan de desarrollo urbano y la actualización de gestión ambiental en la Laguna de Apoyo. De igual forma la investigación servirá como base para realizar análisis más amplios de estabilidad de talud donde se tomen en cuenta parámetros más característicos del sitio, en lugares vulnerables del País.

## **1.5. OBJETIVOS DE INVESTIGACIÓN.**

### **Objetivo general**

- Evaluar la estabilidad de talud inducidos por cargas estáticas y dinámicas en el costado oeste del Mirador de Catarina, para el reordenamiento urbano del mirador.

### **Objetivos específicos**

- Definir las características físico-mecánicas del suelo que presenta el Mirador de Catarina.
- Crear modelos topográficos para la elaboración de perfiles transversales del área en estudio.
- Analizar la estabilidad del terreno mediante el uso del software geotécnico “GeoStudio 2012”, en condiciones estática y dinámicas.
- Crear mapas de amenaza de acuerdo a los factores de seguridad obtenidos en el análisis realizado en “GeoStudio 2012”.

## **1.6.ALCANCES Y LIMITACIONES.**

Debido al tiempo limitado del cronograma de elaboración de tesis, a las condiciones económicas y sociales del país, la evaluación de estabilidad de laderas en el Mirador de Catarina plantean las siguientes limitaciones:

- ✓ Solo tres perforaciones de SPT (Estándar Penetration Test) fueron realizadas, en un área limitada, contando con solo 10 metros de perforación.
- ✓ El análisis de estabilidad de laderas se efectuó únicamente en GeoStudio 2012, lo que no permite comparar resultados con otro software de geotecnia.
- ✓ Se elaboraron recomendaciones ante las condiciones determinadas de estabilidad, pero no se diseñó estructuras que estabilicen las zonas vulnerables del mirador.
- ✓ Para el análisis dinámico hecho con GeoStudio 2012 solo se utilizó el registro del acelerograma del terremoto de Managua de 1972, usando únicamente la componente horizontal.

### **Alcances**

- ✓ Nuestro principal alcance fue dibujar mapas de amenaza de inestabilidad de laderas donde se plasman las zonas de amenaza alta y media del mirador de Catarina.
- ✓ A través de esta investigación se aporta información valiosa al plan de gestión de riesgo de la alcaldía de Catarina-Masaya.
- ✓ La investigación desarrollada en este documento sirve como referencia para otros estudios de análisis de estabilidad de laderas en zonas vulnerables del país.

## CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

### 2.1. Descripción del área de estudio.

El departamento de Masaya está ubicado en la región del pacífico de Nicaragua, entre el lago Xolotlán y el Cocibolca, con una ubicación geográfica entre Managua y Granada, el departamento es uno de los menos extensos del país y con mayor demografía poblacional, su posición geográfica es la siguiente: latitud Norte 86° y 10' y longitud Este 12° y 00'. Está limitado al Norte y al Oeste por el Departamento de Managua; al Este con Granada y al Sur con Carazo, (Manfug, 2016).

El Departamento tiene una superficie total de 142.6 Km<sup>2</sup>, su densidad poblacional es de 991 hab/Km<sup>2</sup>, cuenta con una población urbana de 173 874, habitantes. Está dividido políticamente en 9 municipios con una altura media total de 500 (msnm), La temperatura del departamento oscila entre 24° hasta los 28° centígrados, (INIDE, 2015).

La Figura 2.1 muestra la ubicación de Masaya en el mapa de Nicaragua, también se presentan los lugares turísticos con que cuenta el departamento y la distribución de sus 9 municipios.

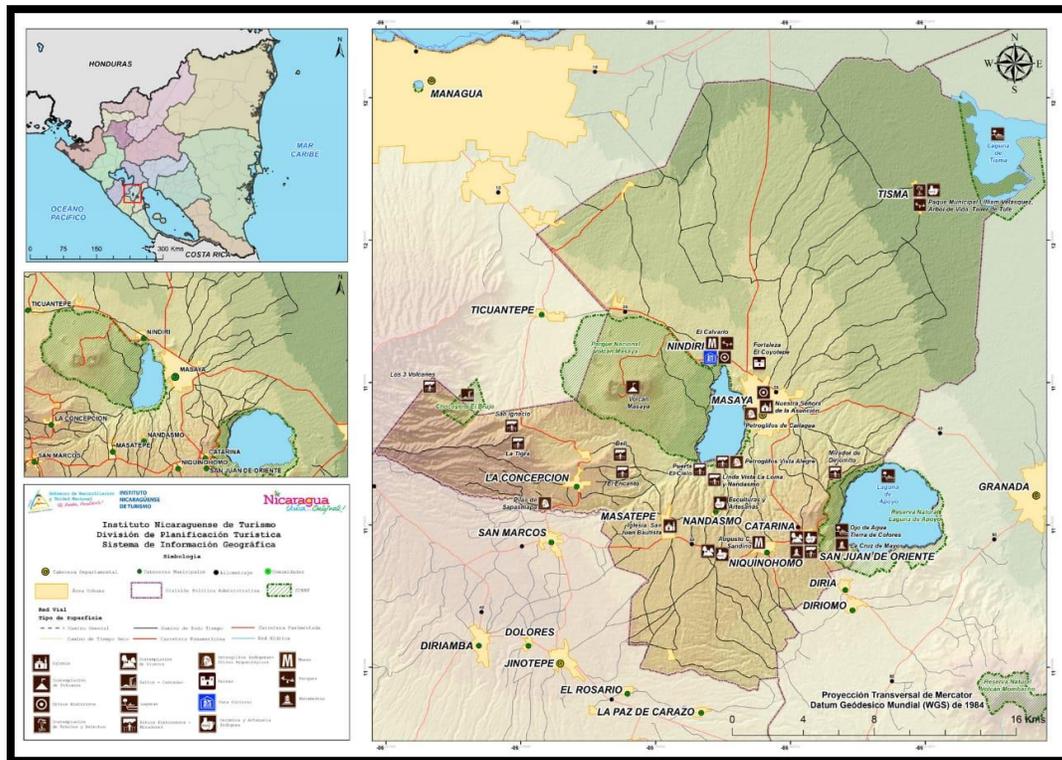


Figura 2.1. Mapa de Sistema de información geográfica de Masaya, (INTUR, 2016).

### 2.1.1. Ubicación del área de estudio.

Catarina es uno de los nueve municipios del departamento de Masaya, Nicaragua. Está ubicado a 40 kilómetros de Managua entre la carretera Masaya-Granada, pertenece al corredor turístico de Los Pueblos Blancos, se encuentra entre los  $11^{\circ}54'N$  y  $86^{\circ}40'O$ . Limita al Norte con el municipio de Masaya, al Sur con el municipio de San Juan de Oriente, al Este con la ciudad de Granada y al Oeste con los municipios de Niquinohomo y Nandasmo. Su extensión territorial es de 11.49 kilómetros cuadrados, (Manfug, 2016).

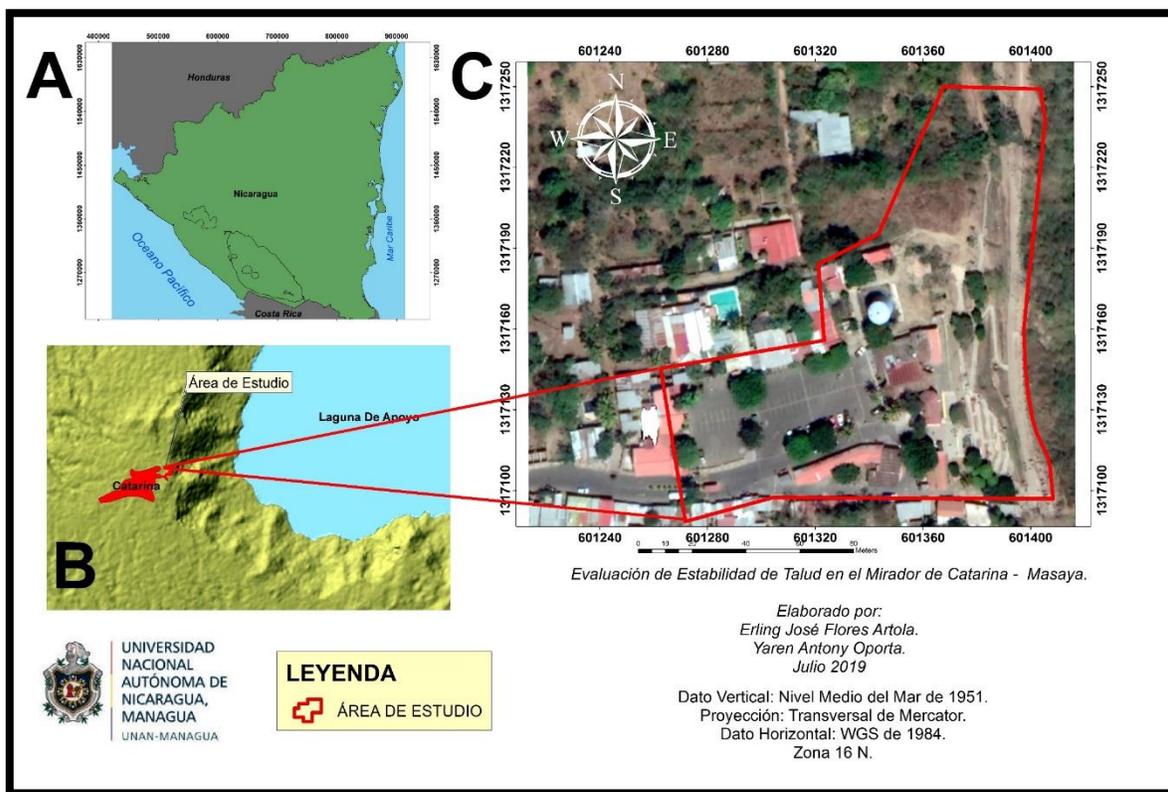


Figura 2.2 Mapa de ubicación. A) Ubicación Regional de Nicaragua; B) Ubicación del municipio de Catarina; C) Polígono del área de estudio.

### **2.1.2. Caracterización de la zona de estudio.**

A lo interno de la Caldera de Apoyo se ha formado una laguna con 73 (m.s.n.m), la cual recibe el nombre de Laguna de Apoyo. Esta formación es una estructura volcánica de forma casi circular de unos 6-7 km de diámetro, sus laderas se elevan con alturas respecto al nivel del mar entre 100 m y 523 m de altura, (INETER, 2003).

La Caldera de Apoyo se ubica dentro de la cordillera volcánica de Nicaragua, al SE de la ciudad de Managua, entre el volcán Masaya y el volcán Mombacho y representa el edificio volcánico más pequeño de esta zona, esta se formó de la destrucción (ocurrió alrededor de unos 23,000 años atrás) de un estratovolcán denominado Pre-Apoyo, cuyos relictos se localizan en el sector sureste de la caldera, (Sussman, 1985). Estos relictos están constituidos por flujos lávicos localmente alterados y piroclastos ácidos e intermedios los que contribuyen a la inestabilidad del sitio. En el borde occidental y meridional se hallan domos dacíticos recubiertos por potentes acumulaciones de pómez silíceo, que se originaron de las erupciones explosivas del volcán Pre-Apoyo y que recubren gran parte de los territorios aledaños a la laguna.

Según INE (2005) La caldera de Apoyo se localiza en una zona donde se cruza la línea de la cadena volcánica principal con la línea de la caldera Carazo, a la cual se asocia un sistema de fallas NO-SE, en el borde suroccidental del antiguo cono volcánico. A éste se suma un sistema de fallas de orientación NE-SO, que cruzan el margen norte y fallas NE-SO que cruzan el margen meridional. En toda la zona, se producen continuos disturbios tectónicos, responsables de los sismos y frecuentes enjambres sísmicos registrados en la zona.

### **2.1.2.1. Topografía y marco geológico estructural de la Laguna de Apoyo.**

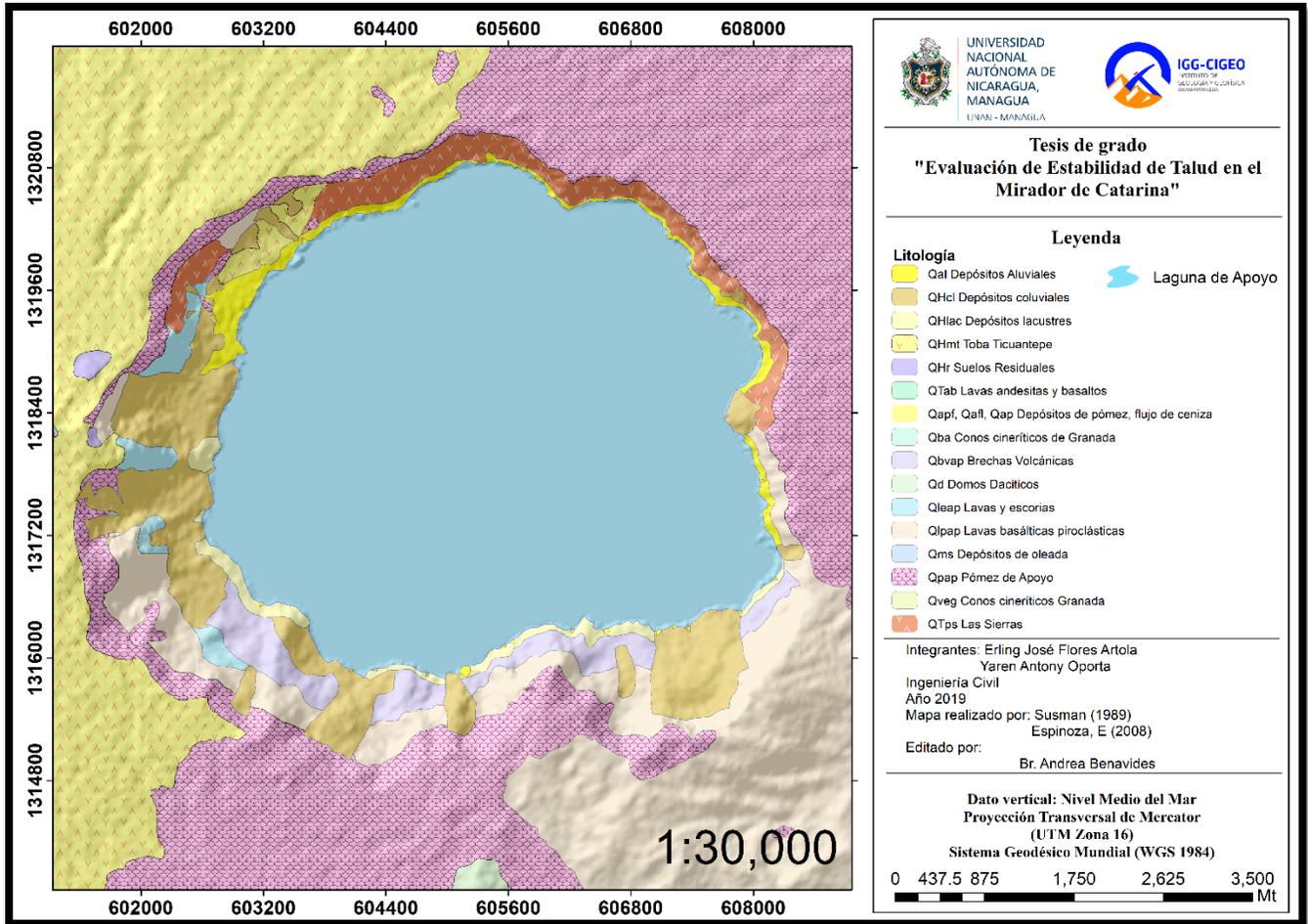
Dos áreas se destacan en este poblado: La laguna de Apoyo y sus laderas, el Cerro Pacaya con sus alrededores, compuesto por un sistema de cañadas que drenan hacia la Laguna de Masaya y el arroyo de Nandaime. La altura promedio es de unos 500 (m.s.n.m), su punto más alto es el Cerro Pacaya con unos 623 (m.s.n.m) descendiendo poco a poco hasta su límite con el municipio de Niquinohomo, (INETER, 2003).

Las características topográficas que se identifican en las laderas de la laguna de Apoyo cuentan con elevaciones mayores a los 500 metros de altura con respecto al nivel del mar, de igual manera las pendientes que se forman son mayores al 45%, ante eventos naturales como: terremotos, precipitaciones y la acción de la gravedad se originan derrumbes y deslizamientos de materiales y rocas hacia la parte interna de la laguna, (INETER 2003).

En el estudio geológico realizado por el Servicio Geológico Checo en 1997/98 en colaboración con el INETER (Hradecký et. al., 1998) se establece lo siguiente en relación al marco geológico-estructural de la Caldera de Apoyo:

Las laderas del borde interno de la caldera son muy empinadas y están formadas por bloques tectónicos- gravitatorios, encima de los cuales, en correspondencia de zonas alteradas, se producen continuos deslizamientos, flujos de detritos, lodo, y derrumbes. Las partes bajas de las laderas, a la orilla de la laguna, está formada por depósitos coluviales, constituidos en su mayoría por grandes bloques rocosos. En correspondencia a las desembocaduras de los torrentes con la laguna, se observan numerosos abanicos fluviales en forma de delta, a través de los cuales se pudo constatar que el nivel de la laguna ha descendido.

Las laderas del borde externo presentan pendientes moderadamente inclinadas, en donde predominan los depósitos pumíticos, recubiertos por las tobas de Ticuantepe (relacionadas al volcán Masaya). Estas laderas se caracterizan por la presencia de valles profundos, derivados de la fuerte erosión que actúa en ellas y en algunos casos se observan cortes erosivos en forma de cañón. Muchos de estos valles son controlados tectónicamente por fallas geológicas, (*Figura 2.3*).



**Figura 2.3. Mapa Geológico de la laguna de Apoyo – Masaya, Fuente (Susman, 1989).**

### **2.1.2.2. Sismicidad de la zona**

Según el informe técnico del INETER (2002): El origen de los de terremotos en Nicaragua es causado por la ubicación del país en el margen pacífico de la placa tectónica del Caribe (Figura 2.4). El movimiento relativo de la placa Coco es convergente con la placa Caribe estas chocan a poco más de 100 kilómetros frente a las costas nicaragüenses formando lo que se conoce como la fosa mesoamericana.

La convergencia de las placas genera una tasa de desplazamiento de 8 centímetros por año, esto indica que la placa Coco se sumerge bajo la placa Caribe, debido a este proceso dinámico se acumulan grandes presiones en la zona de contacto liberando energías en forma de onda las que provocan movimientos telúricos en la parte del pacífico de Nicaragua.

La formación de Nicaragua se da por el choque de la placa Coco y Caribe, producto de esta convergencia se formaron volcanes en el océano pacífico los que causaron que los mantos de rocas se elevaran y sobresalieran del mar, debido a este evento de la naturaleza los suelos de Nicaragua en su mayoría son de origen Volcánico, esto implica que la características geológicas y sísmicas del pacífico de Nicaragua representan una amenaza alta provocando terremotos de grandes magnitudes. Las condiciones tectónicas de los alrededores de Managua desde el punto de vista urbanístico, son inoportunas ante todo sobre la zona activa en el margen de la depresión de Nicaragua y sobre la estructura pull-apart de Managua que divide este margen, (INETER, 2002).

En el pacífico de Nicaragua se encuentra la cadena volcánica la que se extiende desde el Golfo de Fonseca hasta la isla de Ometepe, ubicada en el interior del lago Cocibolca; entre el complejo volcánico de Masaya y el volcán Mombacho se ubica la Laguna de Apoyo, debido a su geomorfología esta área es vulnerable ante derrumbes y es una zona de alta amenaza sísmica.

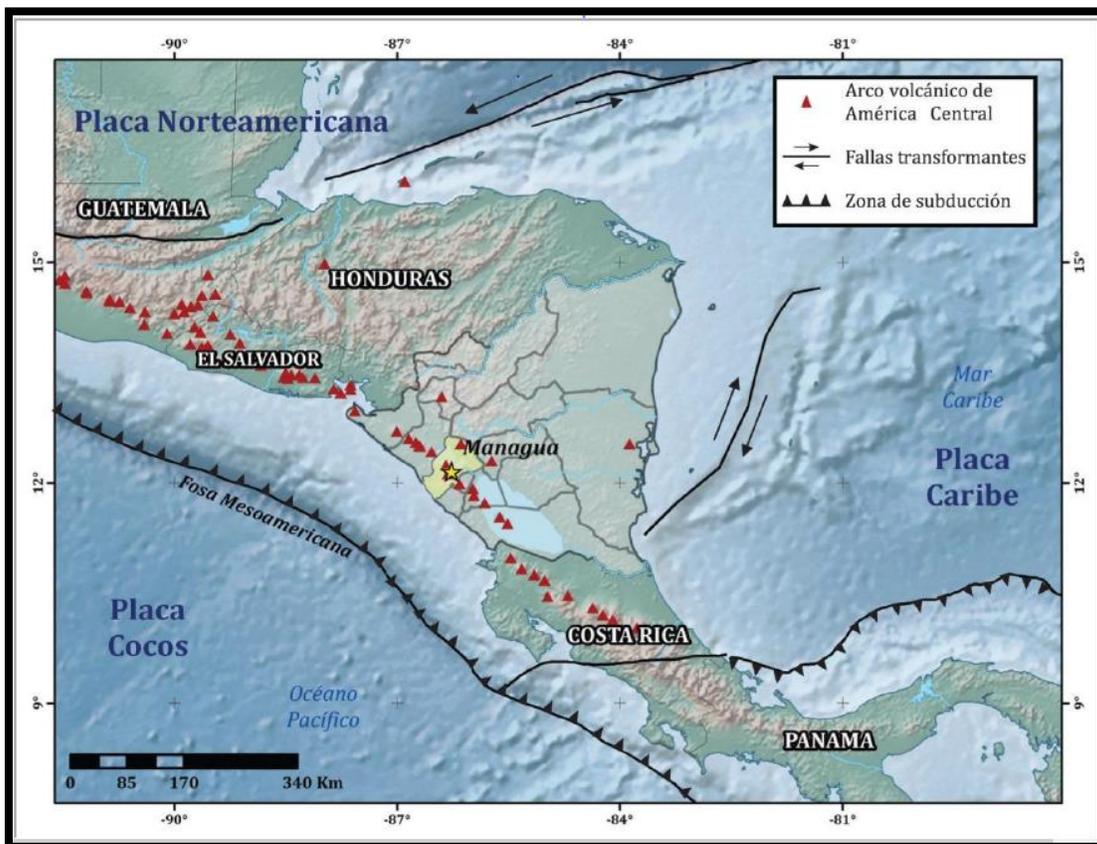


Figura 2.4. Mapa tectónico de Nicaragua y Centroamérica (INETER, 2002)

### 2.1.2.3. Historial de terremotos en la zona de estudio.

Por el alto grado de sismicidad del pacífico de Nicaragua y de las fallas morfológicas que contienen las laderas de la laguna de Apoyo se originan frecuentes terremotos, afectando de manera directa a los pobladores que habitan en la parte interna de la laguna y en las partes altas de sus laderas.

Según el informe geológico del INETER (2002); el día jueves 6 de Julio del 2000 a la 1:30 pm, se produjo un fuerte sismo de magnitud 5.4 en la escala de Richter localizado al noroeste de la laguna de Apoyo, y el día viernes 7 de Julio se produjo un segundo movimiento telúrico de magnitud 5.2 (en la misma escala) localizado al noreste de la ciudad de Masaya, en la zona de la laguna de Apoyo, el sismo tuvo su efecto superficial epicentral en el poblado conocido como La Ermita, ubicado en el borde externo noroeste de la Caldera de Apoyo, y en el caso de Nindirí y Masaya su efecto fue en la zona conocida como La Ceibita, afectando fuertemente la ciudad de Masaya.

A lo interno de la laguna de Apoyo se registraron derrumbes de bloques y de material suelto producto del agrietamiento de las laderas, esto puso en peligro la existencia de las personas que habitan en las laderas de la laguna y en su parte interna.

Los datos de registros sísmicos se captaron por la red sísmica del Centro de Sismología del INETER, teniendo los siguientes parámetros:

**Tabla 2.1. Parámetros sismológicos del terremoto de Masaya, Año 2000. INETER**

| <b>Parámetros sismológicos del terremoto de Masaya, Año 2000.</b> |                                     |                       |                                |                    |  |
|---|-------------------------------------|-----------------------|--------------------------------|--------------------|--|
| <b>Secuencia de los sismos principales</b>                        | <b>Magnitud del sismo (Richter)</b> | <b>Hora del sismo</b> | <b>Coordenadas geográficas</b> | <b>Profundidad</b> | <b>Zona epicentral</b>                   |
| <b>Primer Sismo: 6 Julio</b>                                      | 5.4                                 | 1:30 pm               | 11.95 N<br>86.05 O             | < 1 km             | Borde Nor-Oeste de la Laguna de Apoyo    |
| <b>Segundo Sismo: 7 Julio</b>                                     | 5.2                                 | 6:19 pm               | 11.99 N<br>86.09 O             | < 1 km             | Cerca de Nindirí<br>Ticuntepe,<br>Masaya |

### **2.2.1. Aspectos generales de la estabilidad de taludes.**

**Definición de talud:** Es cualquier superficie que tiene una inclinación respecto a la horizontal que adopta la tierra, en consecuencia esta se forma de manera natural o por la intervención del hombre por ejemplo en una obra de ingeniería, se dividen en: taludes naturales (laderas) o artificiales (Cortes y terraplenes), (Tapia Alfaro, 2009).

Las laderas naturales al presentar diferencias de nivel en su topografía son lugares vulnerables propensos a movimientos del suelo. Por ser estructuras complejas estas incluyen un análisis completo donde se estudian las propiedades mecánicas del suelo, así como también las características geológicas, permitiendo crear una formulación de los criterios de estabilidad del talud, (De Matteis, 2003).

Existen dos tipos de taludes; uno se caracteriza por ser una ladera natural, las que surgieron por los procesos de la formación de la tierra, se caracteriza por los tipos de materiales que lo conforman, historia geológica, condiciones climáticas a lo largo de la historia y de la influencia del hombre que ejerce en la actualidad o haya ejercido en el pasado , en cambio el talud artificial es construido por el hombre y sus propiedades mecánicas están asociados con los tipos de materiales, a la historia de esfuerzos que serán sometidos y a la influencia de las condiciones climáticas del lugar donde se construya, esto a la vez influye directamente en sus condiciones de estabilidad, (Suárez Díaz, 2011).

### **2.2.2. Partes de un talud natural**

La geometría de los taludes tiene variaciones en sus tamaños en base a la topografía, los taludes naturales por lo general se forman en lugares que contengan diferencias de pendientes en la altimetría del terreno. Dependiendo de la zona en que se encuentren y a partir de la morfología se pueden identificar las partes que lo conforman, las que son típicas y no cambian, a menos que se presentes derrumbes o deslizamientos en la masa de suelo. En la Figura 2.5 se plasman las partes de una ladera.

Según Tapia Alfaro (2009): Las partes que conforman una ladera natural son:

**Escarpe principal:** Es la superficie muy inclinada a lo largo del área en movimiento, la que es causada por el desplazamiento del material, este movimiento continuo forma la superficie de falla del talud.

**Escarpe secundario:** Es la superficie inclinada que se divide del escarpe principal, la masa presenta movimientos diferenciales dentro de la masa que se desplaza.

**Cabeza:** Es la parte superior del talud donde se divide el material perturbado y el escarpe principal.

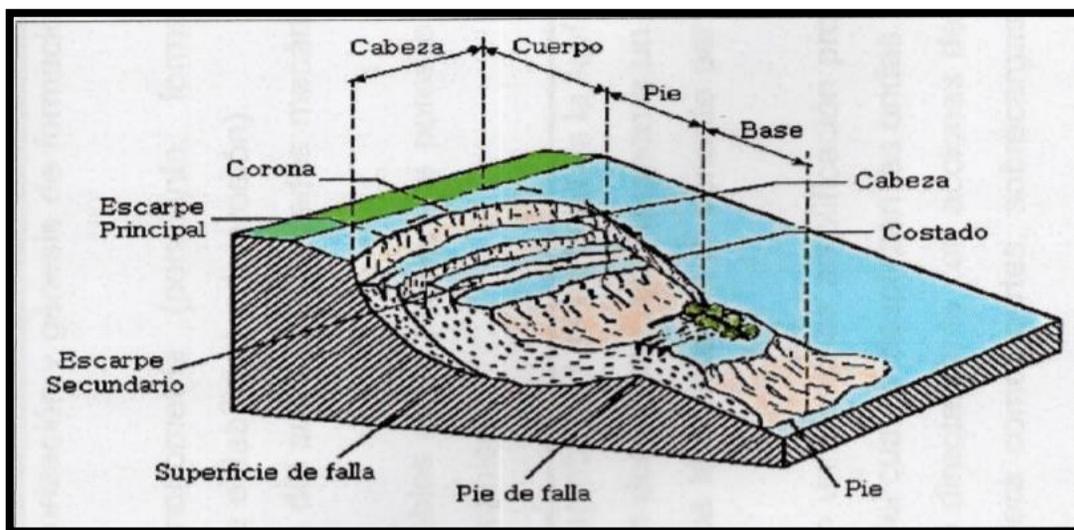
**Corona:** Es el material que no se ha alterado por los desplazamientos, adyacente, se ubica en la parte más alta del escarpe principal.

**Pies de la superficie de falla:** Es la línea divisoria que se encuentra en la masa interna del talud, está limitada en la parte inferior de la superficie de rotura y la superficie natural.

**Superficie de falla:** Corresponde al área debajo del movimiento que limita el volumen del material desplazado con el volumen de superficie del talud que no se moverá.

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

**Costado:** Es el perfil lateral que limita con la masa en movimiento.



*Figura 2.5. Partes de una ladera natural, (Tapia Alfaro, 2009).*

### 2.2.3. Tipos de talud

Según De Matteis (2003), Los tipos de talud existentes se dividen en; laderas, la que se produce de manera natural sin la intervención humana, sin embargo estos pueden ser modificados para cambiar la pendiente por medio de cortes y excavaciones, en cambio los taludes artificiales; son los creados por el hombre que según la génesis de formación, se realiza un corte o relleno (Terracerías, Presas) esto con el objetivo de modificar la geometría del talud para estabilizar la masa del suelo y prevenir deslizamientos.

En la Figura 2.6 se observan las partes de un talud artificial y la de una ladera natural.

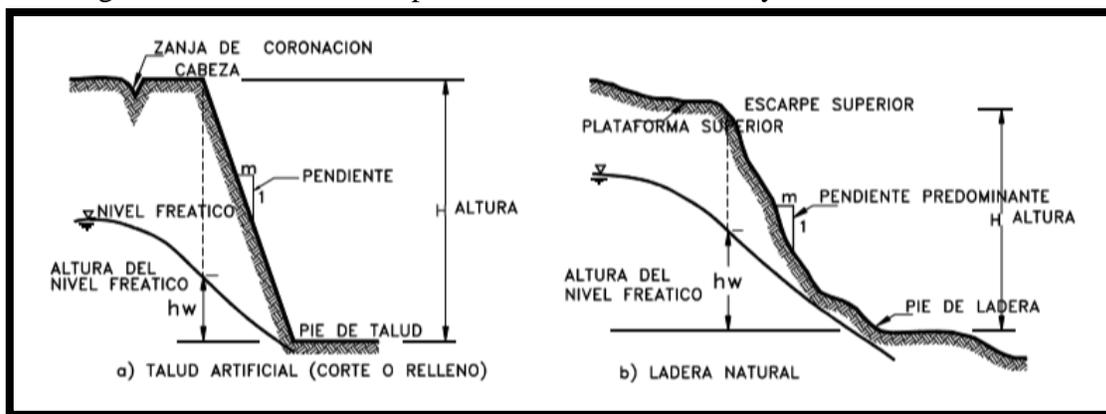
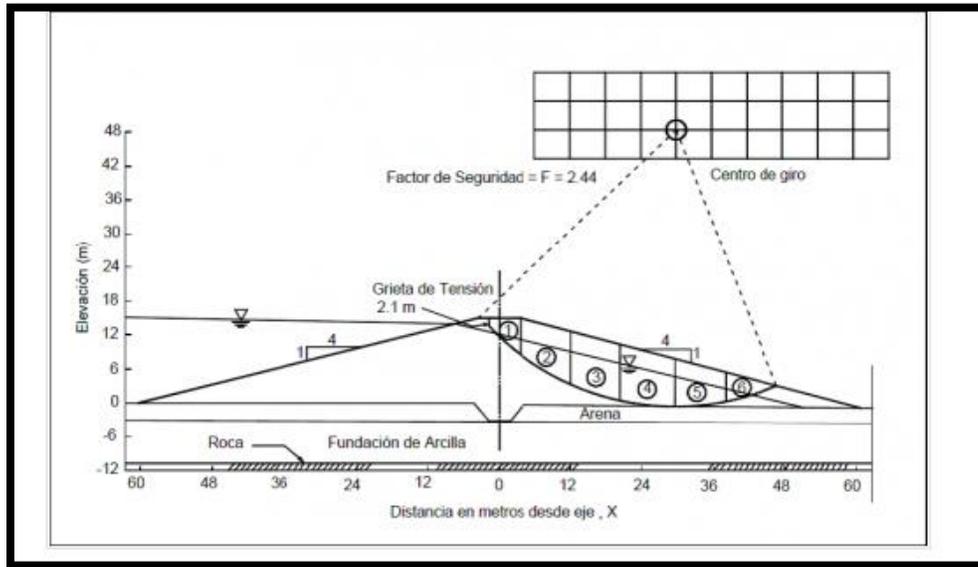


Figura 2.6. Nomenclatura de taludes artificiales y laderas (Jaime Suárez Díaz 1998)

### 2.2.4. Estabilidad.

Suárez Díaz (2003) afirma, que la estabilidad no es más que la seguridad que necesita una masa de suelo para no llegar al colapso. Para alcanzar esta seguridad es conveniente considerar la geometría, pendiente, características intrínsecas del suelo, ángulo de rozamiento interno y cohesión. De manera general se puede decir que los factores que afectan la estabilidad de un talud se encuentran relacionados con los esfuerzos actuantes y resistentes de la zona posible de falla, muy raras veces estos factores llegan a combinarse.

Por lo general, la estabilidad que presentan las laderas naturales tienden a disminuir, por causa de los eventos provocados de la naturaleza: sismos, precipitaciones, acciones antropogénicas, a partir de esto los esfuerzos de resistencia al corte disminuyen en comparación con los esfuerzos actuantes de falla. En la Figura 2.7 se muestra una forma de análisis para obtener los valores que determinan la estabilidad de un talud.



**Figura 2.7. Ejemplo de un análisis de estabilidad de taludes (U.S. Corps of Engineers, 2003).**

### **2.2.5. Tipo de fallas más comunes en taludes.**

Existen muchas clasificaciones que permiten diferenciar los tipos de fallas más comunes que afectan la estabilidad de un talud, estas se distinguen por el contenido de agua, velocidad de movimiento, profundidad y tipo de rotura, estado de actividad y tipos de movimiento.

Los deslizamientos pueden producirse de distintas maneras, es decir en forma lenta o rápida, con o sin provocación aparente. Generalmente se producen como consecuencia de excavaciones o socavaciones en el pie del talud. Sin embargo, existen otros casos donde la falla se produce por desintegración gradual de la estructura del suelo, aumento de las presiones intersticiales debido a filtraciones de agua, etc. (De Matteis, 2003).

De forma general los tipos de fallas más comunes que se presentan son: fallas por desprendimiento o caídas, falla por vuelco, falla por expansiones laterales, fallas por coladas o flujos y las fallas por deslizamientos, dichas fallas se describen a continuación:

#### **Falla por desprendimiento o caídas.**

Este tipo de fallas suele presentarse principalmente en acantilados con pendientes bien pronunciadas, por lo que la falla contiene una ruptura brusca, de manera que el

desprendimiento de la roca se da casi en un cien por ciento en caída libre y a gran velocidad, con acompañamiento de salto y rodamiento, (Arnes, 1978).

### **Falla por vuelco:**

Según Corominas & García (1997) este tipo de falla se da cuando la masa de suelo que comprende el talud presenta una especie de rotación, de manera que es estabilizado gracias a la gravedad y a los efectos de empuje que ejerce el terreno adyacente, además del agua que contenga en cada una de las fracturas de la falla.

Se pueden distinguir principalmente dos tipos de mecanismo:

- Vuelcos por flexión: este mecanismo se desarrolla en presencia de suelos con características discontinuas, el material se fractura por flexión cuando presenta un movimiento hacia adelante. Este tipo de movimientos se da mayormente cuando hay presencia de rocas, como esquisto, filitas y pizarras.
- Vuelcos por bloques: IGME (1969) afirma, que este fenómeno se presenta en cuerpos rocosos con una geometría discontinua de forma ortogonal, es así que el movimiento se origina en los bloques inferiores y posteriormente se extiende hasta la parte superior.

### **Falla por expansiones laterales:**

SINAPRED (2001) afirma, que este tipo de falla se da principalmente por el fenómeno de la licuación, presentando desplazamientos horizontales en masas de suelo con pendientes muy suaves.

Varnes (1978) indica, que en este tipo de fallas se distingue dos tipos de expansiones laterales, como son:

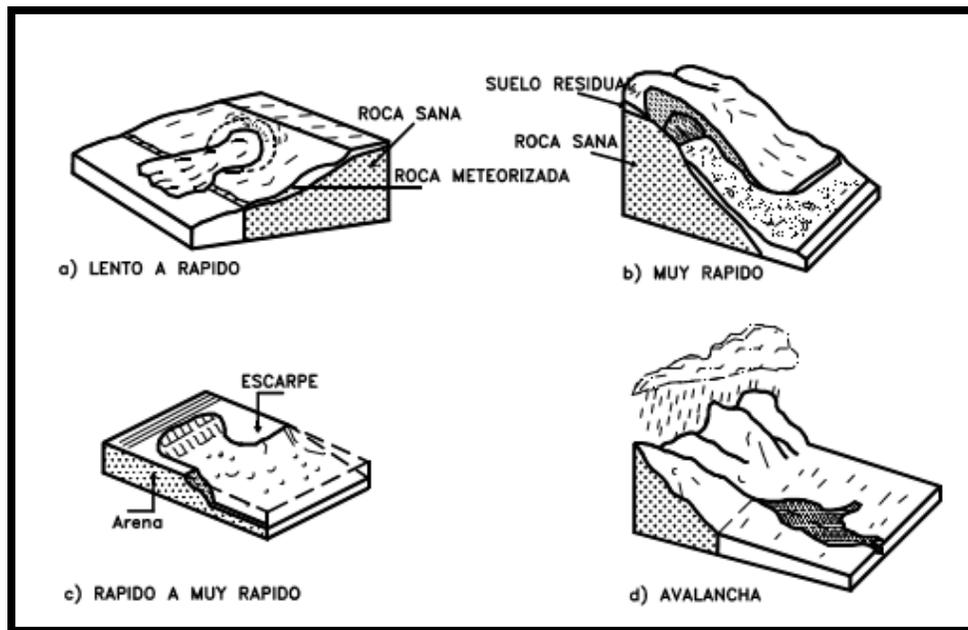
Fracturación y extensión de material compacto:

1. Este tipo de mecanismo es característico de sedimentos arcillosos, es decir, arcillas blandas esta se genera por un desplazamiento rotacional o por afectaciones sísmicas, provocando que el material se convierta casi de manera instantánea en un líquido espeso, que desciende arrastrando los bloques sobre expuesto.

2. La fracturación y extensión de materiales compactos también se da por los movimientos que afectan al conjunto de las deformaciones aun cuando no se identifiquen zonas basales de cizalla o flujo plástico.

### Falla por coladas o flujos:

Este tipo de fallas puede presentarse de diversas formas, dependiendo del clima y de la topografía del talud, ya que las coladas o flujos pueden ser lentos o rápidos, secos o húmedos y pueden estar conformados por rocas, residuos de suelo o tierra.



*Figura 2.8. Flujo de diferentes velocidades, (Suárez Díaz, 1998).*

Suárez Díaz (1998) explica, que los flujos muy lentos o extremadamente lentos en ocasiones pueden asimilarse a los fenómenos de reptación, con la diferencia que en los flujos existe una superficie identificable de separación entre el material que se mueve y el material subyacente o estático, mientras en la reptación la velocidad del movimiento disminuye al profundizarse en el perfil, sin que exista una superficie definida de rotura.

### **Falla por deslizamiento.**

La falla por deslizamiento sucede luego de que se presenta el creep, cuyo mecanismo consiste en involucrar a grandes porciones de tierra afectadas por un movimiento superficial leve entre la parte móvil y las masas inmóviles que se encuentran a mayor profundidad, además puede observarse la inclinación de los árboles respecto de la vertical. También Suárez Díaz (1998) explica, que cualquier talud formado de carácter natural está sujeto a que las partículas y porciones de suelo que limitan con la corona del talud se resbalen, presentándose así lo que se conoce como deslizamiento.

De acuerdo a De Matteis (2003), se presentan dos tipos de deslizamientos.

**Deslizamiento estacional:** este mecanismo solamente influye en la corteza superficial de la ladera que es afectada por la acción del cambio climático en forma de expansiones y contracciones, además puede ser afectada por hundimiento y secado. Teniendo en cuenta que en mayor o menor grado siempre existe, variando su intensidad según la época del año

**Deslizamiento masivo:** En este caso se afectan las masas de tierras más profundas influenciadas por el efecto gravitacional independientemente de las afectaciones climáticas. Teniendo en cuenta que los movimientos son prácticamente constantes.

### **2.2.6. Métodos de análisis para la estabilidad de taludes.**

La estabilidad de taludes es uno de los análisis numéricos más utilizados en ingeniería geotécnica, por lo que su importancia radica en encontrar las masas potenciales que se deslizaran dividiéndolas en dovelas, este análisis se introdujo en el siglo XX, (Pettersson, 1955); otro análisis de estabilidad de taludes se introdujo en Suecia, donde la superficie de falla fue asumida como circular y la masa se dividió en dovelas, (Fellenius, 1936), otros investigadores (Jambu & Bishop, 1954) desarrollaron avances en el método anterior, pero con la invención de las computadoras realizaron procedimientos iterativos, esto impulso el método de (Morgenstern & Price, 1965) y (Spencer, 1967).

En la Figura 2.9 se muestran las características de los métodos más usados para el análisis de estabilidad de taludes.

Figura 2.9. Métodos más importantes para la estabilidad de taludes, (Abrahamson & Boyce, 2002).

| Métodos de Equilibrio de Limite                | Superficie de falla                      | Equilibrio                        | Características  |
|--|--|-----------------------------------|--|
| Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)      | Circulares                               | De fuerzas                        | <ul style="list-style-type: none"> <li>✗. No considera fuerzas entre las dovelas</li> <li>✗. No satisface equilibrio de fuerzas</li> <li>✗. El procedimiento del método es simple</li> <li>✗. Impreciso para taludes planos</li> <li>✗. Factores de seguridad bajos</li> </ul>                         |
| Bishop Simplificado (Bishop 1955)              | Circulares                               | De momento                        | <ul style="list-style-type: none"> <li>✗. Las fuerzas de cortante entre dovelas son=0</li> <li>✗. Reduce número de incógnitas</li> <li>✗. No se establecen condiciones de equilibrio para una dovela.</li> </ul>   |
| Jambú Simplificado (Jambu 1968)                | De cualquier de las superficies de falla | De fuerzas                        | <ul style="list-style-type: none"> <li>✗. Las fuerzas de cortante entre dovelas son=0</li> <li>✗. No satisface equilibrio de momentos</li> <li>✗. Utiliza un factor de corrección <math>F_0</math> para tener en cuenta este posible error.</li> <li>✗. Los factores de seguridad son bajos</li> </ul> |
| Sueco Modificado U.S. Army of Engineers (1970) | De cualquier de las superficies de falla | De fuerzas                        | <ul style="list-style-type: none"> <li>✗. Las fuerzas tienen la misma dirección que la superficie del terreno</li> <li>✗. Los factores de seguridad son altos</li> </ul>   |
| Spencer (1967)                                 | De cualquier de las superficies de falla | Momento y fuerzas                 | <ul style="list-style-type: none"> <li>✗. Inclínación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada</li> <li>✗. Satisface el equilibrio estático</li> </ul>   |
| Morgenstern y Price (1965)                     | De cualquier de las superficies de falla | Momento y fuerzas                 | <ul style="list-style-type: none"> <li>✗. Fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado</li> <li>✗. El método es muy similar al método Spencer</li> </ul>   |
| Elementos finitos                              | De cualquier de las superficies de falla | Analiza esfuerzos y deformaciones | <ul style="list-style-type: none"> <li>✗. Satisface todas las condiciones de esfuerzo</li> <li>✗. Se obtienen esfuerzos y deformaciones en los nodos de los elementos.</li> </ul>  |

Debido a la existencia de una gran cantidad de métodos para evaluar la inestabilidad de taludes, ya se ha en condiciones estáticas como el comportamiento dinámico, se eligieron los métodos más precisos. A continuación, se abordaran los métodos utilizados en la presente investigación con el fin de adquirir un mejor conocimiento:

### **2.2.6.1. Método de equilibrio de límite.**

Castro & González (2013) indican, que este método es uno de los más utilizados para estudio de estabilidad de taludes, los cuales a través de los años ha demostrado su eficacia y sencillez. Dicho método se basa en las aplicaciones de las leyes estáticas, que permitan determinar el estado de equilibrio en que se encuentra una masa de tierra inestable. Este método no toma en cuenta las deformaciones del terreno y asume que la resistencia al cortante se moviliza a lo largo de una curva de rotura.

El sistema de equilibrio límite supone que, en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes son iguales a lo largo de la superficie de falla equivalentes a un factor de Seguridad de 1.0, (Suárez Díaz, 1998).

Según Gabino (2005), el método de equilibrio limite presenta las siguientes características:

- Considera como una suposición general que las masas de suelo se comportan como un material perfectamente plástico y mecánicamente rígido, no toma en consideración las deformaciones y tensiones en los campos producto de las cargas externas.
- Utiliza la mayor parte de las ecuaciones de equilibrio para determinar el factor de esfuerzos cortantes promedios, tensiones normales a lo largo de la superficie más probable de falla que es requerido para la estimación de la resistencia de cizalla por el criterio de Mohr-Columb.

El análisis se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en tajadas o dovelas. Cada día se han mejorado los sistemas de dovelas desarrollados a inicios del siglo XX y existen Software muy fácil de utilizar. Generalmente, los métodos son de iteración y cada uno posee un cierto grado de precisión.

Los métodos que se desarrollaron para evaluar los factores que determinen la estabilidad del talud en el Mirador de Catarina son: Spencer, Morgenstern Price y método de elementos finitos (MEF), donde cada uno utiliza diferentes parámetros de análisis que comprueben la seguridad del área de estudio de acuerdo a las características geotécnicas y sísmicas del suelo. De igual forma se mencionarán de manera general algunos métodos que también se basan en la evaluación de estabilidad de laderas.

#### **2.2.6.2. Método Spencer.**

El método Spencer es un método que satisface totalmente el equilibrio tanto de momento como de esfuerzo. El procedimiento de Spencer (1967), se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son paralelas las unas de las otras, ósea, que tienen el mismo ángulo de inclinación. Spencer plantea dos ecuaciones una de equilibrio de fuerzas y otra de equilibrio de momento las cuales se resuelven para calcular el factor de seguridad y los ángulos de inclinación de las fuerzas entre dovelas.

Para resolver las ecuaciones de factor de seguridad se utiliza un sistema de ensayo y error donde se asumen los valores de estos factores (en forma repetitiva) hasta que se alcanza un nivel aceptable de error. Una vez que se obtienen los valores de factor y ángulo se calculan las demás fuerzas sobre las dovelas individuales, (Suárez Díaz, 2002).

#### **2.2.6.3. Método de Morgenstern y Price.**

Este método asume que existe una función que relaciona las fuerzas de cortante y las fuerzas normales entre dovelas. Esta función puede considerarse constante, como en el caso del método de Spencer, o puede considerarse otro tipo de función. La posibilidad de suponer una determinada función para determinar los valores de las fuerzas entre dovelas, lo hace un método más riguroso que el de Spencer, (Manual GeoslopeW, 2004).

Sin embargo, esta suposición de funciones diferentes tiene muy poco efecto sobre el cálculo de factor de seguridad cuando se satisface el equilibrio estático y hay muy poca diferencia entre los resultados del método de Spencer y el de Morgenstern y Price. El método de Morgenstern y Price, al igual que el de Spencer es un método muy preciso prácticamente aplicable a todas las geometrías y perfiles de suelo, (Manual GeoslopeW, 2004).

#### **2.2.6.4. Método de Elementos Finitos, (MEF).**

En general el método de los elementos finitos es la división de un continuo conjunto de pequeños elementos interconectados por una serie de puntos llamados nodos. De esta forma se consigue pasar de un sistema continuo (infinitos grados de libertad), que es regido por una ecuación diferencial o un sistema de ecuaciones diferenciales, a un sistema con un número

de grados de libertad finito cuyo comportamiento se modela por un sistema de ecuaciones, lineales o no lineal, (Fariñas & Guido, 2014).

En cualquier sistema a analizar podemos distinguir los siguientes parámetros:

- Dominio: espacio geométrico donde se va analizar el sistema.
- Condiciones de contorno: variables conocidas y que condicionan el cambio del sistema: cargas, desplazamientos, temperaturas, voltaje, focos de calor.
- Incógnitas: variables del sistema que deseamos conocer después de que las condiciones de contorno han actuado sobre el sistema de desplazamientos, tensiones y temperaturas.

Al mismo tiempo los define por un número discreto de puntos, llamados nodos, que conectan entre si los elementos. Sobre estos nodos se materializan las incógnitas fundamentales del problema. En el caso de elementos estructurales estas incógnitas son los desplazamientos nodales, ya que a partir de éstos podemos calcular el resto de incógnitas que nos interesen: tensiones, deformaciones, desplazamientos, (Mendoza & Gabino, 2005).

La evaluación de estabilidad de taludes con la aplicación del método de equilibrio límite tiene muchas limitaciones en comparación con la aplicación de métodos de elementos finitos ya que este incluye relaciones de esfuerzo-deformación de los diversos suelos de un talud.

Existen dos métodos de análisis por medio de elementos finitos, método directo que se explica un poco a continuación y el método indirecto.

#### **2.2.6.5. Método directo: Simulación del colapso.**

Este método fue planteado por (Zienkiewics & Taylor, 1975), está basado en la localización de la superficie potencial de falla para posteriormente calcular el factor de seguridad global.

Fariñas & Guido (2014) mencionan, que la simulación de la falla se determinará a través de la reducción progresiva de los parámetros de suelo resistentes, o alternativamente por el aumento de la sobrecarga del suelo. En el último caso el factor de seguridad está en función de la carga y deberá interpretarse como el coeficiente que va a aumentar la carga para que se genere la falla en el suelo.

La reducción de los parámetros de resistencia del suelo (suelo seco o saturado) está dado por la ecuación 2.1 y 2.2.

$$C' = \frac{c}{M} \quad \text{Ec.2.1}$$

$$\tan\phi' = \frac{\tan\phi}{M} \quad \text{Ec.2.2}$$

Donde:

M = Parámetro de reducción obtenido de los esfuerzos de corte y compresión del suelo.

C' = cohesión reducida.

c = Cohesión.

$\phi'$  = ángulo de fricción reducido.

$\phi$  = ángulo de fricción.

Esto ocurre por análisis sucesivos no lineales por MEF hasta la falla del talud cuando M = FS (Factor de seguridad global). Esta técnica de simulación de colapso depende de un esquema numérico empleado en el análisis por MEF, mediante la solución con un sistema de ecuaciones no lineales. De acuerdo con el sistema de ecuaciones, la no convergencia de la solución numérica determinaría el colapso del talud o puede estar asociado a la dificultad numérica del propio algoritmo utilizado en la solución del sistema de ecuaciones, lo que requeriría un incremento de carga más pequeño y un número mayor de iteraciones para conseguir la convergencia numérica, (Fariñas & Guido 2014).

#### **2.2.6.6. Método indirecto: Equilibrio límite mejorado.**

Este método fue propuesto por (Brown & King, 1966), en este método la zona de tensión es calculada inicialmente mediante un análisis de elementos finitos y seguidamente se calcula el factor de seguridad global utilizando el método de equilibrio límite. La diferencia con el método directo es que aquí no se requiere de un gran esfuerzo computacional, variándose repetidamente los parámetros de resistencia del material hasta que se produzca la falla o incluso una relación constitutiva elasto-plástica y pueden considerarse relaciones de tensión

deformación tan simples como los modelos lineales o hiperbólicos. El factor de seguridad global es calculado de la misma manera que el método tradicional de equilibrio límite.

Las siguientes expresiones determinan el factor de seguridad utilizando las ecuaciones 2.3, 2.4 y 2.5.

$$FS = \frac{Esf. Resist}{Esf. Act} = \frac{\int_A^B s dl}{\int_A^B \tau dl} = \frac{\sum_{i=1}^n [\sigma_i \Delta l_i]}{\sum_{i=1}^n [\tau_i \Delta l_i]} \quad Ec.2.3$$

Dónde:

$$\tau = \frac{\sigma_{yi} - \sigma_{xi}}{2} \sin 2\alpha_i + \tau_{xyi} \cos 2\alpha_i \quad Ec.2.4$$

$$\sigma = \sigma_{xi} \sin^2 \alpha_i + \sigma_{yi} \cos^2 \alpha_i - \tau_{xyi} \sin 2\alpha_i \quad Ec.2.5$$

Dónde:

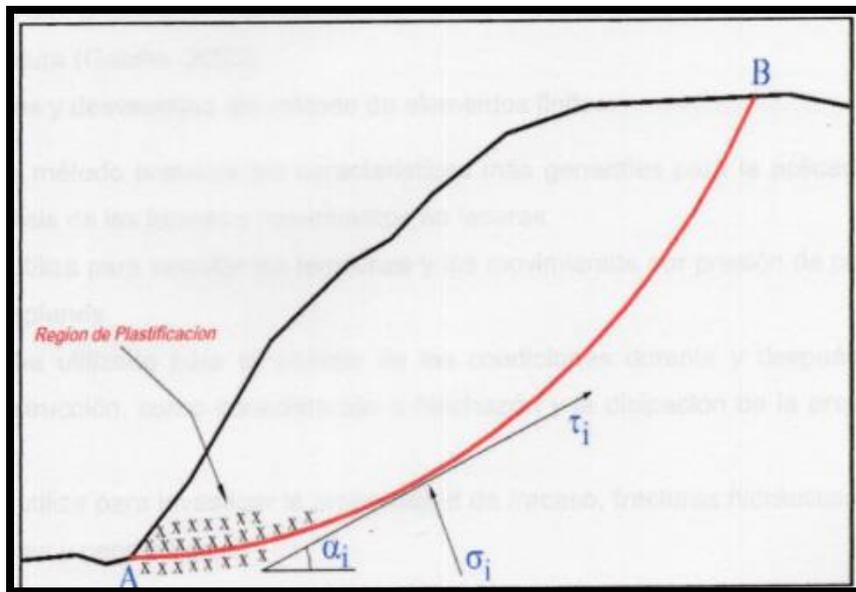
s = esfuerzo de corte resistente

$\tau$  = Esfuerzo de corte actuante

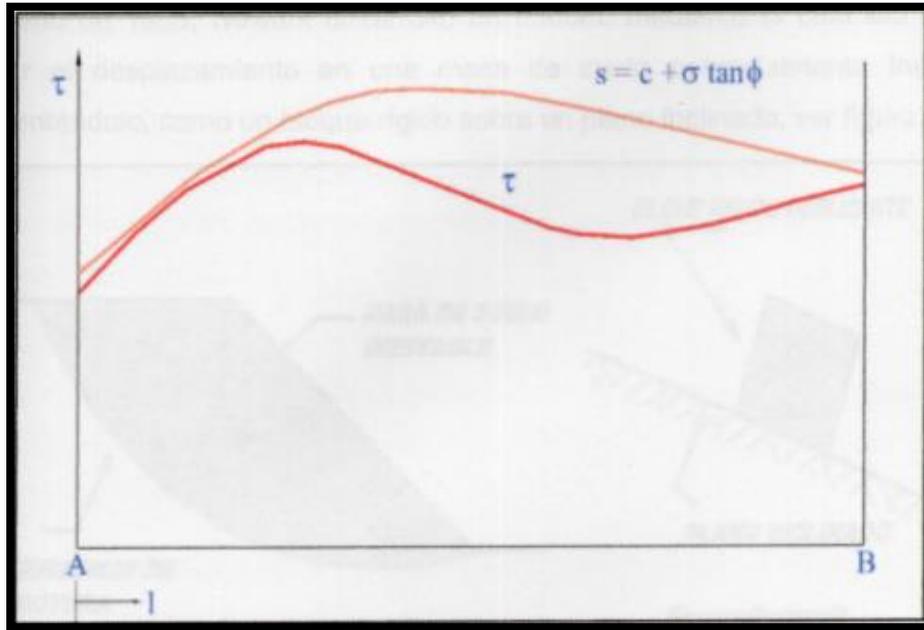
l = longitud  $\sigma_{yi}, \sigma_{xi}$  = vectores del esfuerzo normal en componentes x, y en el punto i

$\alpha$  = ángulo con respecto de la horizontal del punto i.  $d$  = Ancho de superficie de falla.

El propósito primordial del MEF es que posee características atractivas para la aplicación del análisis de esfuerzos y movimientos de masas de tierra, así lo plasma Duncan (1996). En la **Figura 2.10** se muestra el efecto que tienen los esfuerzos en la superficie del talud. En la **Figura 2.11** se presentan los esfuerzos resistentes (función superior) y los esfuerzos actuantes sobre la superficie de falla (función superior).



**Figura 2.10: Tensiones actuantes sobre la superficie potencial de rotura, Gabino (2005).**



**Figura 2.11:** Distribución del esfuerzo ( $\tau$ ) a lo largo de la superficie potencial de fractura (Gabino, 2005).

#### **Ventajas del método de elementos finitos en la estabilidad de taludes:**

- Este método presenta las características más generales para la aplicación del análisis de las formas y movimientos en laderas.
- Se utiliza para calcular las tensiones y los movimientos por presión de poros en terraplenes.
- Se ha utilizado para el análisis de las condiciones durante y después de la construcción, como consolidación o hinchazón y la disipación de la presión de poro.
- Se utiliza para investigar la probabilidad de fracaso, fracturas hidráulicas, fallas locales y pendientes.

#### **Desventajas de los elementos finitos:**

- Debido a que el sistema de ecuaciones es muy grande, se requieren tiempos prolongados y capacidades altas de memoria dependiendo de la estructura general de los taludes.
- La totalidad del volumen del dominio analizado tiene que discretizarse.
- El método no es apropiado para rocas muy fracturadas o suelos altamente fisurados.

### 2.2.6.7. Método desplazamiento de Newmark.

Gabino (2005) indica, que los métodos de análisis pseudo-estáticos, así como los métodos de equilibrio límite, pueden proporcionar un valor de factor de seguridad que permitirá localizar la superficie potencial de falla en una masa de suelo; las excitaciones producto de efectos sísmicos ponen en riesgo el sostenimiento de las laderas.

En el año de 1965, Newark desarrolló un método mediante el cual era posible calcular el desplazamiento en una masa de suelo inestable, representándose, como un bloque rígido sobre un plano inclinado, (Figura 2.12).

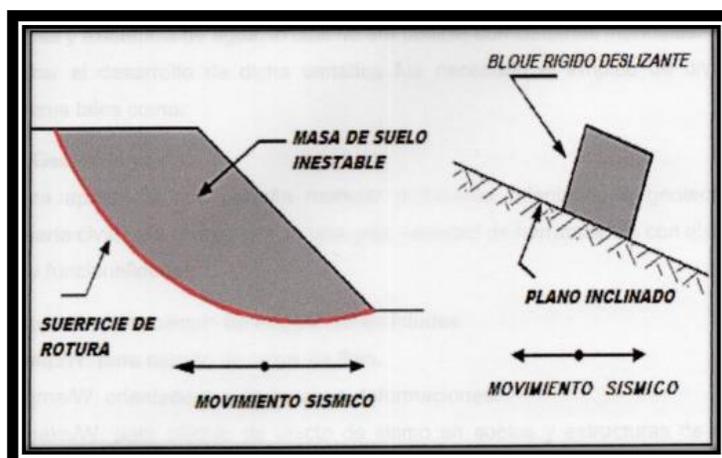


Figura 2.12. Representación método de Newmark (1965), fuente: Gabino (2005).

Según Rodríguez & García (2008), el método de Newmark establece que, dada una ladera con un valor de factor de seguridad estático ya conocido, la aceleración sísmica horizontal mínima necesaria para sobrepasar la resistencia al corte e iniciar un desplazamiento es determinado mediante la siguiente ecuación:

$$a_c = (FS-1) g \text{ sen } (\alpha). \quad \text{Ec.2.6}$$

Donde:

$a_c$  = aceleración crítica (unidades g,  $1g = 9.8 \text{ m/s}^2$ ).

$g$  = aceleración de la gravedad.

FS = Factor de seguridad estático.

$\alpha$  = Ángulo de inclinación del talud.

La aceleración crítica, es una expresión de la capacidad de la ladera para resistir un estremecimiento y depende de su geometría y de los parámetros de resistencia del material que lo constituye (factor de seguridad). Este parámetro es un indicador de la susceptibilidad que presenta una ladera a inestabilidad.

### **2.3. Factor de seguridad (FS).**

El factor de seguridad es empleado por los ingenieros para conocer cuál es el factor de amenaza para que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña, es decir, diseñar con el valor más bajo del FS. El factor de seguridad se define como la relación entre la resistencia al corte real, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta (Fellenius, 1936), la ecuación 2.7 determina el FS:

$$FS = \frac{\textit{Momento resistente disponible del talud}}{\textit{Momento actuante en el talud}} \quad \textit{Ec.2.7}$$

En superficies circulares donde existe un centro de giro, tenemos momentos resistentes y actuantes (ecuación 2.8):

$$FS = \frac{\textit{Momento resistente disponible del talud}}{\textit{Momento actuante en el talud}} \quad \textit{Ec.2.8}$$

La mayoría de los sistemas de análisis asumen un criterio de “límite de equilibrio” donde el criterio de falla de Coulomb es satisfecho a lo largo de una determinada superficie. Se estudia un cuerpo libre en equilibrio, partiendo de las fuerzas actuantes y de las fuerzas resistentes que se requieren para producir el equilibrio. Calculada esta fuerza resistente, se compara con la disponible del suelo o roca y se obtiene una indicación del factor de seguridad, (Suárez Díaz, 2001).

## **2.4. Superficie de falla.**

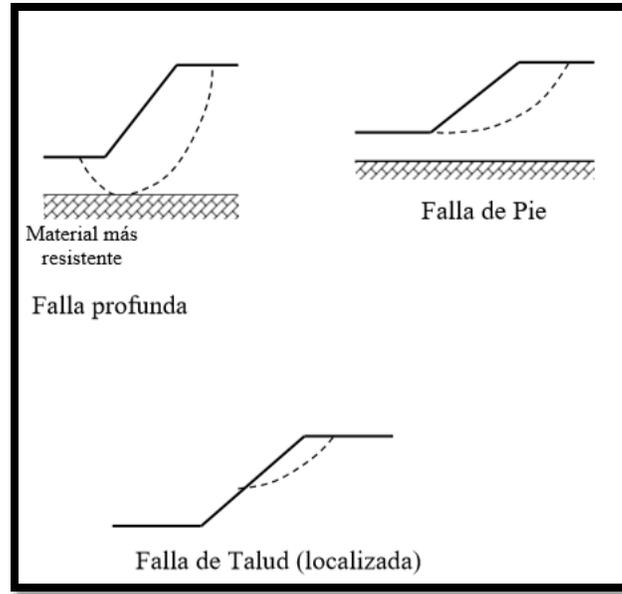
El término superficie de falla se utiliza para referirse a una superficie asumida a lo largo de la cual puede ocurrir el deslizamiento; sin embargo, este deslizamiento o rotura no ocurre a lo largo de esas superficies si el talud es diseñado adecuadamente.

En los métodos de equilibrio límite el factor de seguridad se asume que es igual para todos los puntos a lo largo de la superficie de falla; por lo tanto, este valor representa un promedio del valor total en toda la superficie. Si la falla ocurre, los esfuerzos de cortante serían iguales en todos los puntos a todo lo largo de la superficie de falla. Generalmente, se asume un gran número de superficies de falla para encontrar el valor mínimo de factor de seguridad, la cual se denomina superficie crítica de falla, (Fariñas & Guido, 2014).

Según Abramson, lee & Sharma (2002), la superficie de falla es la que presenta las probabilidades más altas de que se produzca un deslizamiento o inestabilidad, además es conveniente considerar todas aquellas zonas en las cuales el factor de seguridad es mayor que la superficie crítica, de esta manera permitirá realizar un análisis más adecuado. Una característica principal de los suelos o rocas donde ha ocurrido un deslizamiento es su forma curva, denominada superficie de falla rotacional.

### **2.4.1. Formas de la superficie de falla.**

Las técnicas de límite de equilibrio se utilizan cuando las fallas corresponden a los deslizamientos de traslación o de rotación sobre superficies de falla determinadas. Se pueden estudiar superficies planas, circulares, logarítmicas, parabólicas y combinaciones de éstas. (Fariñas & Guido, 2014). En los suelos o rocas blandas, las superficies de falla a deslizamiento, tienden a tener una superficie curva. A estas superficies se les conoce como (círculos de falla o superficies de falla rotacionales). En los análisis de estabilidad de taludes, se debe determinar la localización de la superficie crítica de falla y el factor de seguridad más bajo a lo largo de esta superficie (Abramson & Boyce, 2002).



*Figura 2.13. Tipos de fallas en taludes (Abramson & Boyce, 2002).*

## 2.5. Análisis sísmico.

Según Suárez Díaz (2001), Los eventos sísmicos son capaces de inducir fuerzas de gran magnitud, de naturaleza cíclica, las cuales pueden producir la falla rápida de taludes y laderas. Además, la resistencia al corte de un suelo puede reducirse a causa de cargas oscilatorias que generan deformaciones cíclicas, o debido a la generación de presiones altas de poros. La combinación entre la acción de las cargas sísmicas y la disminución de la resistencia pueden producir una disminución general de la estabilidad. El caso más crítico es el de materiales no plásticos de grano fino como son los limos o las arenas finas.

Existen dos parámetros importantes para designar el tamaño y la fuerza de un sismo que son: la magnitud y la intensidad.

### **La magnitud**

Es una medida cuantitativa e instrumental de la magnitud del evento, relacionada con la energía sísmica liberada durante el proceso de ruptura en la falla. La magnitud es una constante única que se asigna a un sismo dado y es independiente del sitio de observación. (Brown & King, 1966).

## La intensidad

Es un concepto que se aplica a la identificación del grado de destrucción o efectos locales de un terremoto. Es una medida relativa de la fuerza sísmica en un punto determinado, depende de la magnitud del sismo, la profundidad de la zona de liberación de energía, de las características físicas locales del sitio y la distancia del sitio al área epicentral. (Brown & King, 1966).

### 2.5.1. Aceleración pico.

Según Suárez Díaz (1998), La aceleración producida por un sismo, la cual está relacionada con la intensidad del movimiento en un determinado sitio es el parámetro más comúnmente utilizado para el análisis sísmico de taludes. La aceleración máxima horizontal es el valor absoluto de la aceleración horizontal obtenida de un acelerograma, tomando la suma de dos componentes ortogonales. Las aceleraciones verticales han recibido una atención menor que las horizontales debido a que se supone que su efecto sobre las estructuras es menor.

Los movimientos con picos altos de aceleración no son necesariamente más destructivos que aquellos con picos menores, debido a que el tiempo de ocurrencia del sismo interviene en forma importante en el comportamiento tanto de las estructuras como de los suelos, (Suárez Díaz, 1998).

En la Tabla 2.2 se muestra los valores de las aceleraciones en dependencia de la magnitud y el tiempo de duración del sismo, se aprecia que a mayor magnitud la aceleración del evento sísmico aumenta.

**Tabla 2.2. Aceleración máxima y duración de sismos (Housner, 1970)**

| Magnitud (M) | Duración (segundos) | Aceleración máxima (%g) |
|--------------|---------------------|-------------------------|
| 5.0          | 2                   | 9                       |
| 5.5          | 6                   | 15                      |
| 6.0          | 12                  | 22                      |
| 6.5          | 18                  | 29                      |
| 7.0          | 24                  | 37                      |
| 7.5          | 30                  | 45                      |
| 8.0          | 34                  | 50                      |
| 8.5          | 37                  | 50                      |

### 2.5.2. Características de ondas sísmicas.

A causa de los eventos sísmicos se generan 2 tipos de ondas, estas se originan producto de la convergencia de dos placas o fallas liberando grandes cantidades de energía, la cual se propaga a través de la estructura interna de la tierra, ya sea el suelo o la roca. Estas ondas se conocen como ondas de cuerpo o internas a su vez se dividen en ondas P y S, y las ondas superficiales se dividen en ondas Rayleigh y Love, (Suárez Díaz, 2008).

#### Ondas de compresión

Conocidas como ondas P u ondas primarias, consiste en movimientos repetidos donde el suelo es constantemente comprimido y dilatado en la dirección de la onda. En ocasiones estas ondas son análogas a las ondas de sonido, en el cual la partícula se mueve en la misma dirección del movimiento de la onda, (Suárez Díaz, 2008).

#### Ondas de corte

Según Suárez Díaz (2008), estas ondas son conocidas como ondas S u ondas secundarias, producen deformaciones de corte a medida que se mueven dentro del suelo o la roca. El movimiento de las partículas individuales es perpendicular a la dirección de propagación.

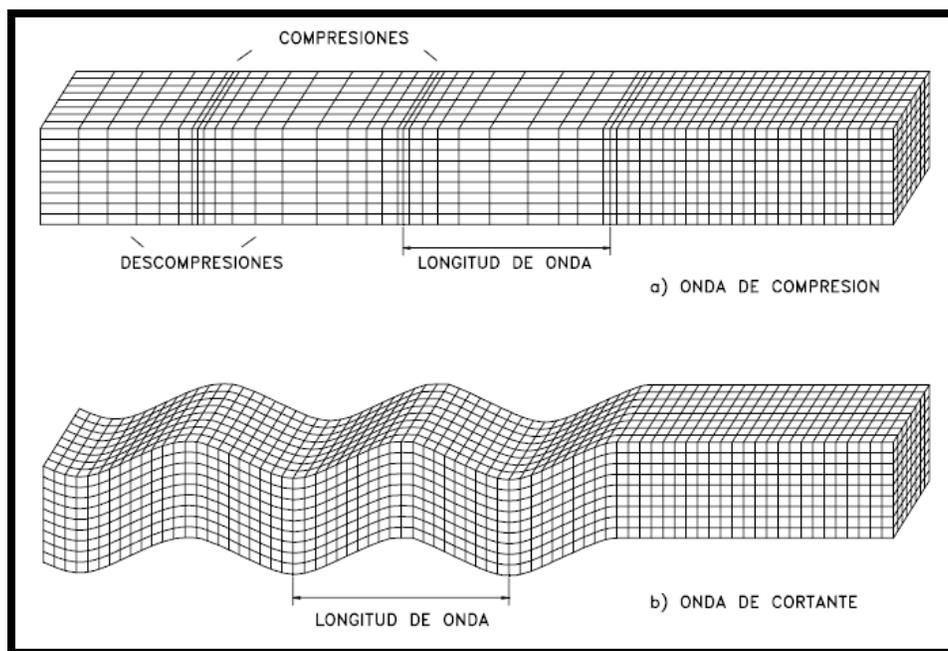
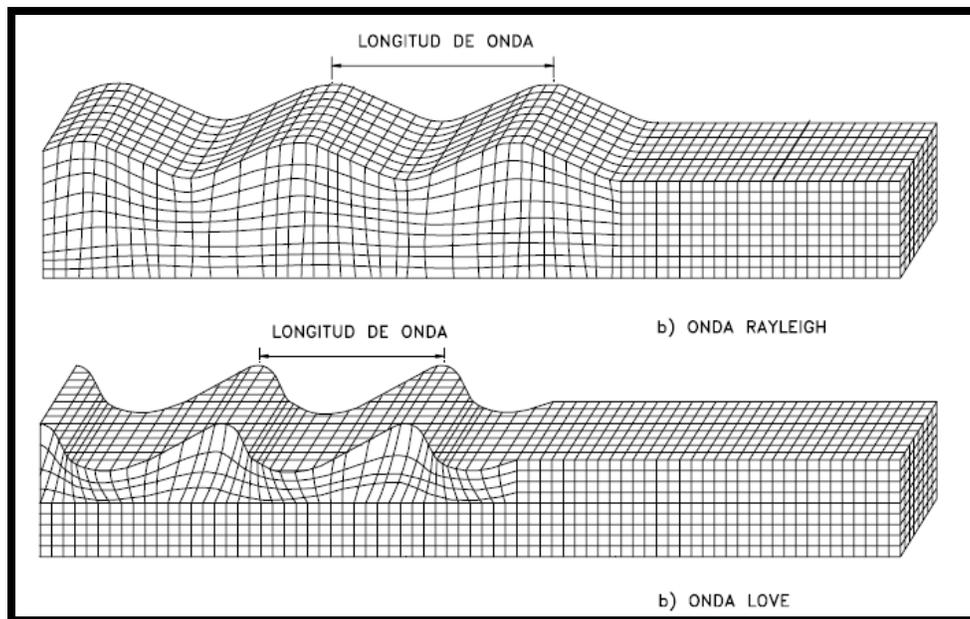


Figura 2.14. Ondas de Cuerpo, (Kramer 1996).

**Ondas Rayleigh:** Estas ondas se forman en la superficie por la interacción entre las ondas P y las ondas S, tienen un movimiento sinusoidal causando la mayoría de las vibraciones de la superficie del suelo durante un terremoto, siendo altamente destructivas para las edificaciones. Son similares a las que se producen en el agua cuando se lanza una roca, (Suárez Díaz, 2008).

**Ondas Love:** Son el resultado de la interacción de las ondas S horizontales con las capas superficiales del terreno, las ondas Love no tienen componente vertical pero sí generan un movimiento de torsión al suelo, creando de esta forma una relación suelo-estructura que combina los periodos de frecuencia del suelo con los del edificio, originando de manera simultánea esfuerzos mayores a los que pueden resistir, a partir de estos desplazamientos dinámicos pueden ocurrir colapsos de las estructuras o deslizamientos en el suelo, (Suárez Díaz, 2008).



*Figura 2.15. Ondas superficiales, (Kramer 1996).*

### 2.5.3. Amplificación de la onda sísmica en el sitio.

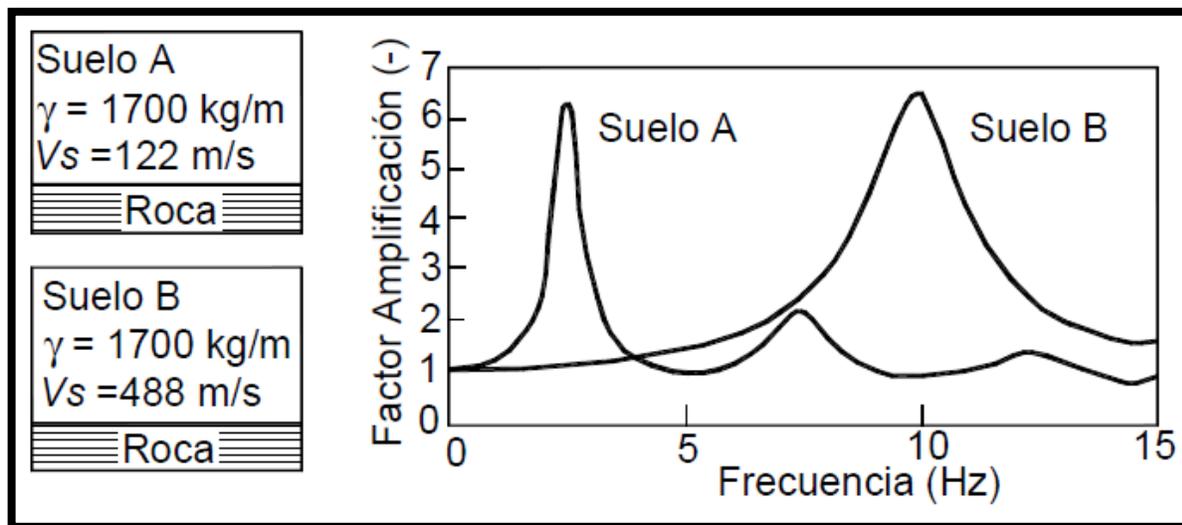
La amplificación sísmica consiste en una modificación de la señal sísmica, cuando viaja de la roca hacia el suelo. Esto causa variaciones en la amplitud y en el contenido de frecuencias

de la señal en la superficie. Ese efecto tiende a causar una variación de la intensidad con un posible aumento en los daños a la infraestructura, (Ramírez, Santana, & Chacón, 1996).

Las amplitudes y formas de las ondas sísmicas dependen del mecanismo focal y de la cantidad de energía liberada, así como de la trayectoria y de las condiciones locales de sitio. Una vez emitidas por la fuente, las ondas sísmicas dependen fundamentalmente de las propiedades de los medios en que se propagan, de las dimensiones de los estratos del suelo y de la homogeneidad o irregularidades que encuentra en su trayecto, (Grajales, 2003).

Seed & Bray (1997) sugieren, evaluar el nivel de respuesta de diseño para un sitio determinado en 3 pasos: primero, determinar la aceleración que ocurriría si el sitio fuera roca competente (sitio A), basándose en la sismicidad regional. Luego, modificar la aceleración obtenida por un factor de amplificación que depende de las características del sitio, finalmente, se determina el espectro de respuesta para este valor de aceleración.

En la Figura 2.16 se plasman los diferentes tipos de respuestas del suelo ante la interacción de un sismo y como este varía la amplificación de la onda en dependencia de las propiedades del suelo.

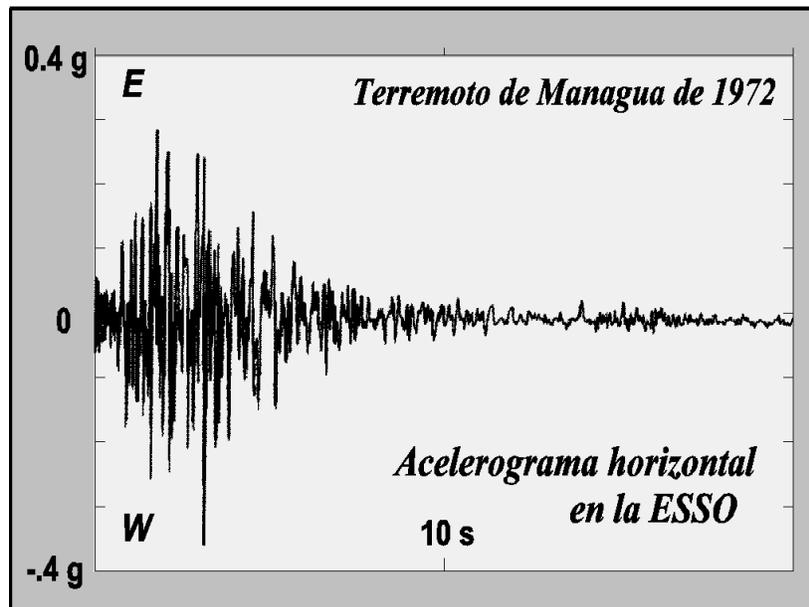


*Figura 2.16. Amplificación de la onda sísmica en dos suelos diferentes. (Kramer 1996)*

### **Acelerograma terremoto 1972**

Según INETER (2005); el acelerograma instalado en la refinería ESSO midió un nivel de aceleración horizontal de 0.39 g (1g corresponde a la gravedad de la tierra) a una distancia

de 4 km de la falla Tiscapa y, aproximadamente, 7 km del hipocentro. Se debe asumir que la aceleración en la cercanía inmediata de las fallas activadas fue mucho más alta y pudo haber alcanzado o sobrepasado 1 g, en el centro de Managua, Figura 2.17.



*Figura 2.17. Acelerograma del terremoto de 1972, registrado en la estación de la refinería ESSO (Hansen & Chávez, 1973)*

A partir de la estratigrafía obtenida por los estudios de repuesta de sitio, hechos por (Faccioli, 1973), se debe deconvolucionar el registro sísmico de 1972, este procedimiento toma en cuenta las propiedades físico-mecánicas del sitio. El cálculo de deconvolución tiene como objetivo hacer una transferencia del registro sísmico medido en la superficie. Por medio de distintos métodos se puede obtener las aceleraciones del registro sísmico en el basamento (Roca).

#### **2.5.4. Análisis computacional para la estabilidad de taludes.**

El software GeoStudio 2012 es un grupo de programas que permiten modelar problemas geotécnicos, geo-ambientales e ingenieriles de carácter civil y minas. Dicho software será utilizado con el fin de evaluar los taludes del Mirador de Catarina, por medio de este se obtendrá el factor de seguridad estático por equilibrio límite y el factor de seguridad dinámico por el método de elementos finitos.

## **2.6. Generalidades de los programas a utilizar.**

SLOPE/W y QUAKE/W, son paquetes incorporados del software GeoStudio, estos fueron utilizados para el análisis de evaluación de estabilidad de taludes para nuestro trabajo investigativo, además de estos paquetes el software trae incluidos los siguientes paquetes de análisis geotécnico; SEEP/W, SIGMA/W, TEMP/W, CTRAN/W, AIR/W, VADOSE/W, cada una de estas herramientas crean análisis del suelo en base a parámetros de temperatura, presión del agua, presión de vacíos, esfuerzos efectivos del suelo.

A continuación se mencionan los métodos que se aplicaron para la evaluación en el software GeoStudio 2012:

- ✓ Análisis de estabilidad de talud por medio de equilibrio límite SLOPE/W.
- ✓ Análisis geo estático inicial con el programa, SLOPE/W.
- ✓ Análisis dinámico por sismo, QUAKE/W.
- ✓ Método de deformaciones de Newmark, SLOPE/W.

**SLOPE/W:** Hoy en día el estudio de estabilidad de taludes es un tema muy común en el análisis numérico en ingeniería geotécnica y existen software de estabilidad de taludes que hacen posible estos análisis complejos con diferentes tipos de condiciones in situ.

Para la presente investigación utilizaremos el paquete SLOPE/W 2012, que permite realizar análisis de estabilidad mediante equilibrio límite y elementos finitos, tanto para rocas como para suelos, utilizando los criterios de rotura de Mohr-Coulomb.

### **2.6.1. Factores que se deben de tomar en cuenta para el análisis de SLOPE/W**

El programa SLOPE/W, permite realizar el análisis mediante la aplicación de algunos métodos como: método ordinario o Fellenius, método de Bishop simplificado, método de Jambu, método de Spencer, método de Morgenstern Price, método generalizado de equilibrio límite y método de elemento finito (MEF), (Manual GeoStudio, 2012).

A continuación, se mencionan los principales factores que toma en consideración el programa SLOPE/W se pueden mencionar:

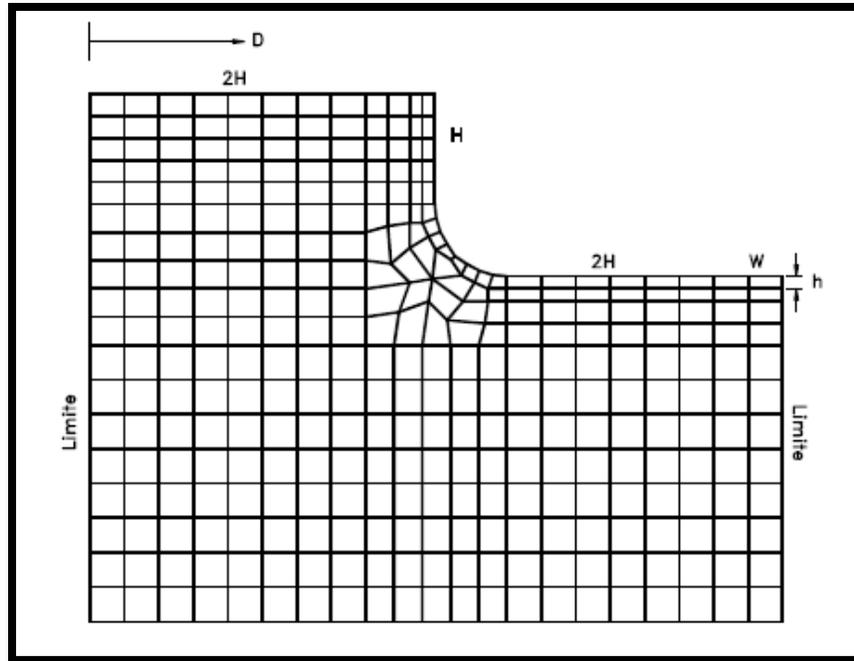
- Geometría: características de la estratigrafía, topografía del terreno y la forma de la superficie de falla en la superficie crítica.
- Propiedades del suelo: describe la resistencia del suelo ( $C, \phi$  y peso específico entre otros).
- Refuerzos o interacción del suelo con la estructura: características de muros, estacas, presiones ejercidas por los edificios construidos sobre el talud.
- Presión de poros producto de las precipitaciones y condiciones de presión de poros actuantes en la ladera debido a la presencia del nivel freático.

Una vez solucionado el problema de estabilidad, el programa proporciona el factor de seguridad asociado a la superficie de rotura determinada, o a la más desfavorable. En el caso de no tener definida completamente la superficie de rotura, el programa nos facilita las superficies de rotura más desfavorables así como sus factores de seguridad asociados. Otras de las opciones proporcionadas por el programa son las de facilitar la masa y volumen total de material desplazado y la posibilidad de la representación gráfica y numérica de las fuerzas que actúan en cada una de las rebanadas en las que se divide la superficie de rotura.

### **2.6.2. QUAKE/W.**

Es un programa geotécnico basado en elementos finitos que analiza la ladera de forma dinámica para lo cual se introduce un acelerograma, este programa analiza los esfuerzos en cada punto del acelerograma y calcula el incremento de aceleración en todos los nodos de la ladera.

El concepto principal en el que está basado un análisis de elementos finitos es la subdivisión del problema en pequeñas partes. Esto permite describir el comportamiento de cada una de ellas individualmente, para luego volver a unir las y obtener el comportamiento del problema como un todo. QUAKE/W utiliza una malla de elementos finitos para representar estas pequeñas partes unidas como un todo, (Fariñas & Guido 2014).



**Figura 2.18.** Malla típica para el análisis de un talud vertical por elementos finitos, (Ashford y Sitar 1994).

QUAKE/W aplica entonces, sobre la malla de elementos finitos, el movimiento provocado por el sismo con el cual se desea analizar la estructura modelada. La malla de elementos finitos responderá a este movimiento dependiendo del registro sísmico utilizado para el análisis de la geometría del modelo, del marco de referencia que se le asigne al problema y de las propiedades de los materiales que componen el modelo. De acuerdo a las indicaciones del Manual de GeoStudio 2012, la acción del sismo se analiza cada cierto intervalo de tiempo, llamado time step, obteniéndose así resultados parciales que afectan las propiedades mecánicas del talud, con estas nuevas propiedades se analiza el modelo en el siguiente time step y así sucesivamente hasta que termina el registro sísmico, ver Figura 2.18.

### **2.6.3. Principales aspectos de un análisis dinámico del suelo.**

- Condiciones de frontera.
- Propiedades de los materiales.
- Método lineal equivalente.
- Condiciones iniciales de esfuerzos.
- Fuerzas dinámicas (sismo).
- Integración temporal (time steps a través del registro sísmico).

#### **2.6.4. Condiciones de frontera.**

QUAKE/W ha sido programado para que el movimiento de la estructura o el dominio sea relativo a algún tipo de desplazamiento especificado. La función de las condiciones de frontera, entonces, es dar al problema un marco de referencia.

#### **2.7. Propiedades de los materiales.**

Las propiedades de los materiales que utiliza QUAKE/W pueden dividirse en dos grupos, las referentes a la rigidez del suelo y las relacionadas a la generación de exceso de presión de poros. Las primeras se encargan de definir el módulo de rigidez al cortante, el amortiguamiento y el módulo de Poisson, mientras que las segundas se refieren a la presión de poros, antes, durante y después del sismo, (Fariñas & Guido, 2014).

Los únicos elementos indispensables para realizar un análisis dinámico son la rigidez y el amortiguamiento. Ambos pueden ser definidos como una constante o como una función, ya sea en el análisis lineal-elástico o en el análisis lineal-equivalente.

Para el caso de nuestra investigación utilizaremos el modelo lineal equivalente que describimos a continuación.

##### **2.7.1. Método Lineal equivalente.**

QUAKE/W trabaja el método lineal equivalente para determinar desplazamientos y esfuerzos en la masa de suelo a partir de un registro sísmico, analiza las condiciones del suelo a como se describe a continuación:

##### **2.7.2. Módulo de cortante y reducción del módulo de corte ( $G/G_{\text{máx}}$ ).**

El módulo de rigidez al cortante depende principalmente de la magnitud de la deformación por cortante. Las deformaciones unitarias por cortante desarrolladas durante los terremotos pueden oscilar entre  $10^{-3}\%$  en sismos pequeños y  $10^{-1}\%$  para sismos mayores y la deformación máxima unitaria será diferente en cada ciclo, (Ishibashi & Zhang, 1993).

##### **2.7.3. Función de Reducción de G.**

El suelo tiende a ablandarse en respuesta a deformaciones por esfuerzo de corte cíclico y este ablandamiento se suele describir como  $G/G_{\text{máx}}$  (función de reducción de G). El procedimiento que utiliza QUAKE/W para estimar la función de reducción de G, fue desarrollado por Ishibashi y Zhang (1993), en el cual se define  $G/G_{\text{máx}}$  como:

$$\frac{G}{G_{\text{máx}}} = K(\gamma, PI)(\sigma' m)^{m(\gamma, PI) - m_0} \quad \text{Ec.2.9}$$

$$G_{\text{máx}} = \rho * V_s^2 \quad \text{Ec. 2. 10} \quad \rho = \frac{\Upsilon}{g} \quad \text{Ec. 2. 11} \quad V_s = 88N^{0.34} \quad \text{Ec. 2. 12}$$

Donde:

$\sigma' m$ : Ezfuerzo efectivo de confinamiento.

$\gamma$ : Deformación por esfuerzo de corte cíclico.

PI: Índice de Plasticidad del material.

$G_{\text{máx}}$ : Módulo de corte Máximo.

$\rho$ : Densidad del material.

$\Upsilon$ : Peso específico del material.

$$K(\gamma, PI) = 0.5\{1 + \tanh[\ln(\frac{0.000102+n(PI)}{\gamma})^{0.492}]\} \quad \text{Ec.2.13}$$

$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0.272\{1 - \tanh[\ln(\frac{0.000556}{\gamma})^{0.4}]\}\exp(-0.0145PI^{1.3}) \quad \text{Ec.2.14}$$

#### 2.7.4. Amortiguamiento (€).

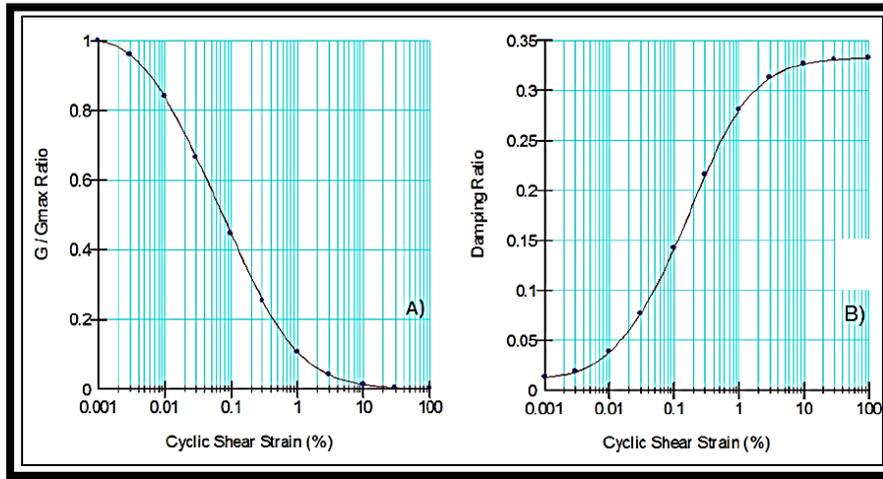
El amortiguamiento de un suelo es su capacidad para disipar energía en los procesos cíclicos de carga y descarga que el sismo transmite, ocurriendo dos fenómenos de amortiguamiento fundamentalmente diferentes:

- a) amortiguamiento del material (o interno): ocurre en el suelo cuando lo atraviesa una onda de vibración.
- b) amortiguamiento por radiación: un efecto puramente geométrico que se presenta también en la vibración de cimentaciones.

El procedimiento que utiliza QUAKE/W para estimar la función de amortiguamiento se deriva del método desarrollado por Ishibashi y Zhang (1993), para el cálculo de  $G/G_{\text{máx}}$ . La relación de amortiguamiento (€) se calcula a partir de los valores de  $G/G_{\text{máx}}$ , como se muestra en la ecuación 2.15:

$$\epsilon = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145P^{1.3})}{2} \left[ 0.586 \left( \frac{G}{G_{\max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{\max}} + 1 \right] \quad \text{Ec.2.15}$$

Es de esta manera que se calcula la reducción de G y el amortiguamiento, donde ambos valores están en función de la deformación de corte, como se muestra en la Figura 2.19.



**Figura 2.19. A)  $G/G_{\max}$  vs deformación y B) Amortiguamiento vs deformación (QUAKE/W, 2012)**

### 2.7.5. Esfuerzo de confinamiento.

Un punto de análisis especificado a cierta distancia de profundidad experimenta de igual manera esfuerzos normales horizontales y verticales por unidad de área (cargas ejercidas por el propio peso del suelo o cargas superficiales), la ecuación 2.16 y la ecuación 2.17 se usa para calcular este parámetro.

$$\sigma_m = \frac{(\sigma_v + \sigma_v * K_0 + \sigma_v * K_0)}{3} \quad \text{Ec.2.16}$$

$$K_0 = 1 - \text{sen} \phi \quad \text{Ec.2.17}$$

Donde:

$\sigma_m$  = esfuerzo de confinamiento.

$\sigma_v$  = esfuerzo vertical total.

$K_0$  = factor.

$\phi$  = ángulo de fricción del suelo.

## **2.8. Condiciones iniciales de esfuerzos.**

Antes de realizar el análisis dinámico, se debe obtener las condiciones de esfuerzos iniciales en el problema.

### **2.8.1. Fuerzas dinámicas**

Según el Manual GeoStudio 2012, QUAKE/W reconoce que las fuerzas dinámicas son de dos tipos: fuerzas oscilantes (sismos) o impulsos repentinos (hincado de pilotes, explosiones, etc.). El presente escrito solo hará referencia a las fuerzas dinámicas originadas por sismos, por ser las que se utilizaron en esta investigación.

QUAKE/W especifica las fuerzas dinámicas generadas por un sismo con un registro de aceleraciones que pueden ser verticales u horizontales. Es la masa, multiplicada por las aceleraciones del sismo, la que generan las fuerzas dinámicas, que serán aplicadas a todos los nodos en la malla de elementos finitos para acelerar el modelo y simular la acción del sismo.

QUAKE/W además calcula los desplazamientos y velocidades asociadas al registro de aceleraciones importado. Estas aceleraciones importadas y los desplazamientos verticales computados, junto con la historia de movimientos relativos obtenidos del análisis dinámico, están referidos como historias de movimientos absolutos, (Manual GeoStudio 2012).

### **2.8.2. Integración Temporal**

Según el Manual de Análisis Dinámico GeoStudio 2012; recorrer la historia temporal de aceleraciones es parte del método de integración directa usado en las formulaciones de QUAKE/W. Para esto se utilizan time steps, que no son otra cosa que “fotografías instantáneas” de lo que le ocurre al modelo a través del tiempo, al ser afectado por un sismo.

Es necesario utilizar time steps pequeños (usualmente de 0.02 segundos) para captar todas las características del movimiento, por lo que se suele requerir muchísimos time steps para realizar un análisis dinámico, haciéndolo una observación computacionalmente intensa

Es importante tratar de mantener un balance entre los objetivos numéricos y las consecuencias prácticas, como tiempo de cálculo y volumen de datos creados.

El intervalo entre time steps debe ser lo suficientemente pequeño para capturar la mayoría de los picos y los cambios drásticos en el registro sísmico. En casos en que sea determinante el análisis dinámico, se puede probar con diferentes intervalos para ver la influencia de estos, (Manual Análisis Dinámico GeoStudio 2012).

## **2.9. Elaboración de mapas de amenaza.**

Según Suárez Díaz (1998), La zonificación de amenaza y riesgo es una herramienta muy útil para la toma de decisiones, especialmente en las primeras etapas de planeación de un proyecto. La zonificación consiste en la división del terreno en áreas homogéneas y la calificación de cada una de estas áreas, de acuerdo al grado real o potencial de amenaza o de riesgo.

El mapeo puede realizarse sobre un área donde se tiene información de la ocurrencia de deslizamientos o se tiene un inventario de estos eventos, o sobre áreas en las cuales no se tiene conocimiento de deslizamientos en el pasado, pero se requiere predecir la posibilidad de amenazas hacia el futuro. Se debe diferenciar entre técnicas de análisis relativo y técnicas de análisis absoluto. El análisis relativo presenta la posibilidad diferencial de ocurrencia de deslizamientos sin dar valores exactos y en el análisis absoluto se presentan factores de seguridad o probabilidad real de ocurrencia de movimientos, (INETER, 2005).

La elaboración de mapas de amenaza ante deslizamientos es una herramienta muy importante para la planeación de obras de infraestructura tales como presas, canales, oleoductos, carreteras, líneas eléctricas, etc. por cuanto le provee a los profesionales no especializados la información acerca de los diferentes tipos de deslizamientos, la severidad de la amenaza y el riesgo al que pueden estar expuestas las obras que se planean construir, (Suárez Díaz, 1998).

El análisis de la información para obtener el mapa de amenaza se puede realizar de varias formas:

### ***1. Análisis Estadístico.***

Se combina el mapa de distribución de deslizamientos con los diversos parámetros dentro de una grilla o matriz, la cual se analiza mediante análisis de regresión múltiple o discriminante.

## 2. Análisis Determinístico.

Se elaboran modelos de análisis de estabilidad de taludes con base en la información obtenida y se calculan los factores de seguridad para la ladera o el talud. Estos modelos requieren de información específica sobre estratificación de suelo, estructura geológica, propiedades de resistencia de los materiales y modelos de simulación de niveles freáticos.

El criterio que se utilizó en esta investigación para determinar zonas de amenaza tanto en condición estática como dinámica, fue por medio de un análisis determinístico, usando de base el factor de seguridad obtenido a través del análisis realizado en el software GeoStudio 2012. Se puede ver en la Figura 2.20 las distintas zonas de amenaza de acuerdo a los factores de seguridad.

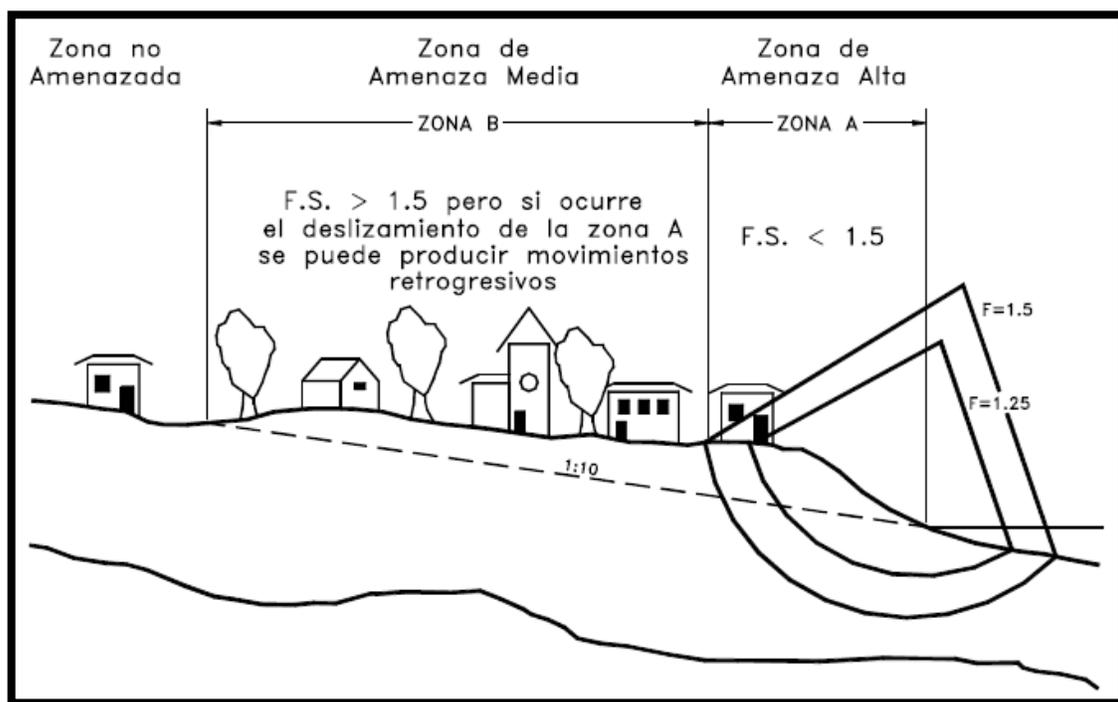


Figura 2.20. Zona de amenaza usando el parámetro de factor de seguridad, (Suárez Díaz, 1998).

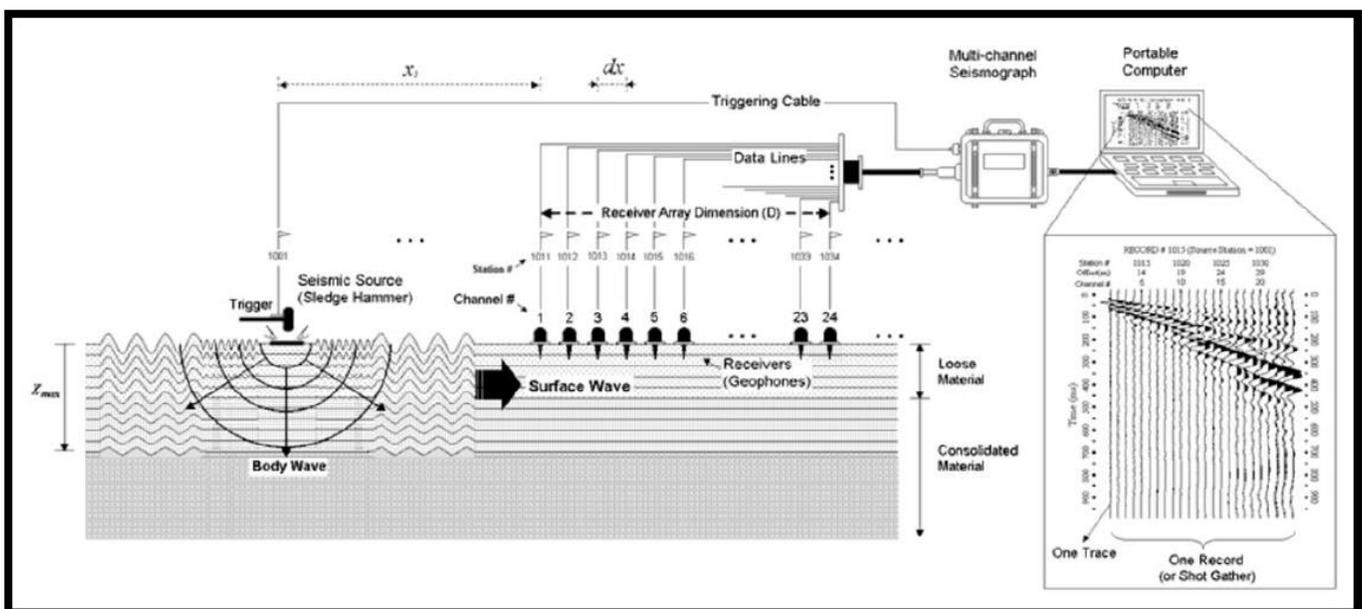
## 2.10. Trabajo de Campo

En este acápite se desarrollan conceptos y definiciones de manera general de los métodos y pruebas de campo que se deben realizar para la evaluación de un análisis de estabilidad de talud, estos fueron la base fundamental que permitieron cumplir con los objetivos de la investigación, las técnicas de campo usadas se detallan a continuación:

- ✓ Investigación sísmica.
- ✓ Investigación geotécnica.
- ✓ Levantamiento Topográfico.
- ✓ Levantamiento de sobrecarga del suelo.

### 2.10.1. Investigación Sísmica.

**Método MASW (Análisis Multicanal de Ondas Superficiales):** Se basa en sondeos de ondas superficiales, debido a su alta veracidad de los datos, se ha convertido en una alternativa muy usada para la caracterización de las propiedades dinámicas del suelo mostrando resultados satisfactorios en un gran número de casos. El método de ondas superficiales MASW puede separarse en tres procesos fundamentales como: (a) Adquisición de datos, (b) extracción de curva de dispersión e (c) inversión, (Park et al. 1999; Hayashi y Suzuki, 2004). El esquema básico del método se muestra en la (Figura 2.21).



*Figura 2.21. Configuración típica para un sondeo de ondas superficiales MASW activo y secuencia de etapas para la obtención de un modelo  $V_s$  (Park, 1999).*

El método MASW básicamente se fundamenta en la teoría de dispersión o variación de la velocidad de fase con respecto a la frecuencia de las ondas Rayleigh (Kramer, 1996), este parte de los registros detectados por el geófono, los cuales se graban digitalmente donde posteriormente serán tratados en el campo justo después de la grabación por un dispositivo de procesamiento llamado sismógrafo para generar la velocidades de ondas de corte ( $V_s$ ).

La generación de ondas inicia en superficie, pero consecuentemente se generan ondas de cuerpo, los sensores (geófonos) más cerca de la fuente registran relativamente altas frecuencias y longitudes de ondas cortas en comparación con los otros que están más lejos y continúan su registro de la ondas de cuerpos en profundidad, caso contrario ocurre con los geófonos de mayor distancia de la fuente, los cuales registran bajas frecuencias con longitudes de ondas largas y también continúan su registro en profundidad de las velocidades de la ondas de cuerpo, si el subsuelo fuese homogéneo las velocidades se mantendrían uniforme, de lo contrario estas aumentarían con la profundidad y en esta condición aparece la propiedad de dispersión, (Informe sísmico Catarina, IGG-CIGEO 2018).

Las propiedades de dispersión de las ondas (ondas de cuerpo y superficiales) son graficadas por un método de transformación de campo de onda que directamente convierte el registro de varios canales (multicanal) en una imagen donde un modelo de dispersión es reconocido en la distribución de energía transformada. La propiedad de dispersión necesaria equivalente al modo fundamental es extraída de un modelo específico (Kansas Geological Surveys, 2006) y las ondas reflejadas, dispersas y el ruido ambiental automáticamente son quitados durante la transformación, (Informe sísmico Catarina, IGG-CIGEO 2018).

En la fase de correlación de las velocidades de ondas de corte obtenidas con sísmica y las ondas calculadas a partir del SPT, se utilizó la siguiente ecuación, donde a partir del valor de  $N$  golpe corregido se determinó la velocidad de corte, es justo señalar que esta expresión considera el tipo de suelo, en este caso es un suelo granular, la ecuación 2.18 se usa para este cálculo, (Ohta and Goto 1978):  $V_s = 88 * N^{0.34}$  ***Ec.2.18***

### **2.10.2. Investigación Geotécnica.**

Las investigaciones geotécnicas constituyen uno de los aspectos más importantes para la construcción de cualquier obra civil. De ellas se obtienen los parámetros que definen las condiciones del terreno donde se realizarán los proyectos constructivos, cimentaciones para obras verticales y horizontales, procesos de movimiento de tierra y estudios de bancos de materiales. En este acápite se describen aspectos generales del principal método geotécnico en el que se basó la investigación.

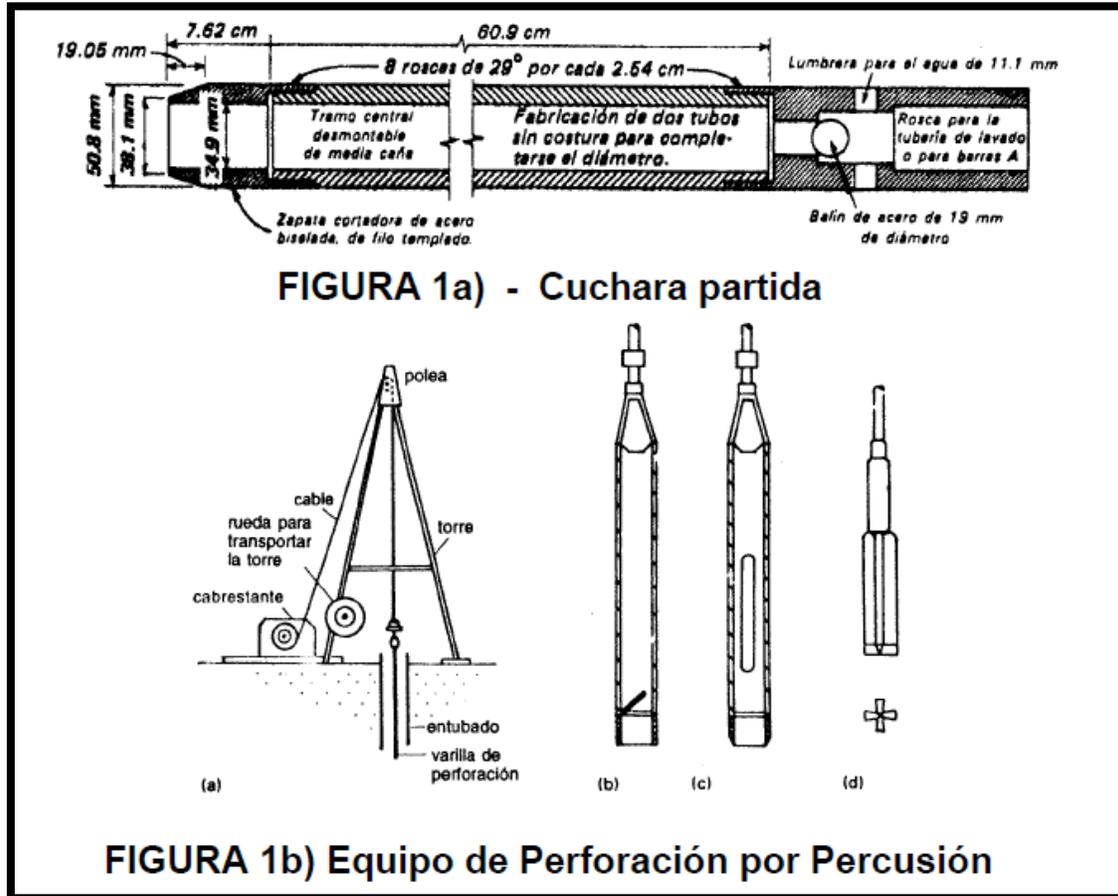
#### **2.10.2.1. SPT (Prueba de penetración estándar).**

El método comúnmente utilizado para investigar las características del subsuelo, consiste en realizar sondeos en el terreno. De estas perforaciones se extraen muestras de suelos y rocas para efectuar ensayos de laboratorio, los cuales caracterizan las propiedades físicas-mecánicas de los materiales y con la finalidad de hacer posible la proyección de fundaciones o programar la construcción de obras civiles de manera más segura, eficiente y económica, (Juárez Badillo, 1973).

Existen varias técnicas para realizar los sondeos en el subsuelo. Las más comunes son las perforaciones rotativas en rocas y las perforaciones a percusión en suelos.

**En las perforaciones rotativas** comúnmente se utilizan máquinas de perforación con puntas diamantadas, en el caso de los estudios elaborados por el IGG-CIGEO en Noviembre del 2018 en el Mirador de Catarina, se utilizó un trípode con su motor y muestreadores de cuchara partida, en las pruebas a percusión, la más utilizada es la Prueba de Penetración Estándar con siglas en ingles SPT; este método se describirá a continuación:

El SPT es una prueba In-Situ que consiste en determinar el número de golpes (N), necesario para hacer penetrar un toma muestra partido estándar con una longitud de 305 mm (1 pie), mediante un martillo con un peso de 63.5 kg (140 lb) y 762 mm (30 pulg) de altura de caída.



*Figura 2.22. Figura a) Esquema del muestreador cuchara partida, Figura b) Equipo de perforación a percusión, (ASTM 1958, D-1586.)*

Según Ulloa & Castrillo (2007). El SPT brinda los mejores resultados en la práctica y proporciona una información útil del subsuelo en lo referente a la descripción y la resistencia del mismo, en suelos friccionantes, la prueba permite conocer la compacidad o densidad relativa de los estratos. En suelos cohesivos se obtiene una idea de la resistencia a la compresión simple, además el método lleva implícito un muestreo de tipo alterado.

También el valor de N es útil para obtener otros parámetros geotécnicos mediante correlaciones, como la carga admisible del suelo y los asentamientos en materiales granulares, el muestreo de los suelos granulares con el tomamuestras partido produce cambios intensos en sus estructuras originales e imposibilita la correcta determinación de las propiedades físicas, para obviar esta dificultad se ha encontrado conveniente medir en forma sencilla el grado de compacidad del suelo en el sitio, (González, 2003). El equipo que normalmente se utiliza para prueba del SPT consiste de:

- ✓ Máquina de perforación y también se usa un trípode con motor
- ✓ Martillo hidráulico con peso de 63.5 kg.
- ✓ Barras de perforación
- ✓ Tomamuestras partido estándar
- ✓ Cable de acero
- ✓ Cajas de madera para almacenamiento de muestras de suelo
- ✓ Herramientas como: Llaves, espátulas, mazos, adaptadores, retenedores

Para la ejecución de esta prueba In-situ se utiliza la Norma, Association Standard Testing and Materials (ASTM D1586).

A pesar que el SPT se estandarizó en 1958, se han venido realizando revisiones periódicamente, las evaluaciones efectuadas en Norteamérica indican que son muchas las variables que influyen en los valores de N, entre ellas:

- ✓ El tipo y estado de los equipos de perforación.
- ✓ La destreza de los operadores.
- ✓ El tipo y estado de las cucharas muestreadores.
- ✓ La dimensión y estado del varillaje.
- ✓ El tipo, forma y estado del martillo.
- ✓ El diámetro y estado del malacate y el número de vueltas en el mandril.
- ✓ La profundidad y el procedimiento del ensayo.
- ✓ La energía que se suministra en cada golpe.

Algunas correcciones originadas con el fin de ajustar los valores de N, tomando en cuenta los factores mencionados se muestran a continuación:

Bowles (1988) propuso, que un número de golpes del SPT normalizado  $N_{corr}$ , se puede calcular al corregir el valor medio  $N_{cam}$  aplicando la Ecuación 2.19 y es influenciado por los factores:

- ✓ Presión de confinamiento,  $C_n$ .
- ✓ Relación de energía del martillo,  $\eta_1 = ER/ER_s$ .
- ✓ Longitud de las barras de perforación,  $\eta_2$ .
- ✓ Tomamuestras,  $\eta_3$ .
- ✓ Diámetro de la perforación,  $\eta_4$ .

Es decir:

$$N_{corr} = N_{cam} C_n \eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4.$$

*Ec.2.19*

Dónde:  $N_{corr}$ : número de golpes corregido.

$N_{cam}$ : número de golpes de campo.

### **2.10.3. Levantamiento Topográfico.**

Un levantamiento topográfico constituye el conjunto de operaciones que tiene por objeto conocer la posición relativa de los puntos sobre la tierra en base a su longitud, latitud y elevación (x, y, z). Los instrumentos básicos para lograr esto, son el nivel y la estadía ya que son de fácil manejo, operación rápida y precisa (Nivel automático o autonivelante), También puede ser usado el teodolito ya que realiza las funciones del nivel, (Navarro, 2008).

#### **Banco de nivel (BM) o banco maestro**

Es un punto permanente en el terreno de origen natural o artificial cuya elevación es conocida. El BM puede estar referenciado al nivel medio del mar o ser asumido para ciertos trabajos de campo. Existen BM de cota fija los que son colocados por el INETER, estos constituyen una red geodésica en nuestro país, pueden estar ubicados comúnmente en monumentos en estribos de puentes, aceras o construidos de concreto, (Navarro, 2008).

Un levantamiento topográfico tiene diferentes metodologías para describir las condiciones de relieve de un terreno específico, estos varían de acuerdo al tipo de proyecto que se ejecutara en el sitio de estudio y en dependencia de las dificultades que presente el terreno para levantar los puntos. En relación a estos factores se aplican los métodos más adecuados con los cuales se obtengan datos con mayor precisión y menor margen de error. De igual forma se eligen los equipos de campo más adecuados, con el objetivo de garantizar menor tiempo de trabajo, más facilidad al levantar los puntos y mayor credibilidad en los resultados obtenidos.

A continuación, se define el método que se aplicó para obtener los datos necesarios del terreno, que luego sirvieron de base para esta investigación:

### **Nivelación Areal por el método de la cuadrícula.**

La Nivelación Areal tiene como fin la representación del relieve del terreno. Ésta representación se hace por varios métodos dentro de los cuales el que nos ofrece mayores ventajas es el Método de la Curvas de Nivel.

#### **Método curvas de nivel**

Nos ofrece de forma clara y precisa no solo el relieve del terreno sino también la elevación de cualquier punto. Es necesario su conocimiento para la Ingeniería Civil ya que todos los planos topográficos están contruidos siguiendo estos principios y precisamente sobre ellos nos basamos para proyectar los emplazamientos, (Navarro, 2008).

**Determinación de curvas de nivel:** Para poder efectuar el trazado de Curvas de Nivel sobre un mapa o un plano topográfico es necesario determinar en el terreno las elevaciones de una serie de puntos y sus respectivas posiciones relativas dentro del área que se desea describir, para esto existen métodos directos e indirectos, (Navarro, 2008).

Los métodos Indirectos, aunque son menos precisos que los Directos son los de mayor utilización por su menor laboriosidad y mayor rapidez.

En los métodos Indirectos los puntos determinados en el terreno no se sitúan sobre las curvas de nivel, sino que se espacian entre las curvas dentro del área a levantar, en el trabajo de gabinete se determinan las curvas de nivel por interpolación, (Navarro, 2008).

#### **Método de la cuadrícula.**

Este procedimiento solamente se emplea en áreas relativamente pequeñas del terreno, debido a su gran laboriosidad, si las características topográficas del terreno son muy disímiles pueden emplearse cuadrados de dimensiones diferentes empleando lados pequeños en las pendientes y lados mayores en las partes llanas. Conocida la cota de los vértices de los cuadrados se procede a la interpolación de las curvas de nivel en el software Civil 3D. (Navarro, 2008). Los datos de topografía que se usaron para trazar los perfiles se tomaron del levantamiento topográfico que hizo el equipo técnico de topografía de la UNAN-Managua en conjunto con el IGG-CIGEO, 2018), basándose en el método de la cuadrícula.

**Geodesia:** En levantamientos geodésicos de grandes áreas de superficie terrestre se debe tomar en cuenta la curvatura de la misma, donde estos se distinguen por la técnica y el uso que se les da, La red de mediciones entre puntos de este mismo sistema son necesarios para controlar todo el levantamiento y así determinar el lugar de grandes áreas, debiendo tomar estas medidas con la calidad más alta posible. (Navarro, 2008).

#### **2.10.4. Levantamiento de infraestructuras para determinar sobrecarga.**

##### **Esfuerzo en la masa de suelo**

Cuando una estructura esta cimentada en la tierra transmite esfuerzos al suelo, los que generan deformaciones, el suelo se considera un medio continuo que disipará las presiones a medida que aumenta la profundidad, de igual forma se pueden calcular los esfuerzo de contacto que existen en una área a cierto radio de distancia de la edificación, (Cruz Velazco, 2007).

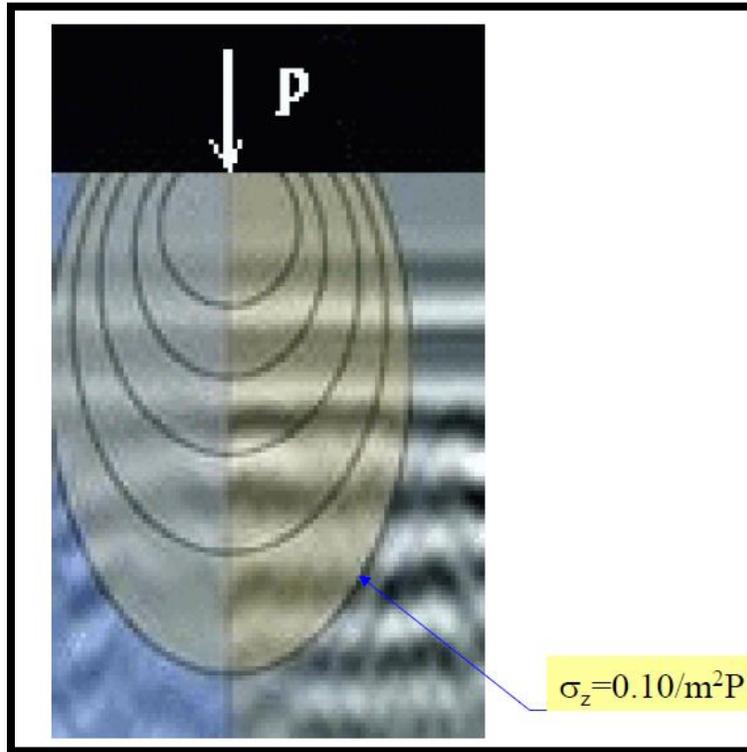
La distribución dentro de la masa de suelo depende de la forma, tamaño y distribución del área cargada, magnitud de la carga, profundidad a la cual se evalúa el incremento de esfuerzo vertical y la distancia horizontal del centroide de la carga al punto en consideración.

Tipos de consideraciones de carga:

- Carga Puntual.
- Carga uniformemente repartida sobre un área circular.
- Carga uniformemente repartida sobre un área rectangular.
- Carga uniformemente repartida sobre un área rectangular de longitud infinita.

##### **Concepto de bulbo de presiones**

Es la zona del suelo donde se producen incrementos de cargas verticales considerables, por efecto de una carga externa aplicada del tipo que sea. Los bulbos de presiones están conformados por isóbaras que son curvas que tienen en común una línea que une puntos de un mismo valor de presión. El bulbo está limitado por la isobara que toma el valor de  $\sigma_z=0.10P$  (Caso de carga puntual), (Cruz Velazco, 2007).



**Figura 2.23.** Diagrama de bulbos de presión para una carga puntual. (Cruz Velazco. L, 2007).

En la Figura 2.23 se muestran las líneas de presiones (isóbaras) que ejercen las edificaciones sobre el suelo y como estas se distribuyen en dependencia de la distancia y la profundidad con respecto al punto de aplicación de la carga. La figura plasma el caso de una carga puntual, donde se indica el valor de las isobaras de acuerdo a la profundidad.

En base a lo antes descrito en el capítulo 2, nos planteamos la siguiente hipótesis de la investigación:

### **2.11. Hipótesis.**

El talud del Mirador de Catarina presenta inestabilidad de terreno debido a las fuerzas actuantes (tipos suelos, sobrecarga de las estructuras, propiedades mecánicas y dinámicas del sitio) son mayores a las fuerzas resistentes al corte de los materiales y por ende ocurren movimientos de masas.

## CAPÍTULO III METODOLOGÍA APLICADA

### 3.1.1. Tipo de estudio.

En las investigaciones enfocadas al estudio de la estabilidad del talud en el Mirador de Catarina se obtuvo información correspondiente a características topográficas, estudios de respuesta sísmica de sitio, estudios geotécnicos, que permitieron analizar el comportamiento del talud, de tal forma que se ha desarrollado un trabajo investigativo de carácter cuantitativo y cualitativo ya que reúne parámetros físico-mecánicos del suelo y características socioculturales.

**3.1.2. Área de estudio:** El área de estudio está limitada en la parte del mirador de Catarina, esto debido a la construcción de un edificio de dos plantas propuesto por la alcaldía de dicho municipio, La evaluación de estabilidad aborda los alrededores de esta zona con el fin de determinar el riesgo que existe al construir en las laderas de un volcán, esto debido a las características topográficas del sitio, y la litología del área, el cual está conformada por depósitos volcánicos.

### 3.1.3. Universo y muestra.

**Universo:** El área de estudio se ubica en la laguna de Apoyo, el cual es un cráter de origen volcánico contando en su interior con la formación de una laguna de agua dulce. La Caldera de Apoyo es una estructura volcánica de forma casi circular de unos 6 km de diámetro con paredes que se levantan con elevaciones entre el punto más alto del borde de la caldera, al norte con 542 m.s.n.m, en el margen occidental de Catarina, el punto más bajo es de, 190 m.s.n.m ubicado en el borde nororiental. El estudio de evaluación de talud se ha realizado por cargas estáticas y dinámicas usando como referencias estudios realizados en Nicaragua en sitios como: Loma chico Pelón, Jocote Dulce y Cuesta El Plomo, todos ubicados en el departamento de Managua.

**La muestra:** En la parte sur oeste de las laderas de la laguna está ubicado el municipio de Catarina, el cual cuenta con un mirador donde se presentan varios locales de negocios y distintas obras de construcción. El área de estudio ubicada en el mirador de Catarina presenta alrededor de 13,357 m<sup>2</sup>, en este sitio la alcaldía de Catarina pretende realizar la construcción de un edificio de dos plantas. Para la evaluación de estabilidad del talud se usaron características del suelo, precipitación que presenta el área del talud y sobrecarga.

### **3.2. Métodos, técnicas e instrumentos de recolección de datos.**

En esta etapa se han recopilado y seleccionado toda la documentación existente concerniente a características y datos del Mirador de Catarina, métodos de análisis de estabilidad de taludes, software, normativas para cada uno de los estudios descritos, técnicas de solución contra deslizamiento, etc.

De acuerdo a la recolección de datos, antes de la formulación de la investigación ya se contaba con datos de campo como Geotecnia, topografía y sísmica los cuales fueron levantados por el Instituto de Geología y Geofísica IGG-CIGEO, pero de igual manera los métodos de análisis de estabilidad de taludes consideran parámetros del suelo que tuvieron que determinarse independientemente que ya se tuvieran estudios preliminares del área de análisis.

Los datos de campo fueron recolectados en el mes de octubre y noviembre del año 2018, la investigación y desarrollo del análisis de evaluación de taludes se inició en el mes de febrero del 2019.

Para desarrollar la obtención de datos se clasificaron los estudios y datos necesarios para la evaluación de estabilidad de ladera en el siguiente orden:

- ✓ Realización de pruebas de campo.
- ✓ Realización de pruebas de laboratorio.
- ✓ Determinación de parámetros del suelo necesarios para el análisis estático y dinámico de los taludes.
- ✓ Modelación de los taludes en condiciones estáticas y Dinámicas en GeoSlopeW 2012.

A continuación, se describirá el procedimiento de las pruebas de campo elaboradas por el IGG-CIGEO.

#### **3.2.1. Trabajo de campo.**

En la parte exploratoria, se procedió a visualizar y evaluar datos como: condiciones del talud, altura y presencia de edificios o construcciones pesadas aledañas al área de análisis, con el fin de obtener los puntos de mayor vulnerabilidad. De acuerdo a esos parámetros se realizaron pruebas de penetración estándar (SPT), mediciones sísmicas como Perfiles MASW y HVSR, levantamiento topográfico y levantamiento de estructuras existentes para determinar la sobrecarga.

### **3.2.2. Mediciones sísmicas.**

En el estudio realizado por el IGG-CIGEO se registraron 2 perfiles MASW, en sitios seleccionados dentro del área de estudio, cada uno con profundidades de 30 m, para lo cual también fue necesario contar con el levantamiento topográfico. El propósito de estas mediciones sísmicas fue determinar las velocidades de onda de corte y relacionarla con el módulo de corte máximo de los suelos ya que es un parámetro necesario para el análisis dinámico. Para este propósito se aplicó el método MASW y se determinó un modelo unidimensional (velocidad de corte vrs la profundidad).

#### **3.2.2.1. Registros MASW (Análisis Multicanal de Ondas Superficiales).**

Para los registros de campo de ondas superficiales con el método MASW se hizo uso de un sistema de adquisición de 24 canales de Geométricas. La toma de registros realizados permitió alcanzar profundidades de hasta 30 m.

Para realizar la adquisición de los datos se tendió el cable multiconector lo más alineado posible y los geófonos fueron ubicados sobre el tendido del mismo, con una separación de 1 m entre ellos, el cable se conectó al sismógrafo en uno de sus extremos a la misma vez, en donde también se conectó el computador portátil que serviría para descargar instantáneamente los datos registrados por el mismo (Figura 2.21), usando como fuente generadora de ondas un mazo y una placa metálica, (Foto 3.1 y 3.2).

Los parámetros para la adquisición usados fueron:

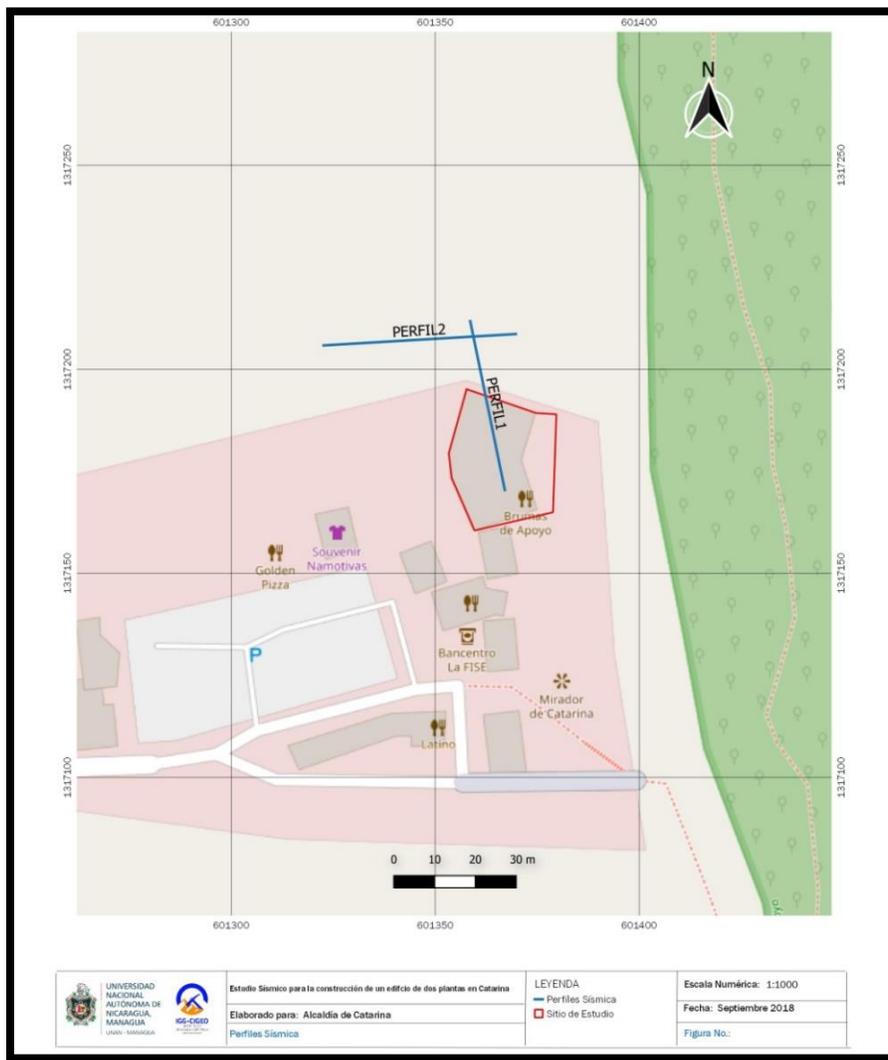
- Intervalo de muestreo=1.0 ms.
- Longitud de registro= 5.0 s.
- Distancia entre recibidores (dx)=5.0 m.
- Distancia de fuente (X1)=50 m.



*Foto 3.1. Equipo utilizado para las mediciones sísmicas.*



*Foto 3.2. Colección de datos en campo de registro MASW.*



*Figura 3.1. Mapa de ubicación de registros MASW para determinación de modelos de velocidades de ondas de corte. fuente: (Estudio sísmico Catarina, IGG-CIGEO 2018)*

### 3.2.3. Estudio geológico-geotécnico en el Mirador de Catarina.

#### 3.2.3.1. Pruebas In situ.

El trabajo de campo consistió en adquirir datos In-situ haciendo uso de pruebas geotécnicas (sondeos a percusión, muestreo de suelos alterado en calicatas, pruebas de infiltración). De manera que se realizó la caracterización del suelo a través de la ejecución de la prueba de penetración estándar (SPT) con muestreo de suelos, para realizar ensayos de laboratorio también se determinó el coeficiente de permeabilidad de los suelos y se definió la carga admisible del terreno, según la relación del valor “N” del SPT de los suelos identificados.

En el trabajo de campo se realizaron perforaciones con SPT (Standard Penetración Test), apertura de calicatas y pruebas de infiltración, en la (Tabla 3.1) se enumeran el número de pruebas de campo.

*Tabla 3.1. Pruebas elaboradas In-situ. IGG-CIGEO/UNAN-Managua.*

| Método empleado | Nº de pruebas |
|-----------------|---------------|
| SPT             | 3             |
| Infiltración    | 4             |
| Calicatas       | 2             |

#### 3.2.3.2 Ensayo de SPT y Muestreo de suelos.

Para la caracterización geotécnica se utilizó la prueba de penetración estándar SPT (Foto 3.3), se realizaron 3 sondeos de 10m de profundidad cada uno y estos se ubicaron de acuerdo a las condiciones del terreno y a la propuesta de la ubicación de las futuras estructuras (Figura 3.2). Además, se efectuó muestreo de suelos del tipo alterado realizado continuamente en todo el sondeo, usando un muestreador de tubo partido de 2" de diámetro. Los sondeos fueron ubicados según las coordenadas mostradas en la Tabla 3.2.

*Tabla 3.2. Coordenadas de ubicación de las prueba de SPT.*

| ID    | X      | Y       | Profundidad (m) |
|-------|--------|---------|-----------------|
| SPT 1 | 601370 | 1317188 | 10              |
| SPT 2 | 601370 | 1317170 | 10              |
| SPT 3 | 601357 | 1317171 | 10              |

Las muestras fueron colocadas en cajas de madera (Foto 3.4) con su identificación correspondiente de acuerdo a la designación ASTM D4220, Titulado "Standard practices for preserving and transporting soil samples".

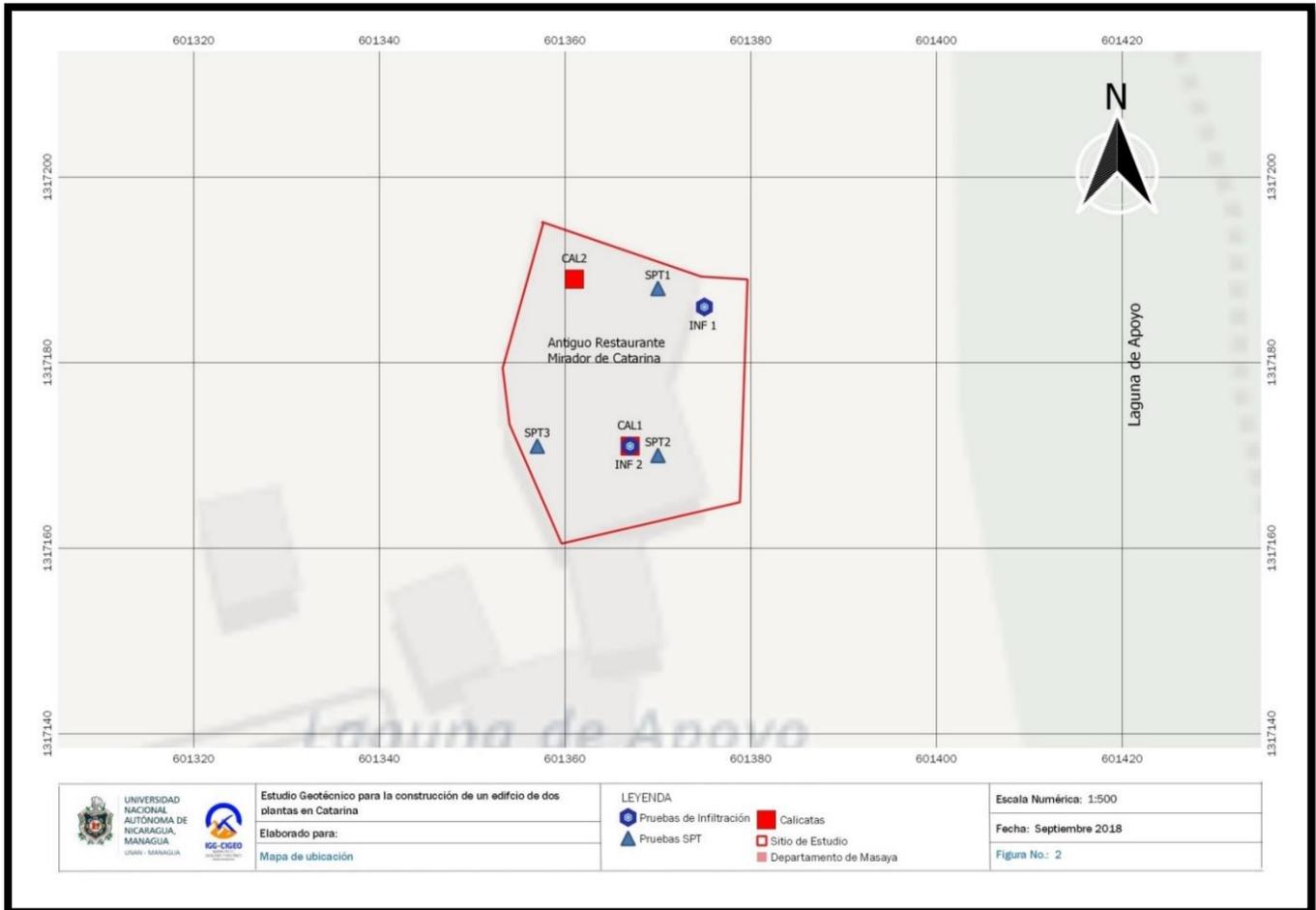
También se tomaron muestras para la determinación de la humedad In Situ, las cuales se identificaron y almacenaron en bolsas plásticas transparentes altamente resistentes de polietileno, luego procedieron a sellarlas con cierre hermético del tipo grip con el cuidado de extraer completamente el aire y protegiéndola de la radiación solar directa, (Informe Geotécnico Catarina, IGG-CIGEO 2018).



*Foto 3.3. Prueba de penetración estándar (SPT)*



*Foto 3.4. Caja de madera con muestras de suelo de SPT, IGG-CIGEO*



**Figura 3.2. Mapa de ubicación de pruebas de campo Geotecnia. IGG-CIGEO/UNAN-Managua.**

### 3.2.3.3. Pruebas de infiltración.

Para determinar la capacidad de infiltración del suelo, se realizaron 4 pruebas de infiltración, se ubicaron una en la parte superficial del mirador, otra dentro de una calicata y dos en los sondeos SPT 1 y SPT 2, respectivamente, (Figura 3.2).

Las pruebas de infiltración se realizaron haciendo uso del infiltrómetro de doble anillo y mariotes graduados (Foto 3.5), en capas superficiales, aplicando una carga constante y siguiendo los procedimientos de la designación ASTM D3385. Para estratos a mayor profundidad, el coeficiente de permeabilidad del subsuelo se determinó realizando la infiltración directamente en los sondeos SPT.



**Foto 3.5. Prueba de infiltración en calicata de 1.5 x 1.5 x 2 m de profundidad.**

En la (Tabla 3.3) se presentan las coordenadas de los sitios donde se realizaron las pruebas de infiltración.

**Tabla 3.3. Coordenadas de ubicación de las pruebas de infiltración, IGG-CIGEO 2018.**

| <b>ID</b> | <b>Punto de prueba</b> | <b>X</b> | <b>Y</b> |
|-----------|------------------------|----------|----------|
| INF-1     | SPT                    | 601370   | 1317188  |
| INF-2     | SPT                    | 601370   | 1317170  |
| INF-3     | Calicata               | 601375   | 1317186  |
| INF-4     | Superficial            | 601367   | 1317171  |

### 3.3.1. Procesamiento y definición de datos.

### 3.3.2. Análisis en laboratorio.

Con las muestras de suelo obtenidas por medio de la prueba SPT, se determinaron los diferentes estratos en cada sondeo y posteriormente se correlacionaron. En la (Foto 3.6) se muestran los suelos identificados y analizados en laboratorio según el Sistema Unificado, ASTM D 2487-02.



*Foto 3.6. Muestras de suelo en laboratorio.*

Las pruebas y procedimientos estándares realizadas a las muestras de suelo corresponden a:

- 1.- Granulometría -----ASTM D 422-63(2002)
- 2.- Límites de Atterberg----- ASTM D 4318-02
- 3.- Clasificación SUCS----- ASTM D 2487-02
- 4.- Pesos específicos de los suelos y gravedad específica -----ASTM D 854-02
- 5.- Contenido de Humedad del suelo ----- ASTM D 2216-02

Con el propósito de determinar las características de los materiales que conforman el Mirador de Catarina, en el laboratorio se realizaron los ensayos siguientes: Granulometría, Contenido de humedad, Límites de Atterberg, Gravedad específica, etc. Las pruebas realizadas en laboratorio y su designación se basan en las normas (ASTM, 2002).

### 3.3.2.1. Compacidad relativa

Compacidad relativa: es una manera de indicar la relación de la densidad in situ con la de la densidad máxima a alcanzar, aplicable a suelos arenosos. La compacidad relativa es una propiedad índice de los suelos y se emplea normalmente en gravas y arenas, es decir, en suelos que contienen casi exclusivamente partículas mayores que 0.074 mm. (Malla # 200), (Fariñas & Guido, 2012).

El uso de la compacidad relativa en geotecnia es importante debido a la correlación directa que ella tiene con otros parámetros de los suelos de importancia en la ingeniería, tales como el ángulo de fricción interno, la resistencia a la penetración (N golpes de cuchara normal) como se muestra en la tabla 3.4. Por otra parte, muchas fórmulas que permiten estimar los asentamientos posibles de estructuras fundadas sobre suelos granulares.

**Tabla 3.4. Relación de N golpes del SPT en arenas, compacidad relativa y Angulo de fricción interno ASTM-D1586.**

| Arenas |                            |                                |  |
|--------|----------------------------|--------------------------------|--|
| N      | Compacidad relativa Cr (%) | Descripción: densidad relativa | φ: ángulo de fricción interno del suelo(°) |
| 0-3    | 0-15                       | Muy suelta                     | 28   |
| 3-8    | 15-35                      | Suelta                         | 28-30                                      |
| 8-25   | 35-65                      | Media                          | 30-36                                      |
| 25-42  | 65-85                      | Densa                          | 36-41                                      |
| 42-58  | 85-100                     | Muy densa                      | >50  |

La compacidad relativa puede ser estimada a partir de la **ecuación 3.1**:

$$Cr: 100\left(\frac{N_{60}}{60}\right)^{0.5} \quad \text{Ec.3.1}$$

Dónde:

N60: número de golpes con una energía liberada del 60% de la energía teórica.

### Consistencia

Es la propiedad índice más importante de los materiales finos, ya que gobierna las fuerzas de cohesión-adhesión, es la característica del suelo responsable de la resistencia del suelo a ser moldeado o roto. Se refiere a las fuerzas que permiten que las partículas se mantengan unidas; se puede definir como la resistencia que ofrece la masa de suelo a ser deformada o amasada. Dichas fuerzas dependen del contenido de humedades por esta razón es que la consistencia se debe expresar en términos de suelo seco, húmedo o mojado, (Fariñas & Guido, 2012).

Ulloa & Castrillo (2007) mencionan, que las fuerzas que causan la consistencia son: cohesión y adhesión. Cohesión: es la fuerza de atracción entre partículas de la misma naturaleza. Adhesión: se debe a la tensión superficial que se presenta entre las partículas de suelo y las moléculas de agua. Sin embargo, cuando el contenido de agua aumenta excesivamente, la adhesión tiende a disminuir. El efecto de la adhesión es mantener unidas las partículas.

### **3.3.2.2. Angulo de fricción interno**

Para suelos granulares (arena), el ángulo de fricción interno se determina a partir del resultado obtenido del ensayo de penetración estándar, de acuerdo con las correlaciones expuestas por: (Peck, Hanson y Thornburn) (Ecuación 3.2).

$$\phi = 20 + 3.5 * \sqrt{N_{corr}} \quad \text{Ec.3.2}$$

Dónde:

N<sub>corr</sub>: número de golpe corregido.

$\phi$ : Ángulo de fricción interno.

### **3.2.3. Definición de la Topografía del Mirador de Catarina.**

En esta etapa de la investigación, los datos de campo fueron levantados por personal técnico del IGG-CIGEO y topógrafos de la facultad de ciencias e ingeniería de la UNAN-Managua. Se describirá de manera general los equipos utilizados y la metodología empleada. El levantamiento topográfico sirvió de base para definir la geometría de los taludes.

#### **3.2.3.1. Definición de puntos geodésicos y BM**

De acuerdo a lo desarrollado en el acápite 2.4.1, determinaron puntos geodésicos los cuales permiten tener una mayor precisión en los datos de las elevaciones del terreno. El levantamiento de puntos geodésico consistió en plantar el GPS marca SOKKIA GRX2 (Foto 3.7) en distintos puntos del terreno donde se podía dejar como referencia un punto fijo, este servirían de base para el levantamiento altimétrico y planimétrico del terreno. Los datos obtenidos con el GPS SOKKIA GRX2 fueron procesados con el software MAGNET TOOLS JOBS V.3.0.

Los parámetros que se consideraron para la obtención de puntos geodésicos son los siguientes:

- Unidad lineal: metros.
- Unidades angulares: DMS.
- Proyección: UTMNorth-Zone\_16: 90W to 84W.
- Datum: WGS84.
- Huso Horario: Central América Standard Time.



**Foto 3.7. Levantamiento de puntos geodésicos en el mirador de Catarina con GPS SOKKIA GRX2. (IGG-CIGEO/UNAN-MANAGUA, 2018).**

En la Tabla 3.5, se presenta un resumen de los puntos geodésicos levantados en el mirador de Catarina.

**Tabla 3.5. Resumen de puntos geodésico (BM). (IGG-CIGEO/UNAN-Managua, 2018)**

| Nombre | Altura Elip (m) | Elevación (Datum) (m) | WGS84 Latitud    | WGS84 Longitud   | WGS84 H Elip. (m) | Y (m)            | Estand Desv n (m) |
|--------|-----------------|-----------------------|------------------|------------------|-------------------|------------------|-------------------|
| MANA   | 71.042          | 71.042                | 12°08'56.17824"N | 86°14'56.37820"W | 71.042            | -<br>6222925.713 | 0                 |
| BM-1   | 540.304         | 540.304               | 11°54'48.32741"N | 86°04'08.78936"W | 540.304           | -<br>6227490.128 | 0.008             |
| BM-2   | 538.397         | 538.397               | 11°54'47.38834"N | 86°04'08.40025"W | 538.397           | -<br>6227493.402 | 0.007             |

### **3.2.3.2. Levantamiento altimétrico y planimétrico.**

Luego de definir los puntos geodésico en el mirador de Catarina se procedió a realizar el levantamiento altimétrico y planimétrico, la importancia de los puntos geodésicos es que permite trabajar con coordenadas satelitales, debido a la importancia de la investigación es necesario obtener coordenadas y distancias con alta precisión y de esta manera no trabajar con coordenadas asumidas. En geodesia se definieron 2 BM, los que fueron el punto de partida para amarrarse con la estación total y hacer la radiación del terreno por medio de puntos que permitan dibujar la superficie del terreno tanto en altimetría como planimetría. (Foto 3.8).

Los equipos utilizados para el levantamiento con estación total son los siguientes:

- Estación total Leica TS09.
- Bastón porta prisma.
- Prisma.
- Trípode SOKKIA.
- Cinta métrica de Nylon.
- Brújula.

Luego de hacer el levantamiento de los puntos, los datos obtenidos fueron exportados en el software FlexOffice Leica, que trae el paquete de compra de la estación total, luego estos datos se procesan a un archivo de Excel y se guardan para luego hacer el procesamiento de los puntos del terreno en el software Civil 3D y AutoCAD, esto de acuerdo al enfoque del proyecto.

Los puntos geodésicos permiten tener alta precisión en el levantamiento topográfico, por lo que es recomendable que en cada proyecto relacionado a la evaluación de estabilidad de talud, siempre se obtengan puntos geodésicos del área de estudio, ya que la geometría de los perfiles del talud son un parámetro importante que se considera para determinar los factores de seguridad.



*Foto 3.8. Levantamiento topográfico con estación Total Leica TS09, Equipo Topográfico UNAN-Managua, 2018)*

#### **3.2.4. Trazo de perfiles para taludes en el Mirador de Catarina.**

La metodología que se aplicó se basa en cuatro puntos:

- Definir alineamientos en programa Civil3D-2016 a partir de las curvas de nivel obtenidas con el levantamiento topográfico.
- Dibujar los perfiles del talud en AutoCad-2016.
- Elementos que se tomaron en cuenta para el trazo de los perfiles sobre el mirador de Catarina.
- Distancias y elevaciones de los taludes y coordenadas de inicio y Final.

Para determinar la geometría de los taludes se usó la herramienta Civil 3D-2016, a partir del levantamiento topográfico realizado en el mirador de Catarina por el equipo Topográfico UNAN-Managua se procedió a generar la superficie del terreno con intervalos entre curvas mayores de 2 m y de curvas menores de 0.5 m. Luego se trazaron los perfiles considerando el área donde la topografía presentara más vulnerabilidad, también se consideró trazar los

perfiles sobre las áreas donde están construidas las infraestructuras con el objetivo de conocer las presiones y los esfuerzos que ejercen al suelo. Por último, definida la geometría de los perfiles se exportaron al programa GeoStudio 2012 en formato DXF.

Una vez definida la geometría del talud, se consideró el lugar por donde se trazaron los perfiles, esto en dependencia de las sobrecargas y considerando las condiciones del terreno que presentan mayor vulnerabilidad. Para la evaluación de inestabilidad de laderas en el Mirador de Catarina se trazaron 4 perfiles cada uno con diferentes características geométricas (Tabla 3.6).

**Tabla 3.6. Coordenadas de los taludes trazados en el mirador de Catarina para la evaluación de inestabilidad.**

| <b>Coordenadas de perfiles</b> |                     |                           |                            |
|--------------------------------|---------------------|---------------------------|----------------------------|
| <b># de Talud</b>              | <b>Longitud (m)</b> | <b>Coordenadas Inicio</b> | <b>Coordenadas Finales</b> |
| <b>Talud 1</b>                 | 93.049              | 601328.792<br>1317176.481 | 601403.724<br>1317231.647  |
| <b>Talud 2</b>                 | 80.198              | 601325.411<br>1317161.699 | 601398.732<br>1317194      |
| <b>Talud 3</b>                 | 122.312             | 601278.74<br>1317130.387  | 601397.449<br>1317159.855  |
| <b>Talud 4</b>                 | 119.192             | 601284.351<br>1317100.916 | 601401.439<br>1317123.209  |

Es importante mencionar que, al momento de definir el contorno geométrico de los taludes, solo se profundizó 10 m del borde de las barandas ubicadas en el Mirador de Catarina, (Foto 3.9 y 3.10). Otro factor que nos limitó para dibujar los taludes fueron las profundidades de exploración de los SPT, estos tienen solo 10 metros de perforación, los que están ubicados en la parte media del mirador, (Figura 3.3).

Se observa en la (Foto 3.9) el talud natural existente en el mirador de Catarina en el área de las gradas, frente a los Restaurantes. A la izquierda de la imagen se encuentran las barandas de seguridad que limitan con una ladera de más de 500 m de altura.



*Foto 3.9. Talud existente en el Mirador de Catarina.*



*Foto 3.10. Parte de la ladera noroeste de la laguna de apoyo, donde está ubicado el Mirador de Catarina, Aquí se forma una pendiente mayor al 70% la que se observa en la parte derecha de la imagen.*



*Figura 3.3. Mapa del área de estudio ubicada en el mirador de Catarina.*

### 3.2.5. Determinación de la sobrecarga.

En esta investigación se hizo levantamiento de edificios en el mirador de Catarina usando cinta topográfica de nylon de 100 m de longitud, cintas metálicas de 5 metros. En fichas de trabajos se anotaron las características de las infraestructuras; tipo de materiales y sistemas constructivos. Para el cálculo de los pesos se utilizaron de referencia las tablas y valores del anexo A y D del reglamento de la construcción de Nicaragua (RNC-07).

Considerando que GeoStudio 2012 incluye la sobrecarga como una carga puntual se tomó en cuenta las distancias de los edificios con respecto a los taludes y se usó la ecuación de Boussinesq (1885) para cargas puntuales como se describe continuación:

$$\Delta\sigma = \frac{P}{z^2} P_o \quad \text{Ec.3.3}$$

Donde:

$\Delta\sigma$  = Presiones que ejercen las estructuras sobre el suelo en Kpa.

Z= Profundidad a la que se desea conocer las presiones.

Po= Valor de influencia de carga, Po está dada de la siguiente manera:

$$P_o = \frac{3}{2\pi} \left( \frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right)^{5/2} \quad \text{E.c.3.4}$$

Dónde: r = radio hasta donde se desea conocer las presiones.

Para el cálculo de estos valores se usó como referencia los anexos A Y D del reglamento de la construcción de Nicaragua RNC-07. Estos cálculos se basan en los principios de peso específico de los materiales y las presiones volumétricas que ejercen por unidad de área. Cabe señalar que en este cálculo solo se determina la carga muerta de los edificios. En total se levantaron 9 construcciones, estas se plasman en la (Tabla 3.7).

Según la ficha técnica que se levantó en campo, se tomaron notas de las características constructivas de cada local, tomando en cuenta las dimensiones y las alturas, tipo de sistemas constructivos, daños presentes en la estructura y tipos de materiales de construcción. En base a esto se determinó el área de cada edificación para luego distribuir los esfuerzos.

Es importante mencionar que no se calculó la carga muerta de los tramos de artesanías ubicados al costado sur y norte del parqueo, esto debido a que los taludes que se definieron tienen una pendiente negativa en esa zona y las presiones que pueden generar al suelo son menores en comparación con las estructuras principales. En base a estudios anteriores de estabilidad de talud como el de (Fariñas & Guido, 2014), el peso de la sobrecarga no influye mucho en condiciones normales de un talud, en cambio a la hora de un sismo si pueden verse afectadas por los desplazamientos que sufre el suelo.

**Tabla 3.7. Valores de carga muerta calculados en el mirador de Catarina en base al RNC-07**

| Valores de carga muerta de edificaciones principales del mirador de Catarina en base al RNC-07. |                               |                                 |                              |             |              |
|---|-------------------------------|---------------------------------|------------------------------|-------------|--------------|
| Descripción del local   | Área de construcción<br>$m^2$ | sistema constructivo            | Carga Muerta<br>( $Kn/m^2$ ) | Coordenadas |              |
|   |                               |                                 |                              | x           | y            |
| Restaurante linda vista   | 69.36                         | Mampostería confinada           | 6.49                         | 601363.486  | 1317110.503  |
| Restaurante Latino  | 111.5                         | Mampostería confinada           | 7.29                         | 601345.315  | 1317112.524  |
| Restaurante Faroles   | 61.6                          | Mampostería reforzada           | 7.91                         | 601363.537  | 1317135.515  |
| Restaurante   | 124.49                        | Mixto, Madera, Ladrillo         | 6.24                         | 601356.827  | 1317145.492  |
| Restaurante   | 70.4                          | Mixto, confinado y reforzado.   | 8.55                         | 601364.335  | 1317156.815  |
| Tramo de Artesanía  | 145.6                         | Mixto, piedra cantera, Ladrillo | 5.78                         | 601350.163  | 1317151.347  |
| Bodega  | 3.3                           | Mampostería reforzada           | 11.18                        | 601349.282  | 1317133.185  |
| Casetas de Bampro   | 3.3                           | Mampostería reforzada           | 11.18                        | 601349.793  | 1317129.092  |
| Baño 1  | 14.84                         | Mampostería reforzada           | 22.36                        | 601326.218  | 1317179.979  |
| Baño 2  | 14.84                         | Mampostería reforzada           | 22.36                        | 601344.706  | 1317188.5998 |
| Tanque de ENACAL  | -                             | Tanque Metálico                 | 58.81                        | 601343.696  | 1317169.802  |



**Foto 3.11. Tanque de ENACAL ubicado en el Mirador de Catarina.**

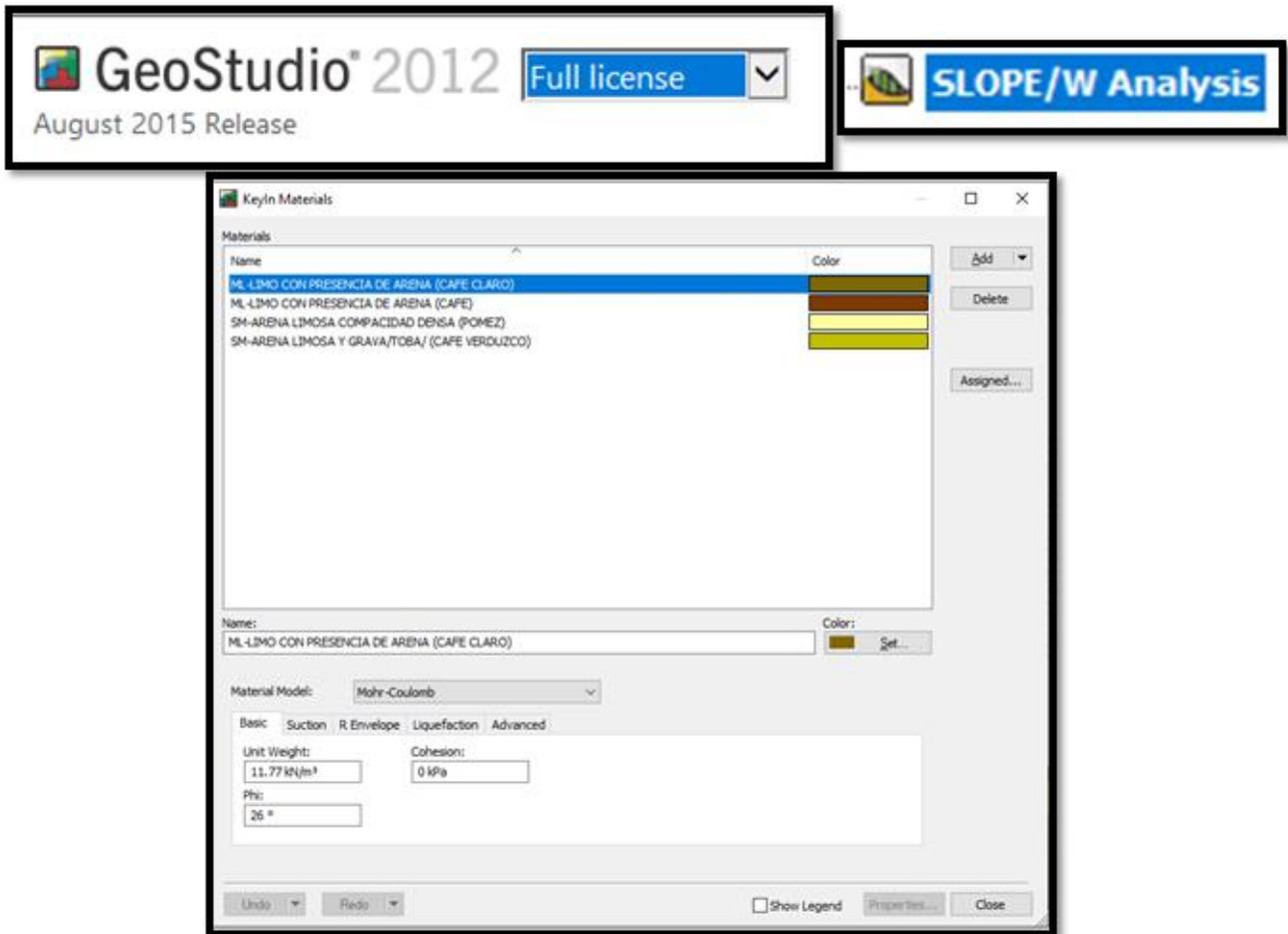


**Foto 3.12. Edificios Construidos sobre las laderas del Mirador de Catarina.**

### 3.3. Modelamiento de taludes en condiciones estáticas y dinámicas, GeoStudio 2012.

#### 3.3.1. Análisis estático, método equilibrio límite.

En esta etapa de la investigación se ingresaron las propiedades del suelo, usando la metodología de Morh-Coulomb, para el análisis estático de taludes los datos que se insertaron en GeoStudio 2012 fueron: Peso específico, Angulo de fricción, cohesión y geometría de los perfiles, esto con la finalidad de obtener el factor de seguridad del talud.



**Figura 3.4.** En SLOPE/W 2012, la ventana *KeyIn Materials*, permite ingresar los parámetros del suelo, por cada uno de los estratos; Peso específico, cohesión y  $\phi$ .

Para obtener los factores de seguridad por medio de las superficies de falla, los taludes se analizan con el método de Spencer y con el método de Morgenstern Price. Para definir la geometría del talud hay diferentes maneras; dibujar regiones, ingresar coordenadas de punto e importar un dibujo en archivo DXF, en el análisis que desarrollamos usamos formatos DXF exportados de AutoCAD 2016.

### 3.3.2. Análisis dinámico, método de elementos finitos.

Los datos de entrada se fundamentaron en propiedades dinámicas del suelo, sobrecarga y además se utilizó el registro sísmico del terremoto de Managua de 1972, estos parámetros del suelo permitieron determinar los desplazamientos y presiones en la masa del suelo, a través del análisis en QUAKE/W 2012.

En la herramienta Draw Mesh Properties se define la malla de puntos para analizar cada nodo y determinar los desplazamientos y deformaciones del talud, a medida que la separación de la malla es menor, los resultados serán más precisos, en el análisis se usó una malla de 1m x 1m esto debido a que los análisis tardan más de 2 horas por las limitaciones del procesador con que se cuenta.

### Esfuerzos estáticos iniciales, QUAKE/W 2012.

En la figura 3.5 se muestra la ventana Keylin Materials, donde se ingresan los parámetros de los materiales; valores de  $G_{máx}$ , reducción de amortiguamiento, pesos específicos, ángulo de fricción, (QUAKE/W 2012).



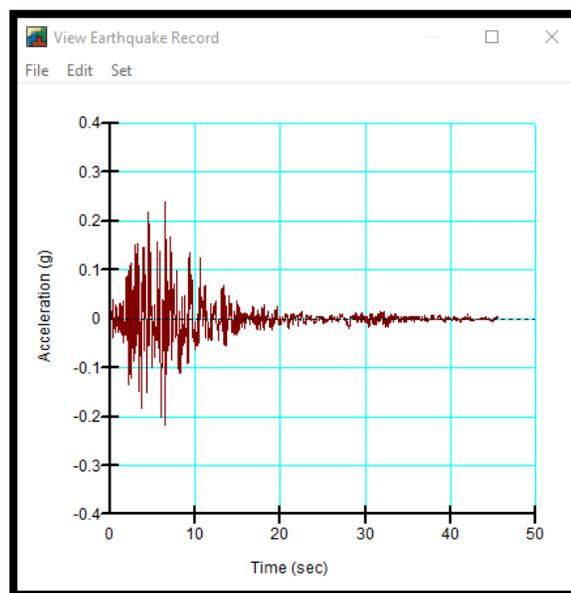
Figura 3.5. Ventana Keylin Materials, Geoestudio 2012.

### 3.3.3. Esfuerzos dinámicos influidos por un registro sísmico, (*Método Lineal equivalente*).

Para el análisis dinámico de estabilidad de laderas se trabajó con el registro sísmico del terremoto de Managua de 1972, es importante mencionar que para el ingreso de las aceleraciones del sismo se debe contar con una base de datos registrada desde la roca, por ende la metodología que se debe usar es la explicada en el capítulo 2.3. La metodología consiste en deconvolucionar el sismo, para esto es necesario conocer las propiedades del sitio donde se registró las aceleraciones en la superficie y aplicar los teoremas desarrollados por Seed y Bray, 1997.

La deconvolución de registros sísmicos consiste en pasar las aceleraciones registradas en la superficie a la roca (Basamento), al registrar un movimiento telúrico en la superficie las aceleraciones del sismo sufren un proceso de amplificación, por ende al analizar otros lugares el registro se amplificaría 2 veces. Para el análisis de taludes es necesario ingresar aceleraciones sísmicas medidas desde la roca, esto permitirá que el sismo se amplifique con las características del suelo donde se forman los taludes, lo que conlleva a obtener resultados más precisos en el análisis computacional, (Suárez Díaz, 2008).

Para el análisis dinámico de laderas del Mirador de Catarina ya se contaba con el registro sísmico deconvolucionado, por lo tanto, en la investigación no se hizo el proceso de deconvolución, desarrollado por Seed y Bray, 1997.

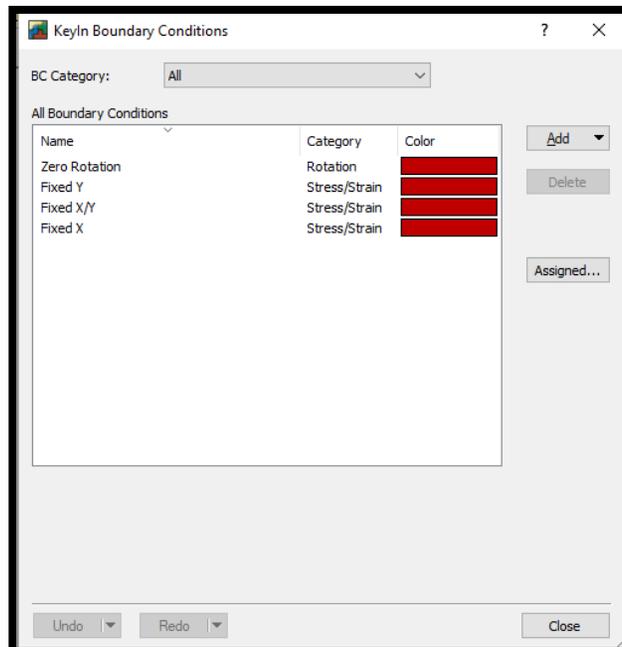


**Figura 3.6. Aceleraciones máximas del terremoto de Managua de 1972, Deconvolucionado. Componente Este-Oeste.**

### 3.3.3.1. Análisis Dinámico-método lineal equivalente.



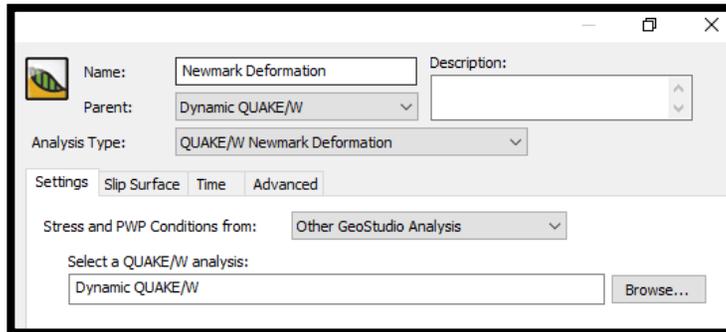
*Figura 3.7. Ventana keylins Materials, acá se ingresan los valores que definen la función de damping ratio, la que relaciona el índice de plasticidad del suelo y los esfuerzos de confinamiento.*



*Figura 3.8. La ventana Keylin Boundary Conditions presenta las condiciones de contorno de los taludes, estas limitan el movimiento al momento del análisis dinámico.*

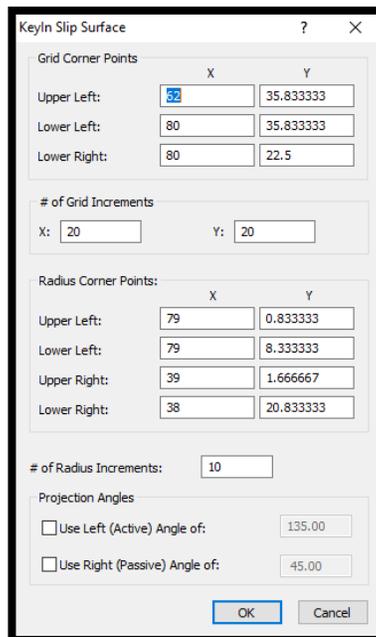
### 3.3.4. Análisis de deformaciones de Newmark

Con los esfuerzos y desplazamientos obtenidos en el análisis dinámico se procederá a determinar los factores de seguridad a través de un análisis estático usando el método de deformaciones de Newmark, para obtener las superficies de fallas se debe hacer una correlación con los análisis dinámicos obtenidos con el registro sísmico, (Figura 3.9).



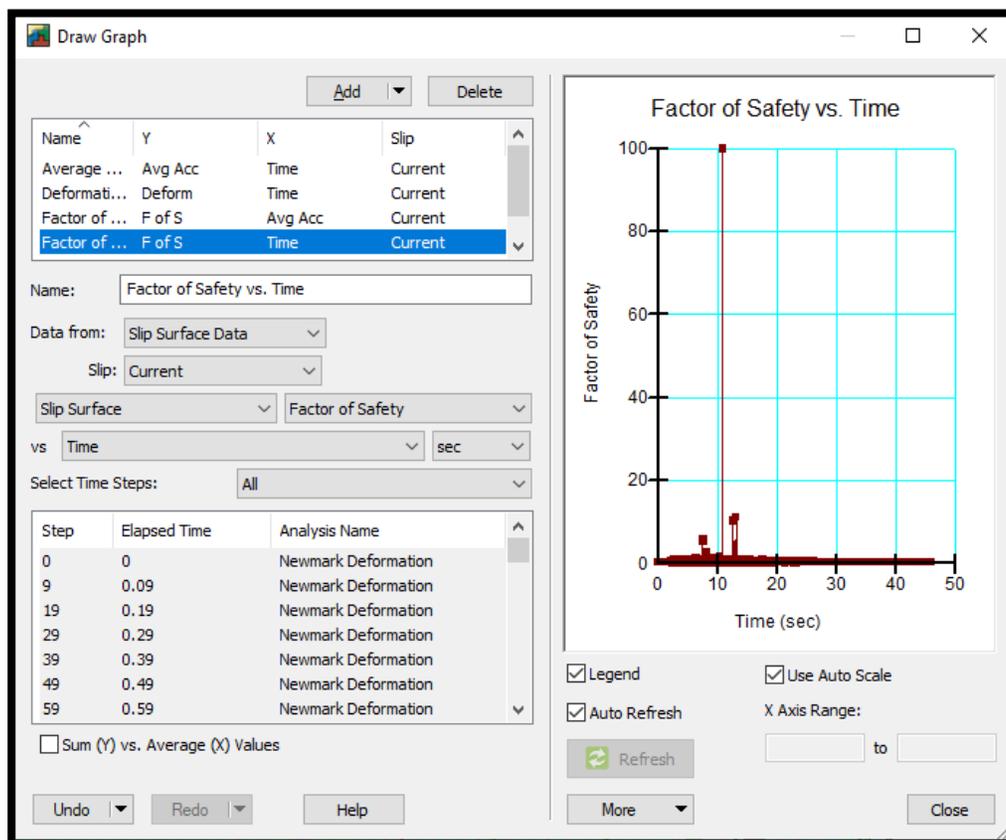
**Figura 3.9.** Análisis de desplazamiento de Newmark, en base a los análisis dinámicos de taludes.

Para obtener las superficies de falla es necesario definir las dimensiones de la grilla, esta tiene la función de conocer en cada nodo los factores de seguridad de acuerdo al tipo de superficie de falla, también se definen los puntos o líneas de radios donde se desea conocer las superficies de falla, este parámetro es importante trazarlo de manera adecuada ya que permite encontrar los factores de seguridad más vulnerables al deslizamiento, (Figura 3.10).



**Figura 3.10.** En la ventana Keylin Slip Surface se ingresan las coordenadas de la grilla y las líneas de radio.

Luego de aplicar el análisis usando el método de Newmark en GeoStudio 2012, se obtuvieron los factores de seguridad generados por el registro sísmico del terremoto de 1972, el programa permite graficar valores de desplazamientos, velocidades, factores de seguridad vs tiempo, deformaciones vs tiempo, esto con la función de interpretar las gráficas y determinar las zonas de amenaza que se generaron por medio del registro sísmico. En la figura 3.11 se muestra la ventana de opciones para graficar diferentes parámetros del talud.



**Figura 3.11.** La ventana *Draw Graph* permite dibujar diferentes graficas en base al análisis de deformación de Newmark.

De acuerdo a los resultados de factores de seguridad y desplazamientos del suelo, se definieron las áreas más vulnerables a deslizamientos y se procedió a realizar los mapas de amenaza de inestabilidad de ladera en el Mirador de Catarina, basándose en los análisis estático y dinámico y aplicando la metodología de Suárez Díaz, 1998.

## CAPÍTULO IV ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

### 4.1. Análisis y discusión de resultados.

En el presente capítulo se analizan y discuten los resultados obtenidos de acuerdo a los objetivos planteados en la investigación donde se abordan los parámetros que consideramos para la evaluación y modelamiento de estabilidad de laderas en el Mirador de Catarina.

Este capítulo se divide en 4 acápite fundamentales:

La primera parte está enfocada en definir las características físico-mecánicas del suelo en el mirador de Catarina, acápite 4.2.

La segunda etapa se enfoca en modelos topográficos para la elaboración de perfiles transversales del área en estudio, acápite 4.3.

La tercera etapa consistió en el modelamiento y análisis de inestabilidad del terreno mediante el uso del software geotécnico “GeoStudio 2012”, en condiciones estática y dinámica, acápite 4.4.

La cuarta etapa se enfoca en elaborar mapas de amenaza de acuerdo a los factores de seguridad obtenidos en el análisis tanto estático y dinámico en “Geoestudio 2012”, acápite 4.5. A continuación se presentará cada uno de los acápite.

### 4.2. Caracterización geotécnica.

#### 4.2.1 Descripciones de sondeos SPT.

En función de los estudios proporcionados por el IGG-CIGEO donde incluye ensayos de SPT, muestreo alterado en calicatas, pruebas de infiltración y pruebas de laboratorios, se presentan las siguientes características de suelos.

Para la ubicación geográfica de los SPT se registraron las coordenadas con estación total Leica Ts 09 plus los cuales se amarraron con los puntos geodésicos obtenidos con GPS Garmin 73.

*Tabla 4.1. Ubicación de sondeos de SPT, Mirador de Catarina.*

| ID    | Coordenadas |             | Profundidad (m) | Elevación (m) |
|-------|-------------|-------------|-----------------|---------------|
|       | X           | Y           |                 |               |
| SPT 1 | 601371.167  | 1317205.061 | 10              | 537.25        |
| SPT 2 | 601370      | 1317188     | 10              | 538.48        |
| SPT 3 | 601357      | 1317171     | 10              | 541.89        |

## Sondeos SPT

En general los sondeos que se realizaron se identificaron suelos de características similares, según la clasificación SUCS predominaban suelos arenosos limosos de compacidad media y compacidad suelta, (Tabla 4.2).

**Tabla 4.2. Significado de la simbología del sistema de clasificación de suelo SUCS, de acuerdo a los estratos obtenidos con SPT a percusión en el mirador de Catarina.**

| SUCS  | Descripción de la muestra  |
|-------|--|
| ML    | Limo de baja plasticidad de color café claro con presencia de arena y compacidad suelta              |
| SM    | Arena limosa y grava color café verduzco(toba), compacidad suelta                                    |
| ML    | Limo de baja plasticidad de color café claro con presencia de arena, compacidad suelta               |
| SW-SM | Arena bien graduada de color oscuro con presencia de grava y limo, compacidad suelta                 |
| ML    | Limo de baja plasticidad de color café con presencia de arena, compacidad de suelta a media          |
| SM    | Arena limosa color blanco (Pómez), compacidad de media a muy densa                                   |
| ML    | Limo de baja plasticidad de color café claro con presencia de arena, compacidad suelta               |
| SM    | Arena limosa y grava color café verduzco (toba), compacidad suelta                                   |
| ML    | Limo de baja plasticidad de color café claro con presencia de arena, compacidad media                |
| ML    | Limo de baja plasticidad de color café claro con presencia de arena, compacidad de media a muy densa |
| SM    | Arena limosa color café amarillento de compacidad suelta   |
| ML    | Limo de baja plasticidad de color café claro con presencia de arena, compacidad de suelta a media    |
| ML    | Limo de baja plasticidad de color café claro con presencia de arena, compacidad de media a muy densa |

## Sondeo SPT No.1

En el acápite de anexos, la imagen 1.a muestra los datos de campo y de laboratorio del STP 1. Los datos corresponden a: identificación de las muestras y valores de número de golpe. Los resultados de laboratorio corresponden a: humedad del suelo, clasificación granulométrica y compacidad, a continuación se describirá los tipos de suelo encontrados en este sondeo, donde se identificaron 6 estratos con predominancia de limos arenosos de baja plasticidad.

El primer estrato (E1) va desde 0.00 m hasta 0.90 m distinguido como limo de baja plasticidad de color café oscuro, con un porcentaje de humedad de 29%, un porcentaje de fino de 79% y un porcentaje de 21% arena y clasificado en el sistema SUCS como ML, Limo de baja compresibilidad.

El segundo estrato (E2) va de 0.9 m a 2.7 m consiste de una arena limosa (toba) de color café verdusco con un porcentaje de humedad de 36%, un porcentaje de fino de 37% y un porcentaje de arena 37%, clasificado como SM por el sistema SUCS, Arena limosa de baja compresibilidad.

El tercer estrato (E3) va de 2.70 m a 3.98 m consiste de un limo arenoso de color café claro, con contenido de humedad 21%, con porcentaje de fino de 74%, porcentaje de arena de 24% y clasificado en el sistema SUCS como ML, Limo arenoso de baja compresibilidad.

El cuarto estrato (E4) va de 3.98 m a 4.40 m, pertenece a una arena bien graduada con presencia de grava de color negro claro, con contenido de humedad del 25% , con porcentaje de arena de 76%, porcentaje de grava de 18% y porcentaje de finos de 6% clasificado en el sistema SUCS como SW-SM. Mezcla de arena limosa bien graduada.

El quinto estrato (E5) va de 4.40 m a 9.37 m pertenece a un limo color café claro con presencia arena, contenido de humedad de 20%, un porcentaje de fino de 60%, porcentaje de arena de 40% y clasificado en el sistema SUCS como ML. Limo de baja compresibilidad.

El sexto estrato (E6) va de 9.37 m a 10 m identificado como pómez de color blanco con porcentaje de humedad de 22%, un porcentaje de fino de 33%, porcentaje de arena de 63% y clasificado en el sistema SUCS como SM. Arena limosa de compresibilidad media a muy densa.

## **Sondeo SPT No 2**

En el acápite de anexos, la Imagen 2.a muestra los datos de campo y de laboratorio del STP 2. Los datos de campo pertenecen a: identificación de las muestras y valores de número de golpe. Los resultados de laboratorio corresponden a: humedad del suelo, clasificación y compacidad, en este sondeo se identificaron 4 estratos en su mayoría son limos de baja plasticidad con presencia de material arenoso. A continuación se mencionara la descripción de cada suelo encontrado.

El primer estrato (E1) va de 0.0 m a 0.90 m caracterizado como un limo de baja plasticidad de color café oscuro, con un porcentaje de humedad de 36% un porcentaje de fino de 79% y un porcentaje de arena 21% y clasificado en el sistema SUCS como ML. Limo de baja compresibilidad.

El segundo estrato (E2), va de 0.90 m a 2.52 m consiste de una arena limosa (toba) de color café verduzco con un porcentaje de humedad de 36% un porcentaje de fino de 37% y un porcentaje de arena 37%, clasificado en el sistema SUCS como SM, Arena limosa de baja compresibilidad.

El tercer estrato (E3) va 2.52 m a 3.92 m consiste de limo arenoso, de color café claro, con contenido de humedad 32%, porcentaje de fino de 74%, porcentaje de arena de 24% y clasificado en el sistema SUCS ML. Limo de baja compresibilidad.

El ultimo estrato (E4) va de 3.92 m a 10 m pertenece aun limo color café claro con presencia de arena, contenido de humedad 22%, porcentaje de fino de 60% , porcentaje de arena de 40% y clasificado en el sistema SUCS como ML. Limo arenoso de baja compresibilidad.

### **Sondeo SPT No 3**

En el acápite de anexos, la Imagen 3.a muestra los datos de campo y de laboratorio del STP 3. Los datos corresponden a: identificación de las muestras y valores de número de golpe. Los resultados de laboratorio corresponden a: humedad del suelo, clasificación y compacidad, donde se describe las propiedades de cada estrato encontrado, en este sondeo se identificaron 3 estratos con abundancia de limos de baja plasticidad con presencia de arena.

El primer estrato (E1) este suelo va de 0.00 m a 1.20 m, es un limo arenoso de baja plasticidad, de color café amarillento, con contenido de humedad 37%, porcentaje de arena 42%, clasificado con el método SUCS como SM. Material de compacidad suelta.

El segundo estrato (E2) va de 1.20 m a 1.8 m, pertenece a un limo arenoso, de color café claro, con contenido de humedad 30%, con un porcentaje de fino de 74%, porcentaje de arena de 24% y clasificado en el sistema SUCS ML. Material con compacidad de suelta a media.

El tercer estrato (E3) va de 1.8 m a 10 m, pertenece a un limo color café claro con presencia arena, contenido de humedad 23%, porcentaje de fino de 60%, porcentaje de arena de 40% y clasificado en el sistema SUCS como ML. Material de compresibilidad media a muy densa.

#### 4.2.2. Correlación de estratos del Mirador de Catarina.

La correlación de estratos se realizó para obtener una sola columna estratigráfica, con el objetivo de analizar los taludes con las mismas propiedades del suelo, ya que se ubican en una zona de estudio pequeña. De igual forma las características del suelo permiten hacer una correlación adecuada debido a la similitud de los estratos del suelo. También es importante mencionar que los 3 SPT tienen una profundidad máxima de 10 metros.

Todo lo antes mencionado permite obtener una correlación en las propiedades del suelo de manera adecuada, lo que permitió trabajar con una sola columna estratigráfica para los 4 perfiles trazados en el Mirador de Catarina, en la tabla 4.3 se plasman las profundidades y el tipo de suelo para cada uno de los estratos correspondiente a los 3 SPT.

**Tabla 4.3. Clasificación de suelos para cada estrato de los SPT.**

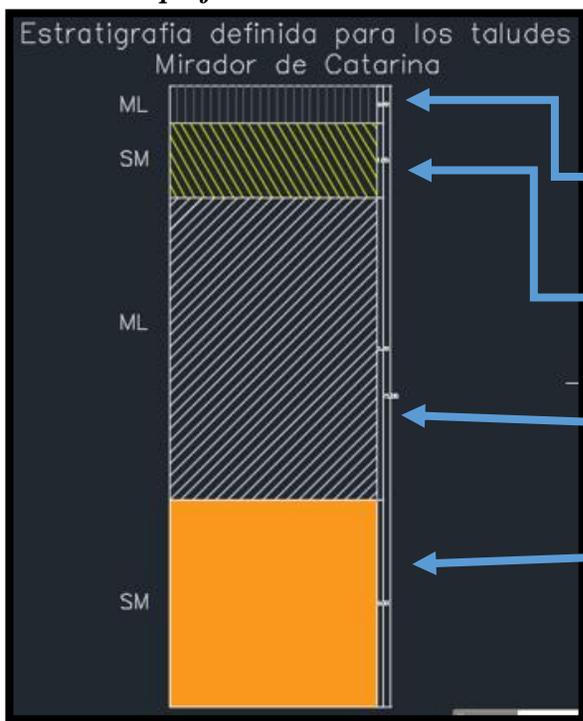
| SPT   | DE (m) | A (m) | MUESTRA | SUCS  |
|-------|--------|-------|---------|-------|
| SPT 1 | 0.00   | 0.90  | E1      | ML    |
| SPT 1 | 0.90   | 2.70  | E2      | SM    |
| SPT 1 | 2.70   | 3.98  | E3      | ML    |
| SPT 1 | 3.98   | 4.40  | E4      | SW-SM |
| SPT 1 | 4.40   | 9.37  | E5      | ML    |
| SPT 1 | 9.37   | 10.00 | E6      | SM    |
| SPT 2 | 0.00   | 0.90  | E1      | ML    |
| SPT 2 | 0.90   | 2.52  | E2      | SM    |
| SPT 2 | 2.52   | 3.92  | E3      | ML    |
| SPT 2 | 3.92   | 10.00 | E4      | ML    |
| SPT 3 | 0.00   | 1.20  | E1      | SM    |
| SPT 3 | 1.20   | 1.80  | E2      | ML    |
| SPT 3 | 1.80   | 10.00 | E3      | ML    |

De acuerdo a los datos de la (Tabla 4.3.) Se definió una columna estratigráfica para nuestros perfiles modelados en GeoStudio 2012; el primer estrato que se definió tiene espesor de 0.90 m, en el SPT 1 Y SPT2 esa profundidad presentan un suelo ML, por lo que se definió como suelo ML. Nuestro segundo Estrato va de los 0.9 m hasta los 2.70 m, en este caso los tres SPT cuentan con el mismo suelo un SM, por ende el segundo estrato que se correlacionó es un suelo SM. Para el tercer estrato la profundidad va de los 2.70 m a los 10 m, en este caso los SPT 2 Y SPT 3 presentan el mismo suelo, en cambio el SPT 1 tiene una variación de suelos en ese rango de profundidades, pero el que más predomina es un ML, por ende nuestro 3er estrato se definió como suelo ML.

Los perfiles que definimos presentan un cuarto estrato que va de los 10 m hasta 23 m de profundidad, de acuerdo a las perforaciones realizadas por IGG-CIGEO después de los 10 metros se encontró un suelo SM (Pómez).

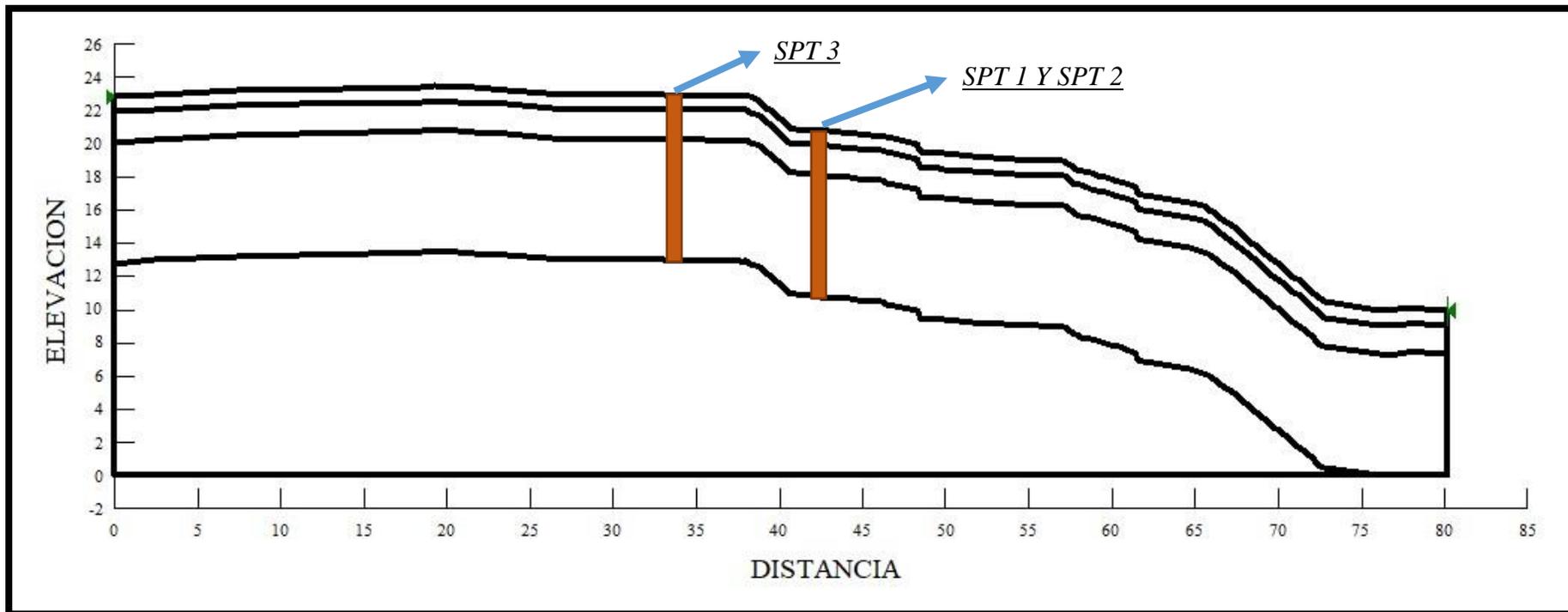
Según el informe del INETER (2003), la laguna de Apoyo corresponde al colapso de una serie pre-calderica compuesta por lavas basálticas y andesíticas y una serie de piroclásticos con intercalaciones de lavas basálticas, que se originó después de una serie de erupciones de pómez dacítica que se depositaron principalmente al Este. Basándonos en el mapa geológico de la Laguna de Apoyo definimos el 4to estrato como un suelo SM (Pómez), que inicia después de los 10 metros de profundidad, (Figura 2.3).

**Figura 4.1 Columna estratigráfica definida para modelar los perfiles.**



De acuerdo a la tabla 4.2 por correlación se definió la siguiente estratigrafía en base a la clasificación SUCS, (Figura 4.1).

- 1er estrato de 0 a 0.90 m es un suelo ML= **Limo de baja plasticidad de color café claro con presencia de arena y compacidad suelta.**
- 2do estrato de 0.9 a 2.70 m es un suelo SM= **Arena limosa y grava color café verduzco (toba), compacidad suelta.**
- 3er estrato de 2.70 a 10 m es un suelo ML= **Limo de baja plasticidad de color café claro con presencia de arena, compacidad media.**
- 4 estrato de 10 a 23 m es un suelo SM= **Arena limosa color blanco (Pómez), compacidad de media a muy densa.**



**Figura 4.2. Ubicación de los SPT en los perfiles modelados en el Mirador de Catarina. Perfil número 2.**

La Figura 4.2 representa la ubicación de los SPT con respecto a los taludes trazados en el mirador de Catarina, en este caso se plasma el perfil número 2; se puede ver en la figura que el SPT 1 Y SPT 2 están sobre la misma línea, es importante mencionar que están un poco separados con respecto a la línea que se dibujó para cada talud, para los demás perfiles es la misma metodología. Para entender mejor la ilustración ver (Figura 3.2), (Tabla 3.6) y (Figura 4.5). Donde se describe la ubicación de los perfiles, la profundidad de penetración de los SPT y la numeración de cada perfil trazado.

**Tabla 4.4. N golpe corregido.**

| SPT | ESTRATO | Profundidad (m) | Valor de N corregido |
|-----|---------|-----------------|----------------------|
| 1   | 1       | 0-0.90          | 8                    |
|     | 2       | 0.9-2.7         | 13                   |
|     | 3       | 2.7-3.98        | 19                   |
|     | 4       | 3.98-4.40       | 5                    |
|     | 5       | 4.40-9.37       | 248                  |
|     | 6       | 9.37-10         | 10                   |
| 2   | 1       | 0-0.9           | 14                   |
|     | 2       | 0.9-2.52        | 44                   |
|     | 3       | 2.52-3.92       | 28                   |
|     | 4       | 3.92-10         | 680                  |
| 3   | 1       | 0-1.20          | 7                    |
|     | 2       | 1.2-1.8         | 9                    |
|     | 3       | 1.8-10          | 589                  |

El valor de N golpes de campo es mayor que el N de golpes corregido, ya que para determinar el valor de N corregido se tomó en cuenta los factores que pueden influir en el valor de N golpes, en el acápite 2.7.2.1 se detallan algunas correcciones, las cuales son:

La presión de confinamiento ( $C_n$ ) se corrigió con la ecuación de Skempton.

La corrección por energía ( $\eta_1$ ) se utilizó un valor de 0.95 basado en el martillo de seguridad usado en el país de EE.UU.

La corrección por longitud de barras de perforación ( $\eta_2$ ) se usó el valor de ,0.90 debido a que las longitudes de las barras utilizadas fueron menores a 4 m.

La corrección por tomamuestras ( $\eta_3$ ) se usó el valor de 1 ya que no se utilizó el tubo PVC al momento del muestro.

La corrección por diámetro de la perforación ( $\eta_4$ ) se usó el valor de 1 ya que el diámetro de la perforación fue aproximadamente 60 cm.

### 4.2.3. Caracterización de las propiedades físico-mecánicas del suelo.

Luego de realizadas las pruebas de SPT las muestras extraídas fueron procesadas y se determinaron sus características en cuanto al tipo de suelo, humedad etc. Las pruebas de suelo fueron realizadas conforme a las consideraciones de la ASTM 2002, como se mencionó al inicio de la investigación estas pruebas se llevaron a cabo por el laboratorio de geotecnia del IGG-CIGEO, lo que significa que ya se contaba con esta información, los datos de laboratorio se analizaron de acuerdo a las propiedades del suelo, principalmente las que son de mayor interés para el análisis de inestabilidad de laderas en el Mirador de Catarina, (Tabla 4.5).

*Tabla 4.5. Propiedades índices de los suelos Mirador de Catarina.*

| Características                  | Unidades          | Tipos de suelo     |                   |                   |
|----------------------------------|-------------------|--------------------|-------------------|-------------------|
| <i>Clasificación (SUCS)</i>      |                   | ML                 | SW-SM             | SM                |
| <i>Límite líquido</i>            | %                 | 49                 | -                 | ≤ 15              |
| <i>Índice de plasticidad</i>     | %                 | 19                 | NP                | 0 - 9             |
| <i>Grava</i>                     | %                 |                    | 17                | 00 - 31           |
| <i>Arena</i>                     | %                 | 21 - 39            | 63 - 77           | 37 - 63           |
| <i>Porcentaje de finos</i>       | %                 | 60 - 79            | 6                 | 33 - 42           |
| <i>Angulo de fricción</i>        | ∅                 | 27- 39             | 33-54             | 23 - 33           |
| <i>Compacidad y consistencia</i> |                   | Suelta a muy densa | Media a muy densa | Media a muy densa |
| <i>Gravedad específica</i>       | g/cm <sup>3</sup> | 2.35 - 2.5         | 2.55 - 2.7        | 2.55 - 2.7        |
| <i>Peso unitario total</i>       | t/m <sup>3</sup>  | 1.2                | 1.3 - 1.35        | 1.3 - 1.35        |

Observamos que debido al tipo de estrato encontrado según la clasificación SUCS, estos suelos son característicos de procesos eruptivos de origen volcánico, de acuerdo al peso específico que presentan son suelos arenosos limosos de compacidad media a suelta, debido a esto, la cohesión que presentan es cero. De igual forma, el rango en que se encuentran las gravedades específicas de estos suelos indica buenas características físicas, ya que el grado de consolidación es alto, a causa del estrato de toba existente.

También es importante mencionar que después de los 10 metros de profundidad se encontró un suelo SM (Pómez), esto es un indicativo muy importante para el análisis de estabilidad de talud, ya que este tipo de suelo presenta propiedades que no son favorables para la seguridad de las laderas y debido a su baja capacidad de resistencia puede ocasionar movimientos en los taludes del Mirador de Catarina.

**Tabla 4.6. Contenido de humedad del suelo-Mirador de Catarina.**

| Contenido de humedad del suelo |           |                 |           |
|--------------------------------|-----------|-----------------|-----------|
| Profundidad (m)                | % humedad | Profundidad (m) | % humedad |
| 0.45                           | 32.9      | 5.4             | 23.6      |
| 0.9                            | 35.4      | 6.3             | 21.3      |
| 1.8                            | 33.9      | 7.2             | 21.4      |
| 2.7                            | 26.9      | 8.1             | 21.7      |
| 3.6                            | 27.1      | 9               | 22.2      |
| 4.5                            | 22.6      | 10              | 41.4      |

De acuerdo al porcentaje de humedad que presentan los suelos, no existe indicativo de estar en presencia del nivel de aguas subterráneas, en la Tabla 4.6 se muestran los valores de humedad del suelo los que fueron obtenidos In-situ en temporada de invierno. También a partir de las perforaciones de SPT no se encontró presencia del nivel freático. Otro factor importante que nos permitió no considerar condiciones saturadas del suelo fue el pozo encontrado en el municipio de Catarina, de acuerdo a la distancia y altura piezométrica no indica la presencia del nivel freático en los suelos del Mirador de Catarina ver Tabla 4.7.

**Tabla 4.7. Pozo de agua potable ubicado en el Municipio de Catarina, (ENACAL).**

| DATOS DE POZO DE AGUA POTABLE (CATARINA) |                     |             |         |
|--|---------------------|-------------|---------|
| Ubicación del Pozo                       | Hacienda San Isidro | Coordenadas |         |
| Nivel superficial                        | 530 m               | X           | Y       |
| Nivel de agua                            | 216 m               | 601207      | 1317030 |
| Nivel piezométrico                       | 314 m               |             |         |

#### 4.2.4. Pruebas de infiltración Mirador de Catarina

El IGG-CIGEO realizó 4 pruebas de infiltración, 1 en la superficie, otra dentro de una calicata de 1.5 m de ancho 1.5 m de largo y 2 m de profundidad y 2 pruebas de infiltración en los sondeos de penetración estándar SPT 1 y SPT 2, (Tabla 4.8).

Se presenta una breve descripción de los resultados de cada sitio de prueba.

**Capa superficial:** antes de iniciar la prueba, se limpió el área de trabajo removiendo la capa vegetal (descapote), obteniéndose un coeficiente de permeabilidad de 0.006 cm/s, lo cual es característico de un suelo limo arenoso permeable.

**Calicata 1:** La prueba de infiltración en esta calicata se realizó a una profundidad de 2 m obteniéndose un coeficiente de permeabilidad de 0.005 cm/s, lo cual es característico de un suelo limo arenoso permeable.

### Sondeo SPT1 Y SPT2

En los sondeos SPT1 y SPT2, la prueba fue realizada en toda la profundidad de análisis correspondiendo a 10 m de profundidad y el diámetro del agujero de 10 cm. Se logró identificar la presencia de fracturas en el sondeo, por donde el agua se escapaba de manera rápida, impidiendo que el espejo de agua llegara hasta la superficie. Se estima que la zona de fracturas se encuentra a profundidades entre 1 m a 2.7 m, ya que según las observaciones en calicatas es aquí donde se presentan una pequeña capa de arena y una capa de toba. Sin embargo, en suelos tipos areno-limosos (suelos pomáceos), el coeficiente de permeabilidad fue de 4.03 cm/s.

Con estos coeficientes de infiltración, se obtienen tasas elevadas superiores a los 1000 lt/m<sup>2</sup>.dia, sin embargo, esta tasa de infiltración es válida para líquido de agua potable, como el usado en la prueba, para aguas residuales la tasa de infiltración es menor, (Figura 4.3) se puede apreciar los valores de permeabilidad por profundidad en el sondeo SPT1. Los valores del coeficiente de infiltración del SPT 2 y SPT 3 son presentados en el Anexo 2.

**Tabla 4.8. Pruebas de infiltración Mirador de Catrina, (IGG-CIGEO, 2018).**

| <b>Tabla de resultados de infiltración-Catarina</b> |               |                        |   |   |
|---|---------------|------------------------|---|---|
| <i>Prueba</i>                                       | <i>Método</i> | <i>Profundidad (m)</i> | <i>Área de agujero (cm<sup>2</sup>)</i> | <i>Velocidad de infiltración (cm/s)</i> |
| 1   | Anillo doble  | Superficial            | 707                                     | 0.006128                                |
| Calicata  | Anillo doble  | 2 m                    | 707                                     | 0.0050583                               |
| Sondeo 1  | Directamente  | 9.9                    | 78.54                                   | 4.0319                                  |
| Sondeo 2  | Directamente  | 10                     | 78.54                                   | 4.0319                                  |

De acuerdo a los coeficientes de infiltración se puede analizar que los suelos del mirador de Catarina tienen una alta tasa de infiltración, en cambio para los suelos superficiales esta tasa de volumen es menor debido al nivel de consolidación que presenta y al tipo de suelo (Toba), para los suelos de mayor profundidad el volumen de infiltración incrementa drásticamente esto debido al suelo tipo pómez que se encuentra a profundidades mayores de 10 metros.

Por ende, las velocidades de infiltración reflejan que los suelos tienen una capacidad alta del drenaje, esto significa que los taludes no se saturarían de manera fácil, a menos que ocurra un evento mayor (Huracanes). Pero la presencia de fractura en los sondeos 1 y 2 es un parámetro alarmante para la inestabilidad de los taludes del mirador de Catarina.

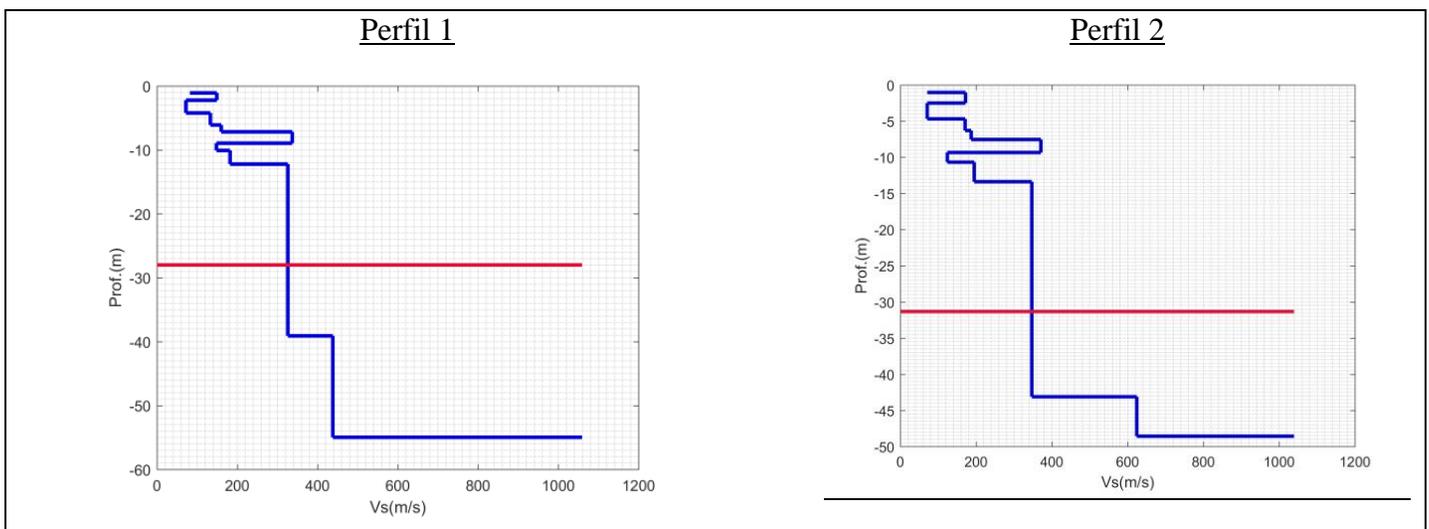
**Figura 4.3. Infiltración del SPT1-Mirador de Catarina, (Informe geotécnico IGG-CIGEO 2018)**

| <b>Infiltración en el terreno SPT 1</b><br>Proyecto: Construcción de Edificio El Ranchon<br>Localización: Mirador de Catarina-Masaya<br>Método de prueba: ASTM D 3385 |                        |   |                                    |
|---|------------------------|---|------------------------------------|
| Prof(m)   | Columna Estratigráfica | Descripción de la muestra   | Coeficiente de permeabilidad(cm/s) |
| 0   |                        | Limo de baja plasticidad de color café claro con presencia de arena y compactación suelta     | 0.005                              |
| 1   |                        | Arena limosa con grava color café verduzco (toba), compactación suelta                        | 0.01                               |
| 2   |                        | Limo de baja plasticidad de color café claro con presencia de arena, compactación suelta      | 0.006                              |
| 3   |                        | Arena bien graduada de color oscuro con presencia de grava y limo, compactación suelta        | 0.02                               |
| 4   |                        | Limo de baja plasticidad de color café con presencia de arena, compactación de suelta a media | 0.006                              |
| 5   |                        | Arena limosa color blanco (Pómez), compactación de media a muy densa                          | 4.03                               |
| 6   |                        |   |                                    |
| 7   |                        |   |                                    |
| 8   |                        |   |                                    |
| 9   |                        |   |                                    |
| 10  |                        |   |                                    |

#### 4.2.5. Correlación de velocidad de onda de corte, método (Masw) vs SPT.

Los perfiles MASW registrados alcanzaron una longitud máxima de 47 m y mínima de 42 m. La longitud de arreglo alcanzada teóricamente permitió evaluar modelos con profundidades equivalentes a 2/3 la máxima longitud de onda. La importancia del método MASW es determinar las velocidades de onda de corte, ya que a partir de las velocidades obtenidas se calcula el módulo de corte máximo del suelo ( $G_{\max}$ ), el cual es un parámetro necesario para el análisis dinámico de los taludes del mirador de Catarina, (Informe sísmico Catarina IGG-CIGEO, 2018).

A partir de los perfiles MASW se obtuvieron perfiles de velocidades de onda de corte, (Figura 4.4).



**Figura 4.4. Perfiles de velocidades de ondas  $V_s$  30. La línea roja representa la profundidad máxima confiable alcanzada para cada sitio.**

En la Figura 4.4 las velocidades de onda de corte van aumentando de acuerdo a la profundidad, el perfil uno con el perfil 2 tiene la misma variación de velocidad. A los 30 metros es el límite de valores confiables de las velocidades obtenidas por medio de los métodos sísmicos. En base a estos valores se determinó las densidades y tipos de suelos los cuales se aproximan con los obtenidos por SPT, los valores mostrados en la (Tabla 4.9) corresponden a los modelos de velocidades del perfil 2 mostrado en la Figura 4.4.

**Tabla 4.9. Propiedades de los suelos correspondientes al perfil 2 de registros MASW.**

| Espesor (m) | Peso unitario (KN/m <sup>3</sup> ) | V <sub>s</sub> (m/s) | Tipo de suelo               |
|-------------|------------------------------------|----------------------|-----------------------------|
| 1.08        | 19.9143                            | 82                   | Arcilla de alta plasticidad |
| 1.14        | 22.1706                            | 149                  | Toba                        |
| 2           | 15.4998                            | 72                   | Limo arenoso                |
| 1.88        | 18.0504                            | 133                  | Limo                        |
| 1.07        | 19.1295                            | 160                  | Limo                        |
| 1.78        | 20.6991                            | 337                  | Limo                        |
| 1.13        | 17.0694                            | 148                  | Limo                        |
| 2.14        | 17.9523                            | 182                  | Limo                        |
| 26.88       | 22.0725                            | 326                  | No explorado con geotecnia  |

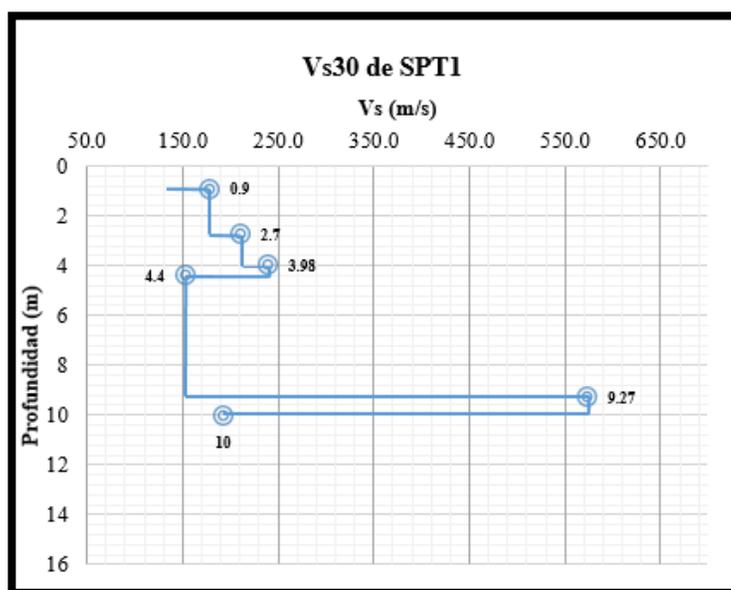
El cálculo de los valores de velocidades de onda de corte y el módulo de corte máximo se obtuvo a partir de la (Ecuación 2.9) y (Ecuación 2.18) respectivamente, de acuerdo a los N corregidos de los SPT. Comparando el método sísmico con los resultados de geotecnia (SPT), Se obtuvieron valores vs30 similares con la única diferencia que los SPT limitaron conocer valores hasta los 10 metros de profundidad esto debido a los niveles de exploración.

Estas características dinámicas del suelo son importantes para el análisis dinámico de los taludes del mirador de Catarina, por ende, los valores que se ingresaron al software fueron los encontrados por SPT, esto debido a que las características de exploración de esta prueba; permite tener parámetros más convincentes de las propiedades del suelo ya que la exploración obtiene muestreos de suelo. Para profundidades mayores de 10 metros se usó los valores obtenidos por métodos sísmicos ya que con los SPT no se determinó esas propiedades, (Tabla 4.9 y Tabla 4.10).

**Tabla 4.10. Valores de Vs30 y de Gmáx para los SPT realizados en el Mirador de Catarina.**

| SPT | ESTRATO | Valor de N corregido | Densidad suelo g/cm <sup>3</sup> | Vs de corte (m/s) | Módulo de corte Gmáx |
|-----|---------|----------------------|----------------------------------|-------------------|----------------------|
| 1   | 1       | 8                    | 1.2                              | 178.46            | 38216.22             |
|     | 2       | 13                   | 1.3                              | 210.49            | 57595.72             |
|     | 3       | 19                   | 1.2                              | 239.47            | 68817.52             |
|     | 4       | 5                    | 1.3                              | 152.10            | 30075.18             |
|     | 5       | 248                  | 1.2                              | 573.58            | 394796.90            |
|     | 6       | 10                   | 1.3                              | 192.52            | 48184.65             |
| 2   | 1       | 14                   | 1.2                              | 215.86            | 55913.11             |
|     | 2       | 44                   | 1.3                              | 318.61            | 131964.32            |
|     | 3       | 28                   | 1.2                              | 273.22            | 89580.62             |
|     | 4       | 680                  | 1.2                              | 808.23            | 783885.54            |
| 3   | 1       | 7                    | 1.3                              | 170.54            | 37807.27             |
|     | 2       | 9                    | 1.2                              | 185.75            | 41402.97             |
|     | 3       | 589                  | 1.2                              | 769.70            | 710926.97            |

En la Figura 4.5 se muestra la variación de velocidades de las ondas Vs 30 obtenidas a partir de los N golpes corregidos del SPT 1. Se puede apreciar que las velocidades del SPT 1 están en rango de 0 m a 10 m de profundidad presentando valores similares a las determinadas con métodos sísmicos (MASW). Por ende, esto nos permitió crear una correlación entre ambos métodos y definir un solo valor para modelar los perfiles trazados.



**Figura 4.5. Perfil de velocidades de ondas Vs 30 del SPT 1.**

Obtener valores similares de  $V_s$  30 a partir de los perfiles MASW vs SPT, no permitió crear una correlación con el objetivo de definir un modelo de  $V_s$  30 para calcular los módulos de corte de cada uno de los estratos tomando como parámetro el tipo de suelo.

También el rango de valores de  $V_s$  que obtuvimos según el RNC Art. 25, los suelos con  $V_s < 180$  m/s son suelos muy blandos y rangos entre  $180 \leq V_s \leq 360$ , son suelos moderadamente blandos, esto indica que las propiedades mecánicas son insuficientes para obtener momentos resistentes, mayores a los momentos de corte que pueden generar una carga cíclica o por los efectos de la gravedad.

Como se muestra en la Tabla 4.11 para cada rango de  $V_s$  hay un tipo de suelo, en el caso de los perfiles MASW y los SPT, los resultados que obtuvimos pertenecen a suelos de tipo 3 y tipo 4. Esto indica que los métodos aplicados tiene una relación alta en los resultados, permitiendo crear un solo modelo de  $V_s$  para el análisis dinámico de taludes.

**Tabla 4.11. Clasificación de suelos según las  $V_s$  30, (RNC-07).**

| Clasificación de suelo |                            |   |
|------------------------|----------------------------|---|
| Tipo de suelo          | Descripción de los suelos  | $V_s$ (m/s) no menos de 10 m de profundidad |
| Tipo I                 | Afloramiento rocoso        | $V_s > 750$                                 |
| Tipo II                | Suelo firme                | $360 \leq V_s \leq 750$                     |
| Tipo III               | Suelo moderadamente blando | $180 \leq V_s \leq 360$                     |
| Tipo IV                | Suelo muy blando           | $V_s < 180$                                 |

### 4.3. Trazo de perfiles transversales para el análisis de estabilidad de talud.

En este acápite se presentan los perfiles trazados en el Mirador de Catarina y los valores obtenidos de los cálculos de sobrecarga. En la Tabla 4.12 se plasman los valores de sobrecarga y los esfuerzos efectivos del suelo, los que se obtuvieron con las (Ecuaciones 2.15 y 3.3). Ver anexos para los valores de los perfiles 1, 3 y 4.

En la (Tabla 4.12) los valores de esfuerzos efectivos del suelo son mayores a medida que se aumenta la profundidad en cambio los valores de sobrecarga disminuyen a medida que se profundiza en el suelo. Esto quiere decir que los valores de sobrecarga casi no influyen en la inestabilidad de un talud, sin embargo, es importante mencionar que para estructuras de

mayor peso si tendrían un efecto considerable en el suelo tomando en cuenta la resistencia de carga y las condiciones sísmicas del sitio.

Las construcciones ubicadas en el Mirador de Catarina son pequeñas en relación al área de construcción lo que genera valores pequeños de esfuerzos, en su mayoría son restaurantes, pero en el perfil número 2 se encuentra el tanque de ENACAL, debido a sus dimensiones, genera grandes presiones en el suelo lo que puede ser un factor importante para provocar movimiento del terreno a la hora de un evento sísmico.

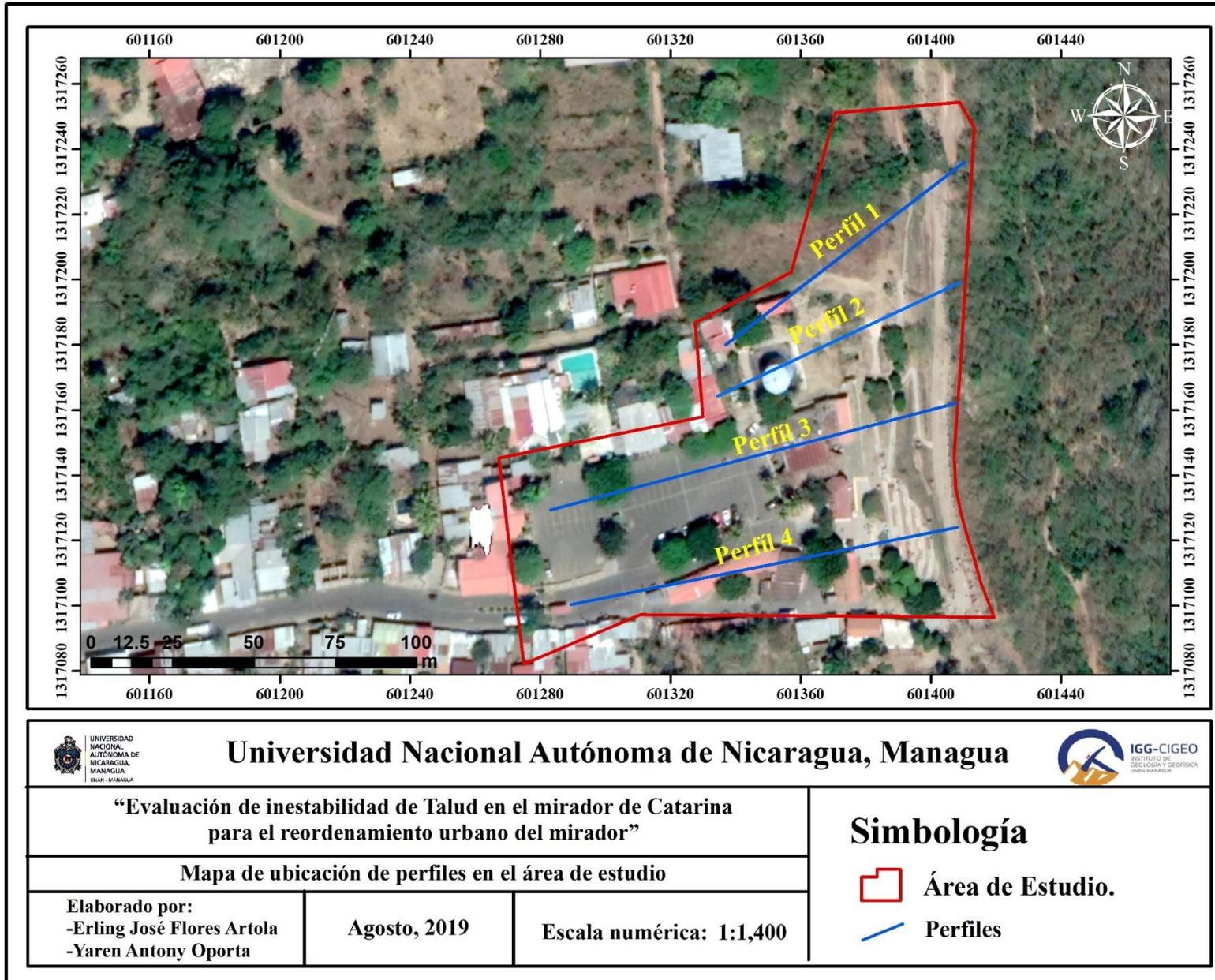
**Tabla 4.12. Valores de esfuerzos y presiones para el perfil número 2.**

| <b>Determinación de esfuerzos efectivos en el suelo</b> |   |                                    |  |   |                                      |  |
|---|---|------------------------------------|--|---|--------------------------------------|--|
| <b>Perfil número 2 (Tanque ENACAL)</b>                  |   |                                    |  | <b>Presiones efectivas de la estructura (Kpa)</b> | <b>Esfuerzo efectivo Total (Kpa)</b> | <b>Esfuerzo de Confinamiento (Kpa)</b> |
| <b>Profundidad (m)</b>                                  | <b>Peso específico (Kn/m<sup>3</sup>)</b> | <b>Esfuerzo (Kn/m<sup>2</sup>)</b> | <b>Esfuerzos efectivos totales (Kpa)</b> |   |                                      |  |
| 0   | 11.77                                     | 0                                  | 0  |   |                                      |  |
| 0.9   | 12.75                                     | 11.475                             | 11.475                                   | 915.46  | 926.93                               | 220.09                                 |
| 2.7   | 11.77                                     | 31.779                             | 43.254                                   | 101.72  | 144.97                               | 313.59                                 |
| 10  | 12.75                                     | 127.5                              | 170.754                                  | 7.42  | 178.17                               | 512.32                                 |
| 23  | 12.75                                     | 293.25                             | 464.004                                  | 1.40  | 465.41                               | 950.33                                 |

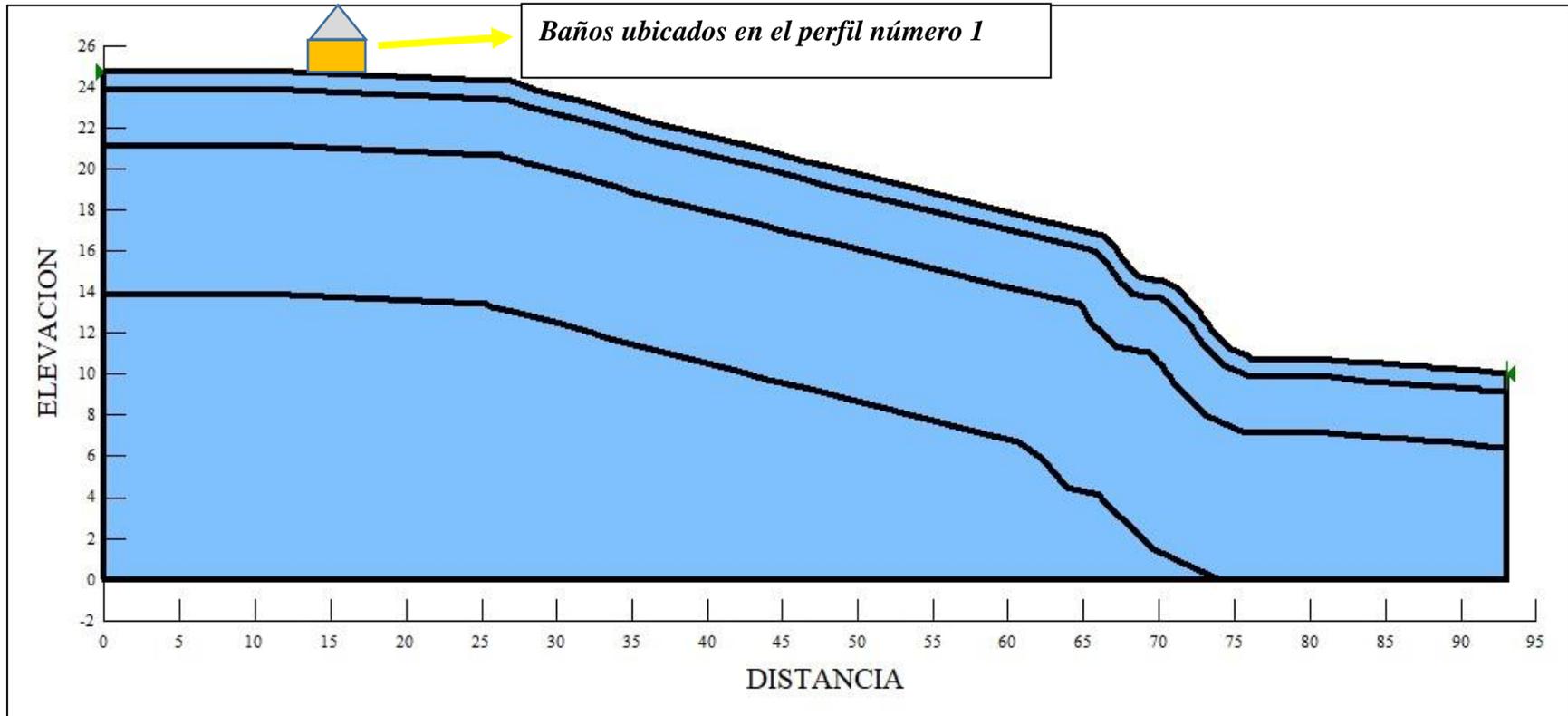
Los valores de esfuerzo de confinamiento plasmados en la Tabla 4.12 detallan los valores de presiones para cada perfil en función de los 4 estratos que se definieron, se puede ver que a medida que se profundiza en el suelo los valores aumentan gradualmente, así mismo los valores de confinamiento para el perfil número 2 son mayores en comparación con los valores de los otros perfiles dibujados, esto debido a que en este lugar está ubicado el tanque de ENACAL.

A continuación, se plasman los perfiles dibujados con sus respectivas edificaciones las que se ubican en el talud del Mirador de Catarina.

Figura 4.6. Mapa de ubicación de los perfiles trazados en el Mirador de Catarina.



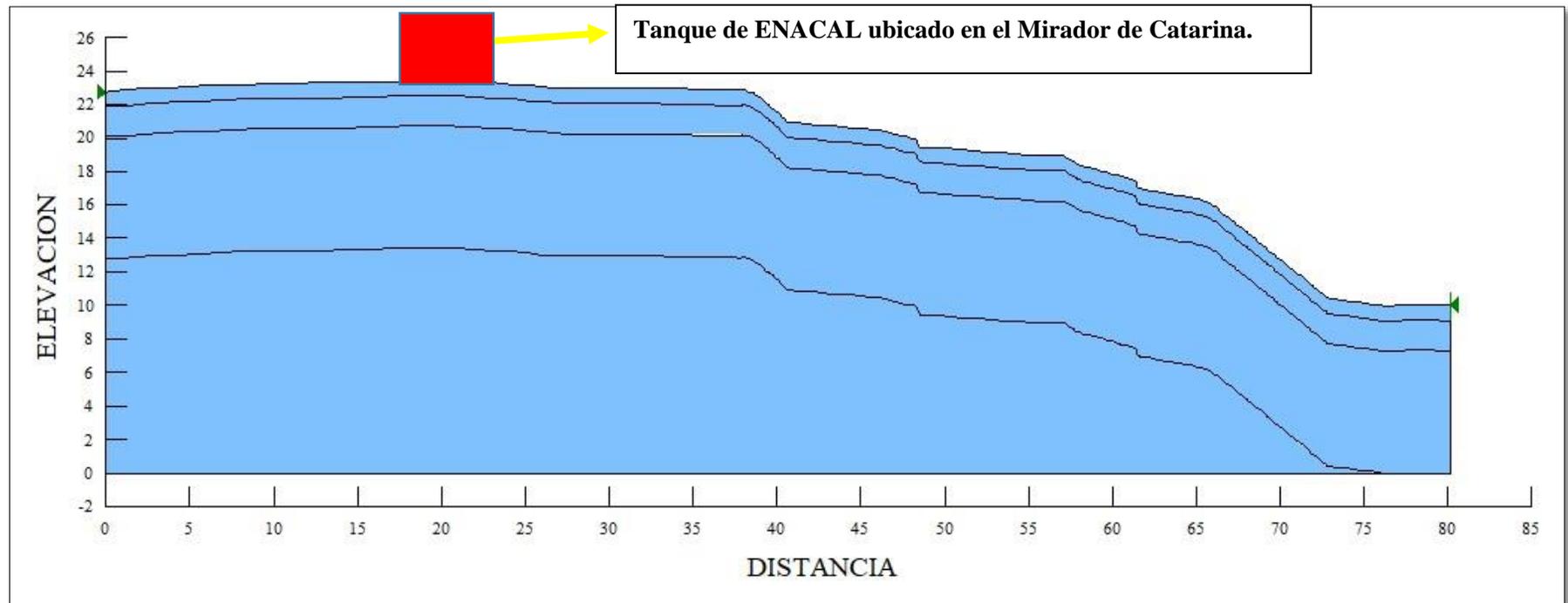
### Perfil número 1



**Figura 4.7. Perfil número 1 trazado en el Mirador de Catarina.**

El perfil número 1 tiene una longitud 93 metros y una altura de 24 metros, en este talud se ubican los baños públicos del Mirador de Catarina, estos perfiles tienen estratos de suelos de tipo SM (Arena suelta), ML (Limos arenosos de densidad suelta a media), lo que es característico de suelos de origen volcánico, a profundidades mayores de 10 metros presentan estratos de pómez.

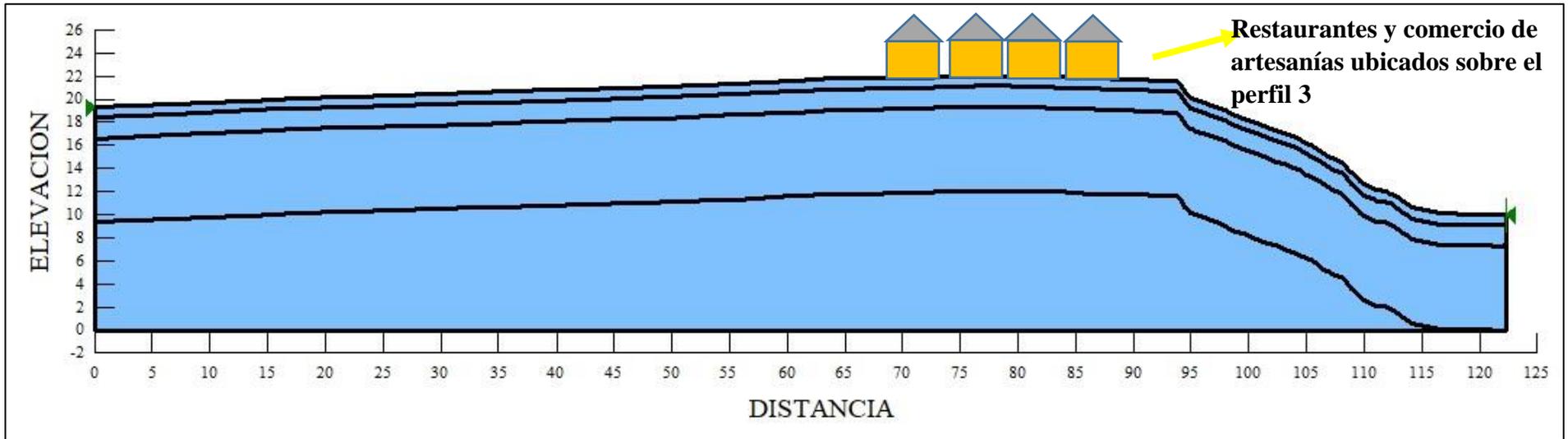
## Perfil número 2



*Figura 4.8. Perfil número 2 donde está ubicado el tanque de ENACAL.*

El perfil número 2 tiene una altura de 23 metros y una longitud de 80.2 metros donde se ubica el tanque de ENACAL, esto significa que esta área es una de las más susceptible a movimientos del suelo debido a los grandes esfuerzos generados por el tanque de agua potable. Los 4 perfiles están conformados por 4 estratos de suelo, en el acápite 4.2 se abordó la metodología aplicada para definir la estratigrafía y las propiedades del suelo de cada perfil.

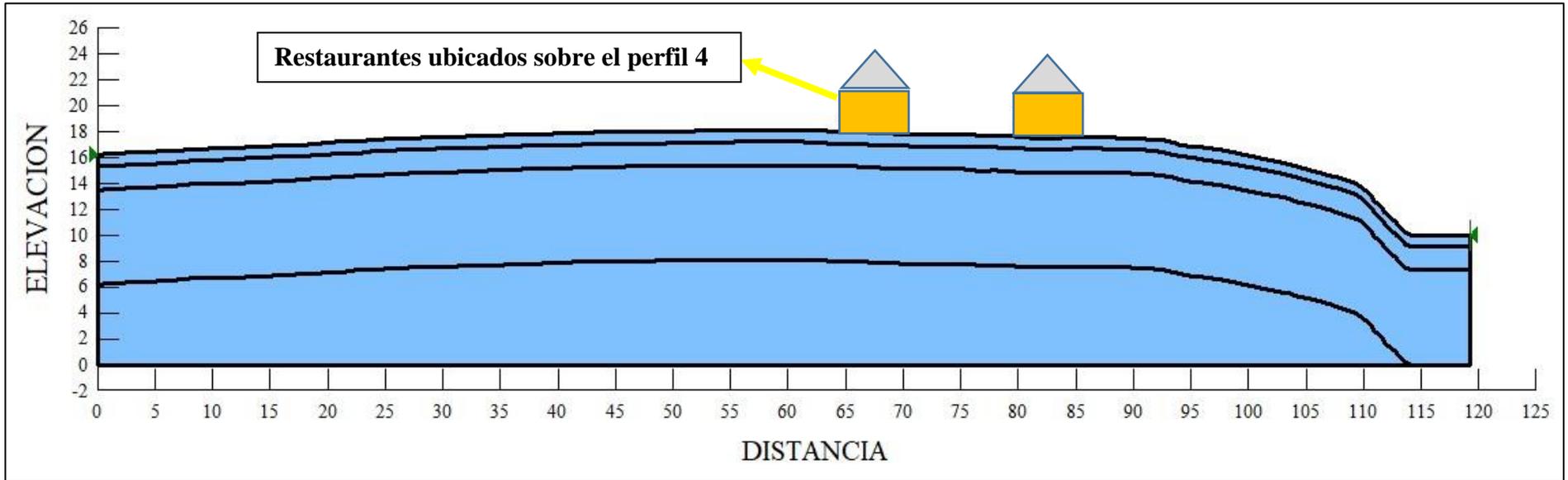
### Perfil número 3



*Figura 4.9. Perfil número 3 trazado en el Mirador de Catarina.*

El perfil número 3 tiene una longitud de 123 metros y una altura de 19 metros al inicio y 22 metros de altura a los 93 metros de longitud. Acá se ubican 3 restaurantes y un local de artesanías, los locales están ubicados entre los 15 y 60 metros del talud, estos no se dibujaron ya que no tienen una influencia mayor en las presiones generadas al suelo, debido a que los materiales con que están contruidos son livianos, por mencionar; cerramientos de láminas lisas y columnas de tubos metálicos de 3 pulgadas de diámetro, también la pendiente del talud es negativa en el área donde están ubicados.

### Perfil número 4



*Figura 4.10. Perfil número 4 trazado en el Mirador de Catarina.*

El perfil número 4 tiene una longitud de 119 metros y una altura con rangos entre 16 y 17 metros. Sobre este talud están ubicados 2 restaurantes los que ejercen presiones al suelo de manera directa, en la mayoría de los perfiles son pocas las estructuras ubicadas, pero debido a la geometría del terreno los esfuerzos producidos por la sobrecarga pueden ocasionar derrumbes. En el borde del mirador de Catarina se encuentra una ladera mayor a 500 metros con una pendiente mínima del 80%, esta zona del talud ante eventos de la naturaleza como lluvias o sismos pueden presentar problemas de inestabilidad del terreno.

#### 4.4. Modelamiento de taludes en condiciones estáticas y dinámicas.

Para el modelamiento y análisis de estabilidad de taludes en condiciones estáticas y dinámicas en el software GeoStudio 2012 se deben considerar ciertos parámetros del suelo que son elementales para caracterizar la susceptibilidad de las laderas ante posibles deslizamientos. La caracterización geotécnica de los suelos a través de la prueba de SPT, permitió conocer las propiedades mecánicas e índices del suelo, de acuerdo a los parámetros que necesita el programa se calculó e ingreso: peso específico ( $\gamma$ ), ángulo de fricción ( $\phi$ ), cohesión (C). Estos parámetros se calcularon de acuerdo a lo expresado en el capítulo 3.

En la Tabla 4.13 se plasman las propiedades del suelo necesarias para realizar el análisis de inestabilidad de taludes en condiciones estáticas.

**Tabla 4.13. Propiedades del suelo obtenidas en laboratorio por medio de los SPT.**

| <b>Id</b>    | <b>Prof. (m)</b> | <b>Angulo de fricción (<math>\phi</math>)</b> | <b>Peso específico (<math>t/m^3</math>)</b> |
|--------------|------------------|---|---|
| <b>SPT 1</b> | 0.90             | 26  | 1.2   |
|              | 2.70             | 26  | 1.3   |
|              | 3.98             | 29  | 1.2   |
|              | 4.40             | 28  | 1.3   |
|              | 9.37             | 36  | 1.2   |
|              | 10.00            | 31  | 1.3   |
| <b>SPT 2</b> | 0.90             | 29  | 1.2   |
|              | 2.52             | 32  | 1.3   |
|              | 3.92             | 29  | 1.2   |
|              | 10.00            | 43  | 1.2   |
| <b>SPT 3</b> | 0.41             | 23  | 1.3   |
|              | 1.01             | 26  | 1.2   |
|              | 9.21             | 39  | 1.2   |

**Tabla 4.14. Propiedades del suelo correlacionadas de acuerdo a la tabla 4.12 y 4.13.**

| <b>Propiedades del suelo para modelar en condiciones Estáticas.</b> |                    |   |                                       |                       |
|---|--------------------|---|---------------------------------------|-----------------------|
| <i>Estrato</i>  | <i>Espesor (m)</i> | <i>Peso específico (Kn/m<sup>3</sup>)</i> | <i>Angulo de fricción interno (ø)</i> | <i>Cohesión (Kpa)</i> |
| 1   | 0-0.90             | 11.77                                     | 26                                    | 0                     |
| 2   | 0.90-2.70          | 12.75                                     | 31                                    | 0                     |
| 3   | 2.70-10            | 11.77                                     | 38                                    | 0                     |
| 4   | 10-23.0            | 12.75                                     | 45                                    | 0                     |

En la Tabla 4.14 se muestran los parámetros que se utilizaron para el análisis de estabilidad de talud en condiciones dinámicas, de acuerdo a la columna estratigráfica presentada en la (Figura 4.1) como se puede observar los valores de peso específico son bajos, lo que es representativo de suelos arenoso limosos de compacidad media a suelta, también se determinó el ángulo de fricción interno obteniendo un rango entre 26 y 45 grados, siendo característico de suelos tipo SM (Arena limosa, densidad media a suelta), esto a profundidades mayores a 1 metros.

Los valores de cohesión se tomaron como cero, ya que estamos en presencia de suelos granulares, esto significa que son suelos arenosos con presencia de limos no plásticos, en cambio, los valores de cohesión son diferentes de cero cuando tenemos suelos arcillosos o suelos rocosos, donde las características de las partículas del suelo presentan una mayor fuerza de atracción, por ende estos suelos ofrecen una mayor resistencia para ser deformados por esfuerzo de cortante.

#### **4.4.1. Cálculo del factor de seguridad estático**

Para el cálculo de factor de seguridad estático se usó el software SLOPE/W 2012, partiendo de parámetros del suelo basados en los criterios de morh coulomb, las superficies de falla se analizaron por los métodos de las dovelas: Morgenstern Price y Spencer de esta manera se obtuvieron los factores de seguridad de los perfiles trazados en el Mirador de Catarina.

El **Método de Spencer**: calcula dos coeficientes de seguridad: el primero (Fsm), ligado a la Ecuación 4.1 que obtiene el equilibrio de los momentos; el segundo (Fsf) ligado a la Ecuación 4.2 que obtiene el equilibrio de fuerzas. Considerando como valor único del coeficiente de seguridad aquel para el cual se tiene  $F_{sm} = F_{sf}$ .

**Ecuación 4.1.**  $\sum Q_i R \cos(\alpha - \theta) = 0$  Donde Q: es la fuerza de interacción entre dovelas.

R= Radio de circulo de falla  $\theta$ = Angulo de inclinación.

**Ecuación 4.2=**  $\sum Q_i = 0$  Fuerzas entre dovelas.

La particularidad del **método de Morgenstern Price** es que la masa se subdivide en franjas infinitésimas, a las cuales se imponen las ecuaciones de equilibrio en la traslación horizontal y vertical y de rotura en la base de las franjas mismas. El factor de seguridad se calcula por las siguientes ecuaciones:

**Ecuación 4.3** diferencial de las fuerzas entre dovelas:  $\frac{dE}{dx} - \text{tg} \alpha \left( \frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right)$

**Ecuación 4.4** de momento imponiendo rotación respecto a la base:  $X = \frac{d(E_\gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$

Los factores de seguridad obtenidos con los dos métodos antes descritos se basan en las superficies de falla, donde se obtuvieron distintos factores con rangos entre **5 a 0.434** en la Tabla 4.15 se presentan los valores de falla más crítico para Fs. menor a 1 y la falla más crítica para valores de Fs. entre 1-1.5, esto en base a la metodología de (Suárez Díaz, 1998).

**Tabla 4.15. Valores mínimos para Factores de seguridad estático.**

| <b>Método de equilibrio limite (Factores de seguridad)</b> |   |  |   |
|--|---|--|---|
| <b>Morgenstern prime</b>                                   | <i>Superficie de falla mínima para Fs. &lt; 1</i> | <i>Superficie de falla mínima para Fs. 1-1.5</i> | <i>Superficie de falla mínima para Fs. &gt; 1.5</i> |
| <b>Perfil 1</b>  | 0.542   | 1.112  | 1.501   |
| <b>Perfil 2</b>  | 0.434   | 1.105  | 1.502   |
| <b>Perfil 3</b>  | 0.451   | 1.1  | 1.5   |
| <b>Perfil 4</b>  | 0.497   | 1.102  | 1.513   |
| <b>Spencer</b>   | <i>Superficie de falla mínima para Fs. &lt; 1</i> | <i>Superficie de falla mínima para Fs. 1-1.5</i> | <i>Superficie de falla mínima para Fs. &gt; 1.5</i> |
| <b>Perfil 1</b>  | 0.536   | 1.104  | 1.502   |
| <b>Perfil 2</b>  | 0.434   | 1.105  | 1.502   |
| <b>Perfil 3</b>  | 0.451   | 1.101  | 1.5   |
| <b>Perfil 4</b>  | 0.497   | 1.102  | 1.503   |

Como se puede ver en la Tabla 4.15 los factores de seguridad mínimos obtenidos por ambos métodos no tiene variación, esto quiere decir que a la hora de dibujar los mapas de amenaza se tomaron en cuenta todas las superficies de falla mayores para cada rango de factor de seguridad. Por ende, las áreas de amenazas que se plasman en los mapas incluyen todos los valores con  $F_s < 1.5$ .

#### 4.4.2. Cálculo del factor de seguridad dinámico

Para evaluar los taludes en condiciones dinámicas el análisis se dividió en tres partes, esto con el objetivo de caracterizar el comportamiento de los taludes antes, durante y después del sismo. Primero se determinaron los esfuerzos verticales y sucesivamente los desplazamientos y aceleraciones por medio de un registro sísmico, luego se conoció la variación del factor de seguridad durante el evento sísmico y en la tercera parte de acuerdo a las deformaciones obtenidas usamos el método de Newmark para obtener los factores de seguridad dinámicos.

Para la etapa de análisis dinámico fue necesario determinar propiedades del suelo las que fueron parámetro base, estas se pueden ver en la (Tabla 4.16 y 4.17), los valores de confinamiento, esfuerzos efectivos y presiones de sobrecarga varían en cada perfil debido a la distintas estructuras. En la Tabla 4.16 se plasman las propiedades del suelo que se ingresaron en QUAKE/W para el análisis dinámico.

**Tabla 4.16. Parámetros del suelo para definir las funciones de  $G_{máx}$  y de módulo de amortiguamiento según lo definido en el acápite 2.5.3.**

| Modelo usado para los perfiles CATARINA | Espesor (m) | Densidad ( $g/cm^3$ ) | VS m/s | $G_{máx}$ (Kpa) | Índice de Plasticidad |
|---|-------------|-----------------------|--------|-----------------|-----------------------|
|   | 0 - 0.9     | 1.2                   | 139    | 23165.89        | 19                    |
|   | 0.9 - 2.7   | 1.3                   | 137    | 24306.97        | 9                     |
|   | 2.7 - 7.2   | 1.2                   | 186    | 41412.24        | 21                    |
|   | 7.2 - 23.0  | 1.3                   | 320    | 133365.24       | NP                    |

**Tabla 4.17. Valores de esfuerzo de confinamiento para cada uno de los perfiles analizados en base a la ecuación 2.15.**

| <i>Esfuerzo de Confinamiento (Kpa) Talud 1</i> | <i>Esfuerzo de Confinamiento (Kpa) Talud 2</i> | <i>Esfuerzo de Confinamiento Talud 3 (Kpa)</i> | <i>Esfuerzo de Confinamiento (Kpa) Talud 4</i> |
|--|--|--|--|
| 18.07  | 220.09   | 17.36  | 2.74   |
| 79.85  | 313.59   | 125.88   | 63.26  |
| 206.39   | 512.32   | 254.62   | 185.85   |
| 359.95   | 950.33   | 454.22   | 319.03   |

En la Tabla 4.16 se presentan los valores de  $G_{\max}$ , los cuales fueron calculados a partir de la densidad del suelo y de las velocidades de onda obtenidas con los SPT. Estos valores se correlacionaron a partir de la Tabla 4.9 con el objetivo de obtener valores para la columna estratigráfica definida para el análisis de los perfiles.

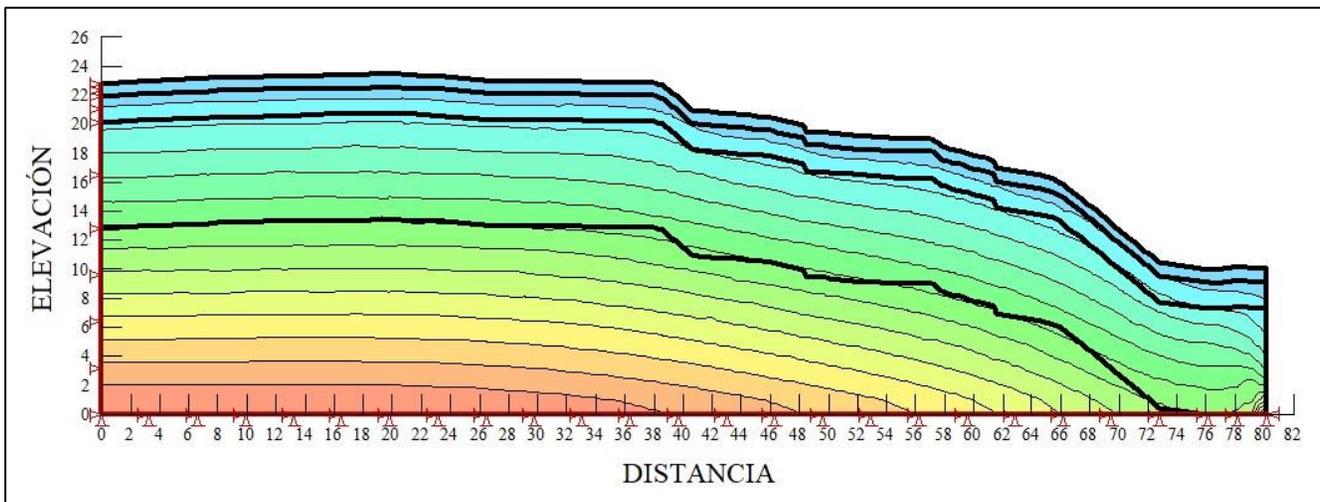
Para definir las funciones de  $G_{\max}$  y módulo de amortiguamiento los parámetros que se ingresaron a QUAKE/W 2012 son el valor de confinamiento y el índice de plasticidad para cada estrato de suelo del talud del mirador.

#### 4.4.2.1. Análisis estático inicial

Este análisis consiste en determinar las presiones verticales del suelo, y los esfuerzos producidos por la presión de poros, producto de la ausencia del nivel freático no se analizaron los taludes en condiciones de suelo saturado.

En este acápite se presentó solo un diagrama de condiciones iniciales estáticas, ya que los valores para los demás perfiles son casi iguales. En la figura 4.11 se observa que los esfuerzos a medida que se profundiza aumentan (Color rojo) y superficialmente disminuyen (Color azul), se puede concluir que las cargas transmitidas por las estructuras no influyen para modificar los esfuerzos del suelo, en cambio en el talud numero 2 si se obtuvo valores altos de esfuerzo por lo que ante un evento sísmico esta área del mirador es más vulnerable a movimientos del terreno.

Debido a la ausencia del nivel freático no se analizó la presión de poros, pero es importante mencionar que los factores hidrológicos, deforestación deben tomarse en cuenta ya que pueden modificar las condiciones de esfuerzo de las laderas y provocar desplazamientos horizontales. También las características topográficas del Mirador de Catarina es bastante irregular, por ende, se generan zonas del talud donde los esfuerzos del suelo pueden ceder ante una carga de magnitud pequeña.



**Figura 4.11.** Esfuerzos verticales del suelo, Color rojo son valores Mayores, color celeste representa valores menores.

#### **4.4.2.2. Comportamiento dinámico en QUAKE/W 2012:**

De acuerdo al análisis en QUAKE/W 2012 se interpretaron los resultados de los modelos donde se puede ver las direcciones y desplazamientos generados por el registro sísmico de 1972. Las zonas más vulnerables a desplazamientos horizontales son las que limitan con los bordes del talud del Mirador de Catarina.

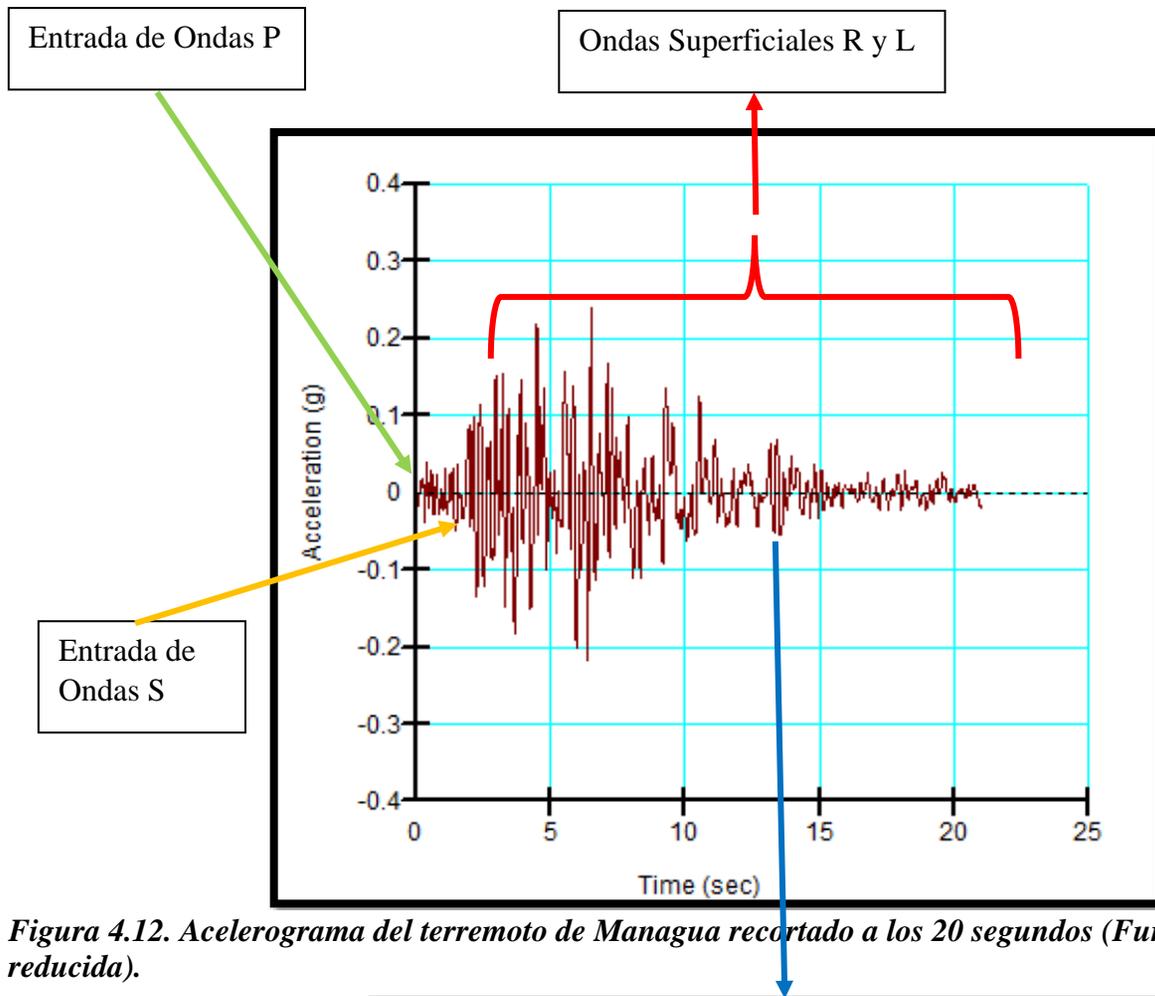
#### **Deformaciones generadas en la estructura del talud para los 14.5 segundos del registro sísmico.**

Según Urrutia (2011), los registros sísmicos suelen tener una “cabeza” y una “cola”, de duración variable, cuya inclusión no mejora los resultados de los análisis dinámicos, por ende pueden ser modificados para realizar los análisis de estabilidad de taludes, (Función reducida). Tomando como referencia esta metodología, para obtener los desplazamientos de los perfiles solo se consideraron los primeros 20 segundos del registro sísmico del terremoto de 1972, ya que en este lapso de tiempo se dan las mayores aceleraciones.

Al momento de importar los registros de aceleraciones del terremoto de Managua se tomó en cuenta todo el registro y se procedió a ejecutar el análisis dinámico en QUAKE/W, sin embargo, para obtener los factores de seguridad por el método de Newmark se observó que a los 14.5 segundos ocurría una variación en las velocidades de onda y en este instante había transcurrido un tiempo suficiente para considerar las deformaciones que generó el sismo.

Por último, de acuerdo a las observaciones y comparaciones de resultados, a los 6.5 segundos se da la aceleración máxima de 0.24 g, sin embargo, esto no quiere decir que en ese momento el talud colapsara, en cambio a los 14.5 segundos las áreas con factores de seguridad menores a 1.5 aumentan permitiendo concluir que en ese instante el talud presenta la mayor vulnerabilidad para que ocurran movimientos del terreno.

En la figura 4.12 se plasman las ondas P y S, del acelerograma del terremoto de Managua de 1972, también se ilustra el momento en que el talud presenta mayor vulnerabilidad correspondiente a los 14.5 segundos.

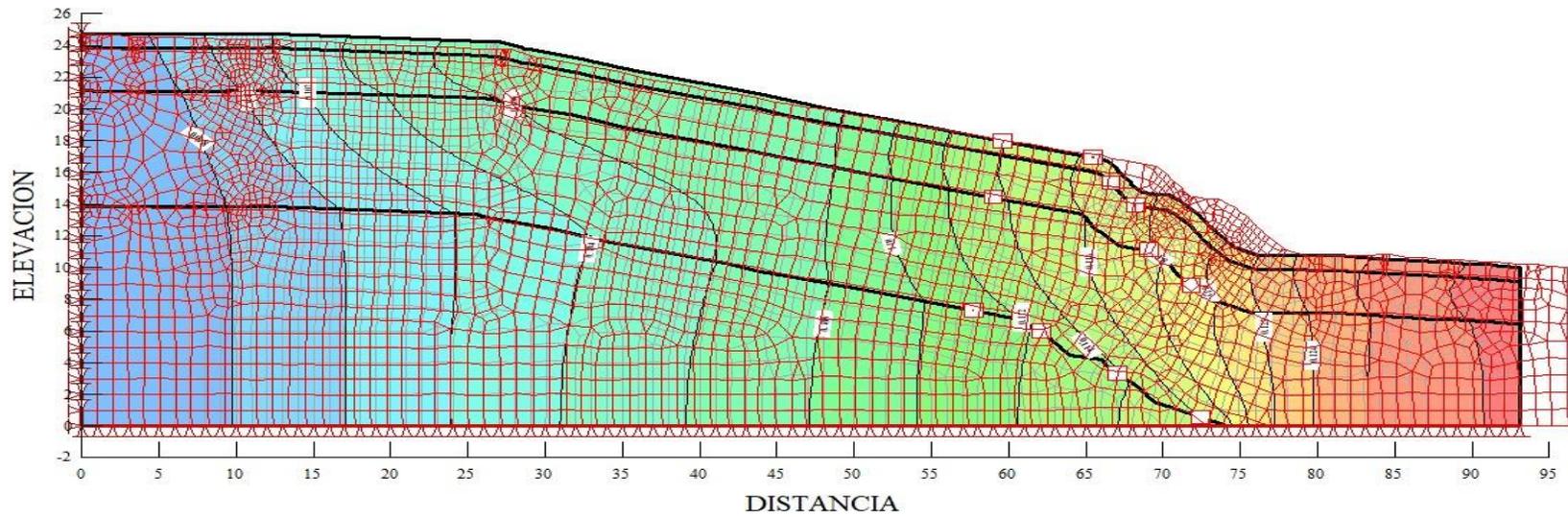
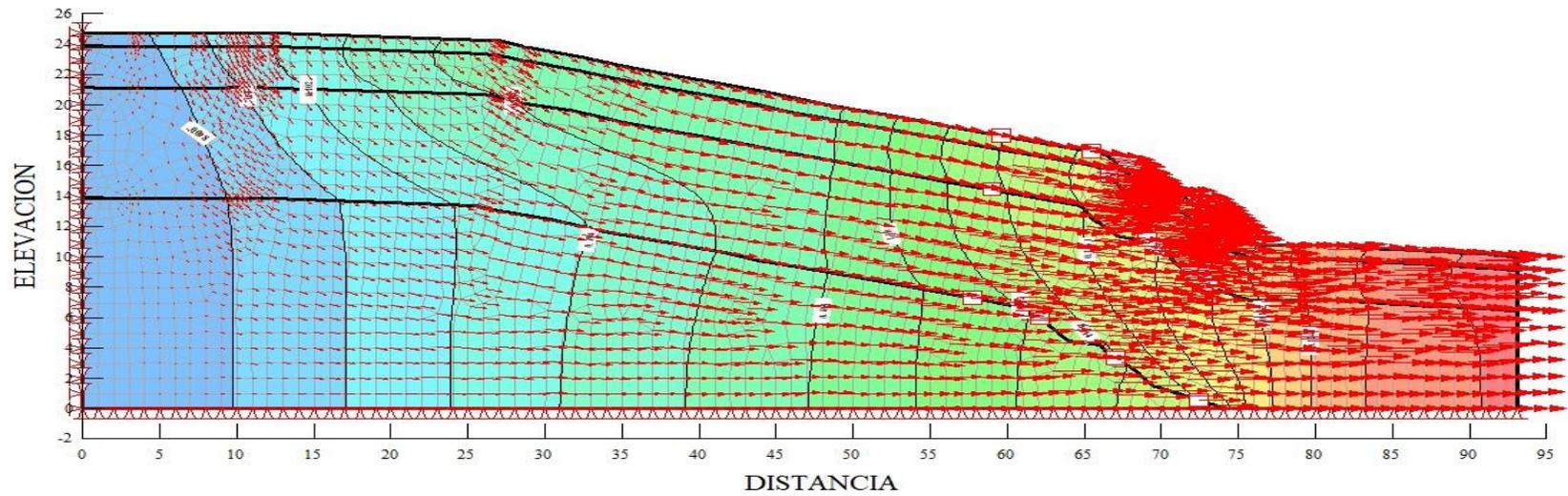


**Figura 4.12.** Acelerograma del terremoto de Managua recortado a los 20 segundos (*Función reducida*).

Instante del sismo en que se obtienen más superficies de falla con factores de seguridad menores a 1.5, indicando la mayor vulnerabilidad ante deslizamientos en el talud.

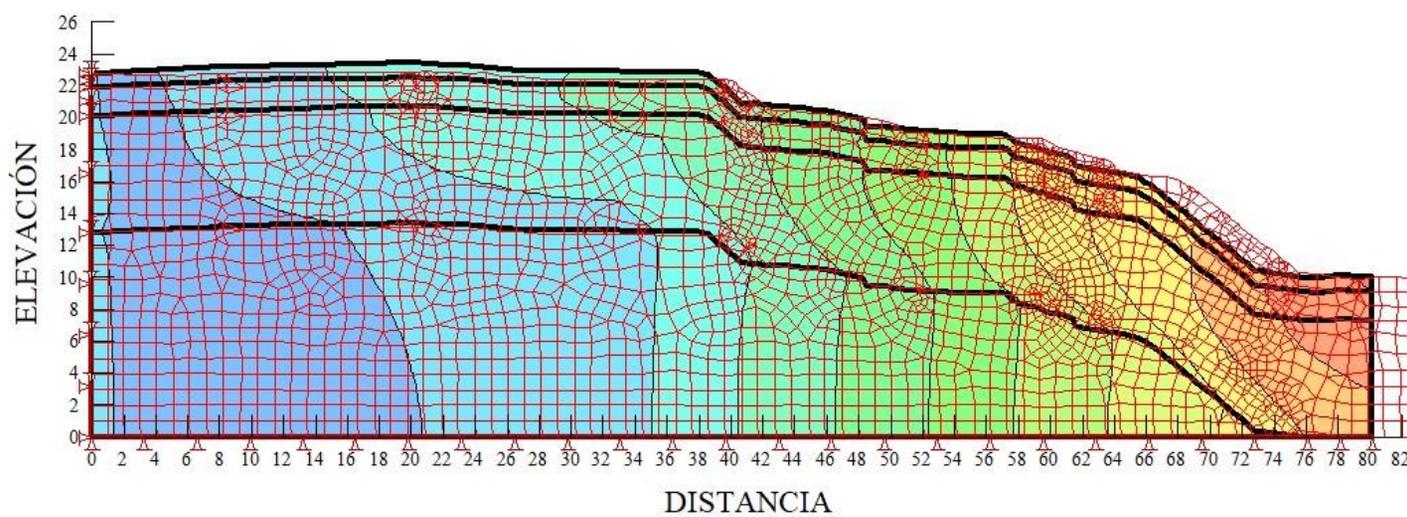
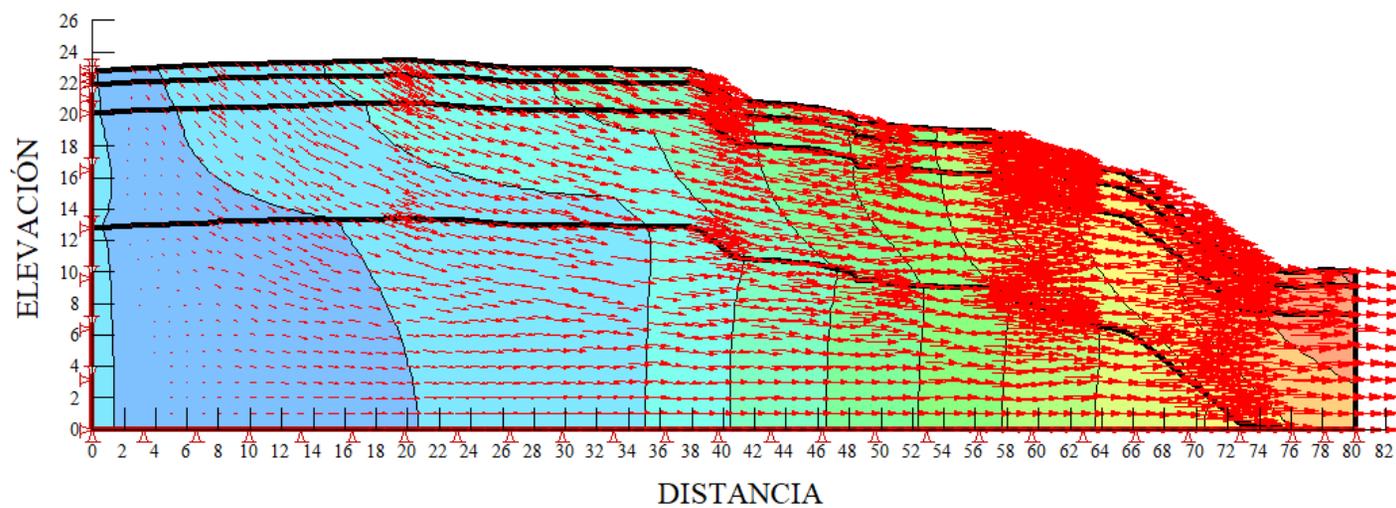
A continuación, se presentaran los perfiles con sus respectivos desplazamientos a los 14.5 segundos del sismo, como se observa en las figuras la malla dibujada para cada talud sufre una deformación a causa del registro sísmico.

*Figura 4.13. Dirección de los desplazamientos inducidos por el sismo a los 14.5 segundos. Perfil 1*



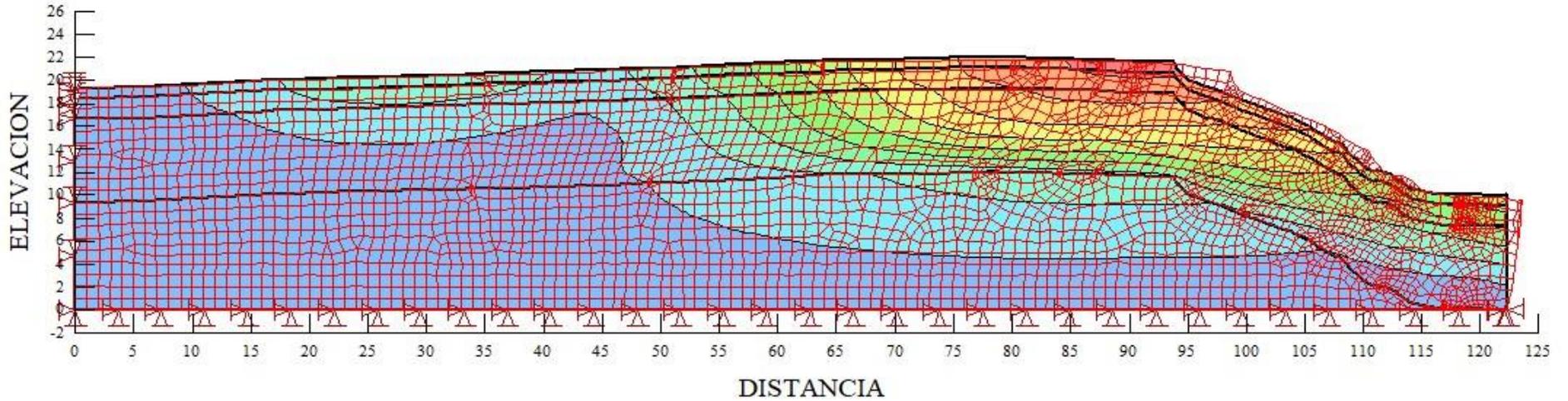
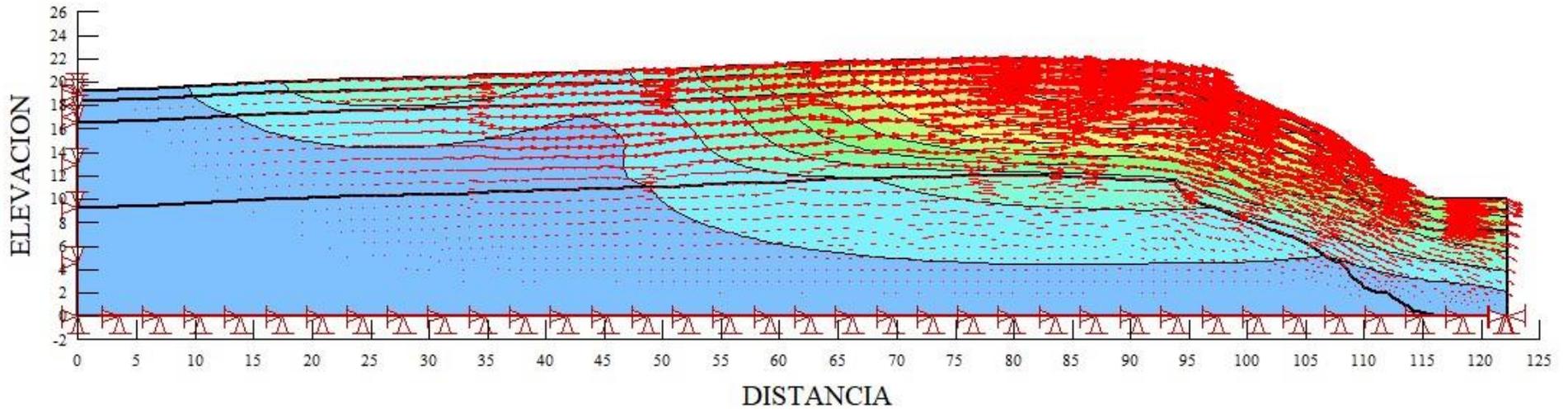
*Figura 14. Deformación permanente de la estructura a los 14.5 segundos. Perfil 1.*

*Figura 4.15. Dirección de los desplazamientos inducidos por el sismo a los 14.5 segundos. Perfil 2*



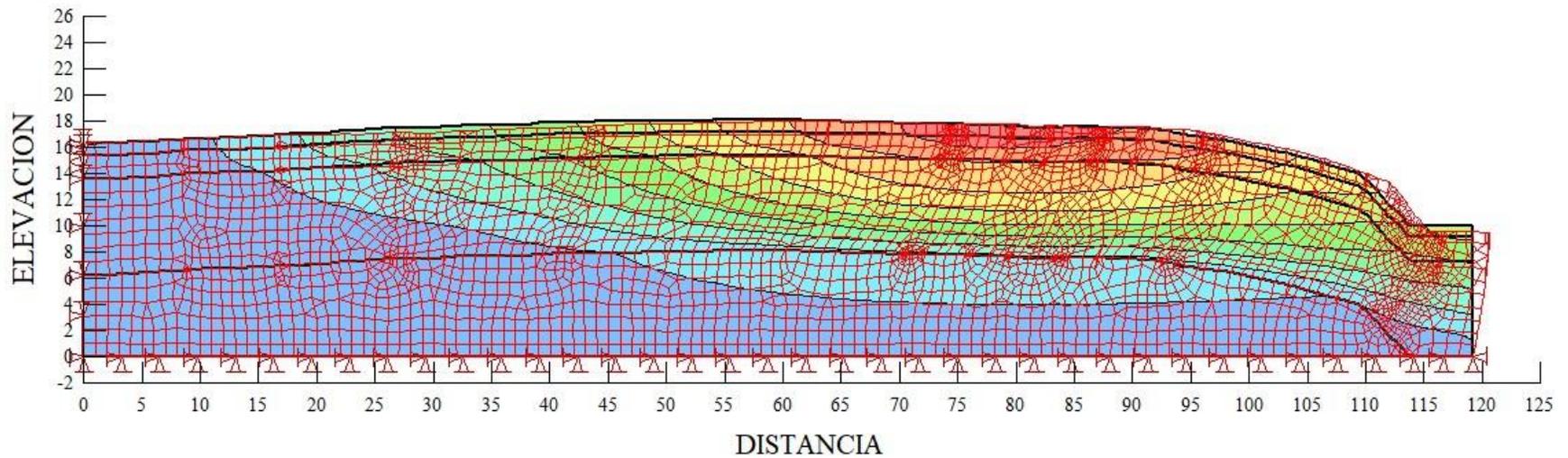
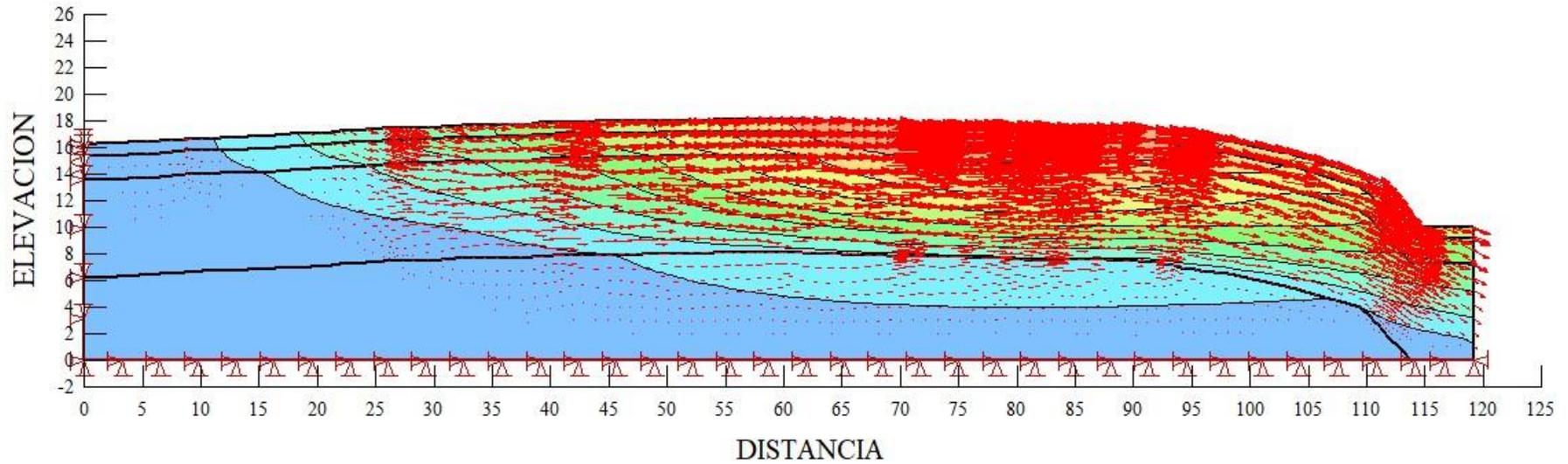
*Figura 4.16. Deformación permanente de la estructura a los 14.5 segundos. Perfil 2.*

*Figura 4.17. Dirección de los desplazamientos inducidos por el sismo a los 14.5 segundos. Perfil 3*



*Figura 4.18. Deformación permanente de la estructura a los 14.5 segundos. Perfil 3.*

*Figura 4.19. Dirección de los desplazamientos inducidos por el sismo a los 14.5 segundos. Perfil 4*



*Figura 4.20. Deformación permanente de la estructura a los 14.5 segundos. Perfil 4.*

En las figuras anteriores, se plasmaron las direcciones de los desplazamientos de cada perfil y las deformaciones que sufre el suelo durante el registro sísmico del terremoto de Managua de 1972, las áreas de color rojo demuestran mayor deformación y las áreas de color azul menor deformación, significa que en estas zonas de los taludes se generan mayores esfuerzos del suelo, lo que hace posible el origen de superficies de fallas con factores menores a 1, de igual forma se puede apreciar que las zonas en color rojo están marcadas donde se ubican las estructuras representando esto una amenaza para las construcciones y las personas que hacen uso de ellas.

Las deformaciones máximas generadas por el terremoto de Managua de 1972 a los 14.5 segundos en los perfiles trazados en el Mirador de Catarina obtuvieron desplazamientos en dirección x, entre 11 y 12.5 cm, este valor se obtuvo de la deformación de la malla que se definió para cada perfil, esto en relación a su punto de origen.

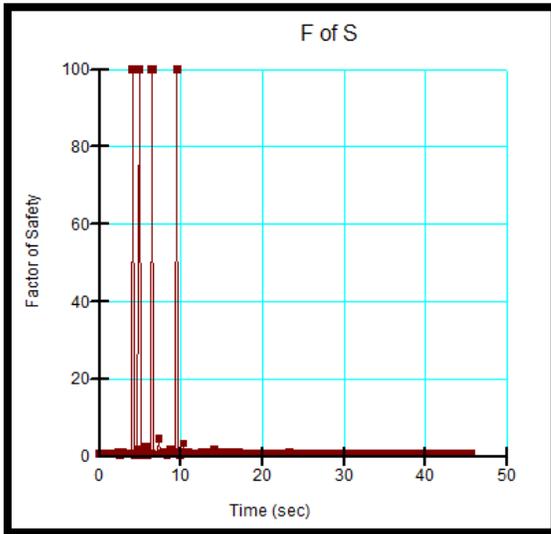
Estos valores de desplazamientos tienen bastante relevancia ya que las estructuras que no presenten buenos cimientos y no estén bien construidas en cumplimiento con las normas de construcción, pueden colapsar ante un sismo. Sin embargo, con desplazamientos de 12 cm, las laderas presentes en el Mirador de Catarina por sus características geológicas, topográficas y por las propiedades mecánicas del suelo pueden generar deslizamientos y derrumbes.

#### **4.4.3. Fs. obtenido con SLOPE/W 2012 (Método de Newmark)**

Al finalizar el análisis dinámico en QUAKE/W por elementos finitos se obtuvieron los desplazamientos y deformaciones de los taludes, a partir de esos resultados, se determinó que a los 14.5 segundos del terremoto de Managua de 1972 es uno de los tiempos más críticos, ya que en este instante las aceleraciones sufren un cambio en su intensidad, pasan de aceleraciones máximas a una etapa de aceleraciones mínimas, también es un tiempo considerable para afectar de manera directa las laderas del Mirador de Catarina, esto en base a lo citado por (Suárez Díaz, 2008).

##### **4.4.3.1. Factores de seguridad durante el sismo**

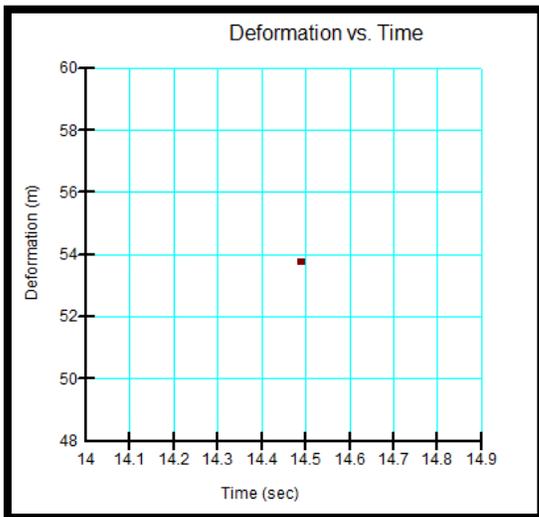
Las gráficas que se obtuvieron del análisis hecho por el método de Newmark grafican la variación del factor de seguridad que se genera durante el sismo, esto en base a la componente horizontal Este-Oeste del acelerograma del terremoto de 1972.



**Figura 4.21. Fs. Durante el sismo de 1972 Perfil 2.**

Como se puede ver en la Figura 4.21 los factores de seguridad obtenidos para el sismo de 1972, son valores menores a 1, lo que implica que el talud se encuentra inestable durante el sismo, debido a que todas las superficies de falla dan valores de  $F_s$ . Menores a 1, se crea una deformación permanente acumulada.

A los 14.5 segundos ocurre un tiempo crítico ya que el área cubierta con factores de seguridad menor a 1, aumenta.



**Figura 4.22. Deformación Permanente acumulada a los 14.5 s.**

La deformación permanente acumulada que se muestra en la Figura 4.22 es para los 14.5 segundos, teniendo como resultado un valor 53.5 m, esto no quiere decir que el talud se desplazará esa distancia en ese tiempo, solo es un conteo de los desplazamientos acumulados para todos los time steps generados.

El desplazamiento horizontal para los 14.5 segundos equivale a 11.584 cm, obtenido de la deformación de la malla.

Solo se presentó las imágenes de variación de factor de seguridad y de desplazamientos acumulados para el perfil 2, ya que para los demás perfiles se obtuvieron los mismos factores de seguridad con valores menores a 1 durante todo el sismo. La deformación máxima de la malla que se obtuvo para los otros perfiles está entre los 11 y 12 cm.

#### **4.5. Mapas de amenaza de inestabilidad de laderas**

Para la elaboración de los mapas de amenaza, se consideraron los factores de seguridad en condiciones estática y dinámicas. Se definieron las zonas en función de los factores que estaban dentro de los rangos de amenaza alta, media y baja, este criterio de zonas de amenaza fue planteado por Suárez Díaz, (1998), donde considera:

Zona de amenaza alta:  $F_s < 1.1$

Zona de amenaza media  $F_s. 1.1 < F_s. < 1.5$

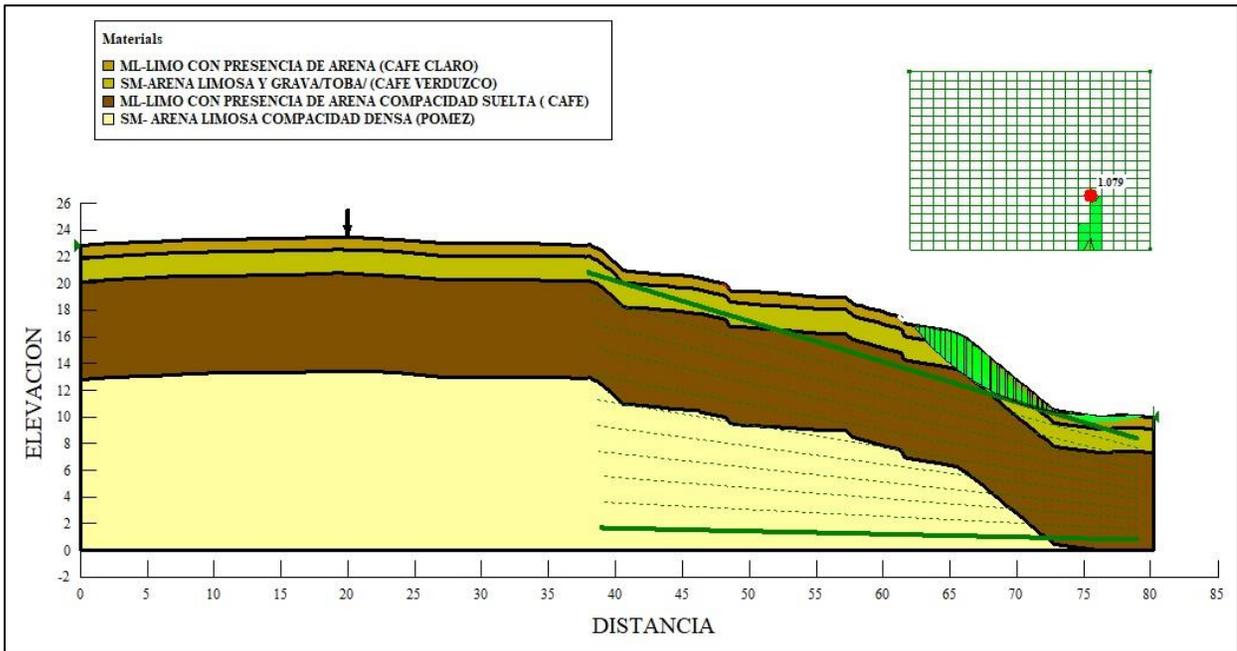
Zona de amenaza baja:  $F_s. > 1.5$

Para delimitar las zonas de mayor susceptibilidad a deslizamiento en el Mirador de Catarina, se tomaron en cuenta las superficies de falla con factores menores a 1 y para zonas de amenaza media se tomaron factores entre 1.1 y 1.5. Por condiciones estáticas los factores se tomaron del análisis hecho en SPOLE/W 2012, los cuales se determinaron por equilibrio limite usando los parámetros del método de las dovelas definido por Morgenstem prime y el método de Spencer.

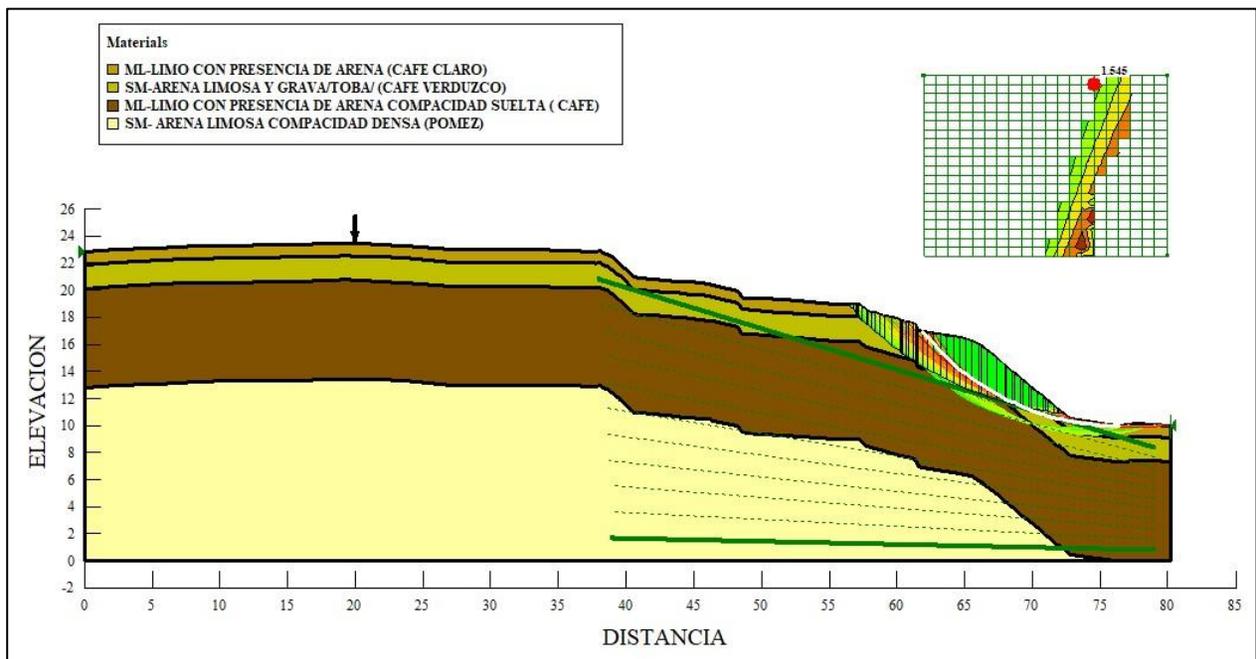
Para el análisis en condiciones dinámicas, de acuerdo a las deformaciones y desplazamientos obtenidos por la influencia del registro sísmico, los datos se integraron aplicando el análisis de deformaciones por el método de Newmark, el cual genera los factores de seguridad en base a los desplazamientos que se generan en el suelo. El método de Newmark calcula los factores de seguridad del suelo de acuerdo a los esfuerzos generados por QUAKE/W antes, durante y después del sismo.

Tomando de base las superficies de fallas obtenidas en condiciones estáticas y dinámicas, se definieron las coordenadas de cada zona de amenaza, luego tomando como principio fundamental los parámetros planteados por Suárez Díaz (1998), se dibujaron los mapas de inestabilidad de ladera, la Figura 4.23 y Figura 4.25 muestran el perfil número 2 con sus respectivas superficies de falla tanto en condiciones estáticas como dinámicas.

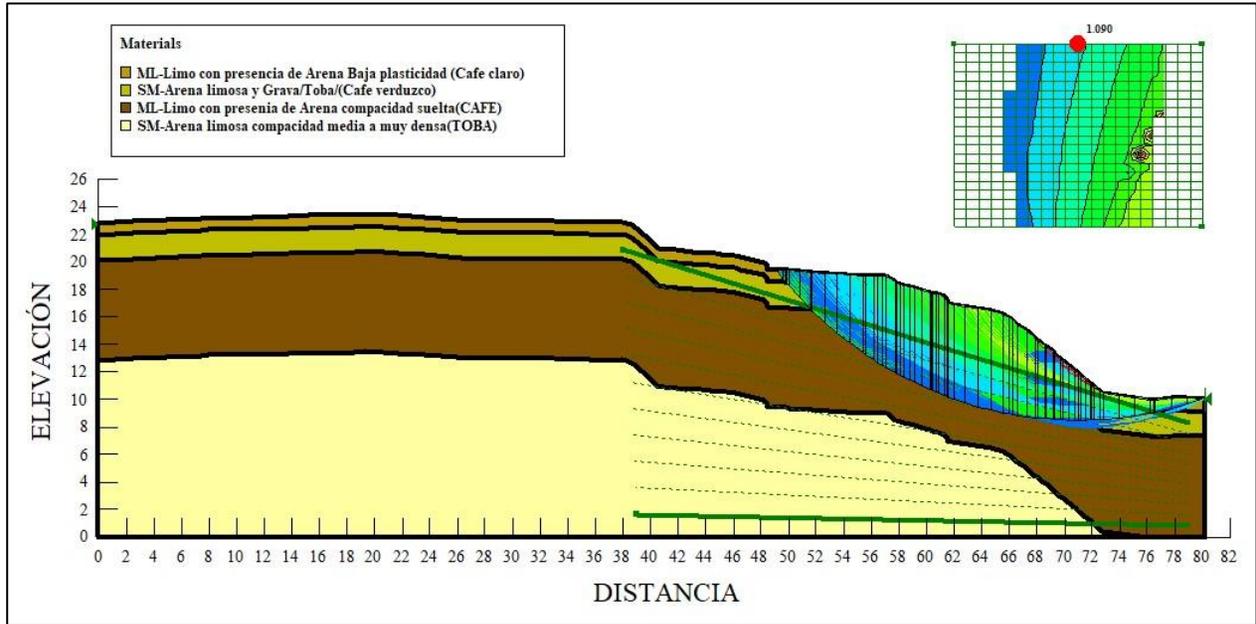
**Figura 4.23. Superficies de falla con factores menores a 1.1 para condiciones estáticas en el Perfil número 2 (Método de Morgenstem Price y Spencer).**



**Figura 4.24. Superficies de falla con factores menores a 1.5 para condiciones estáticas en el Perfil número 2 (Método Morgenstern Price y Spencer)**



**Figura 4.25. Superficies de falla con factores menores a 1.1 para condiciones dinámicas en el perfil número 2 (Método de elementos finitos y Bloque de Newmark)**



**Figura 4.26. Superficies de falla con factores menores a 1.5 para condiciones dinámicas en el perfil número 2 (Método de elementos finitos y Bloque de Newmark)**

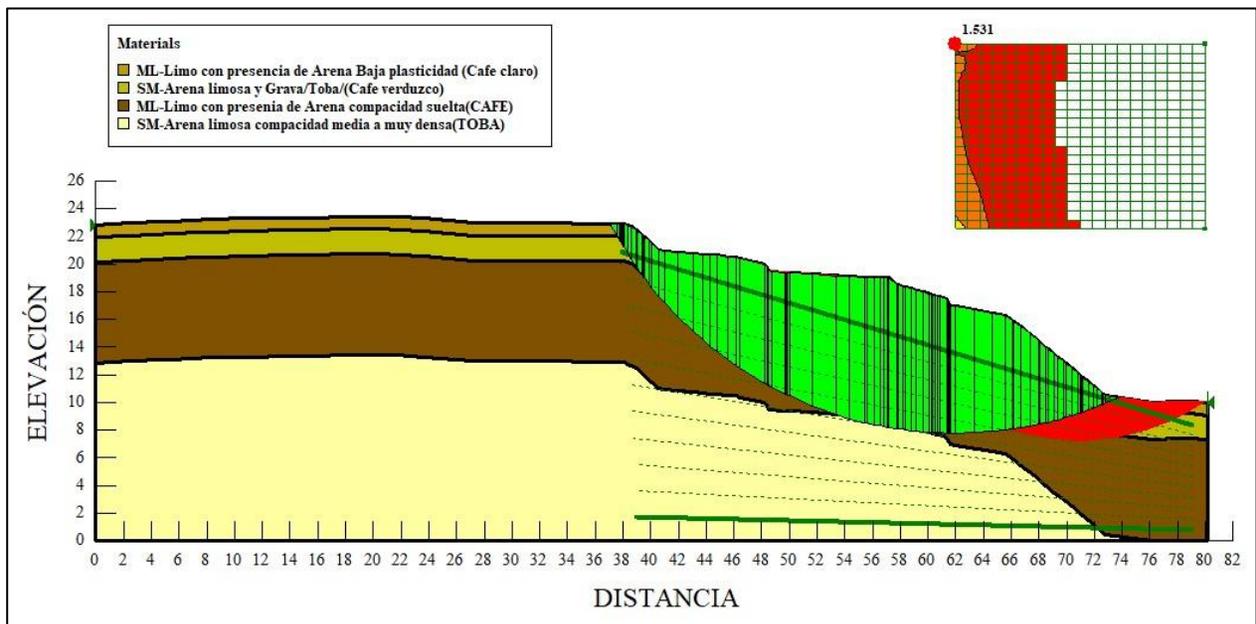
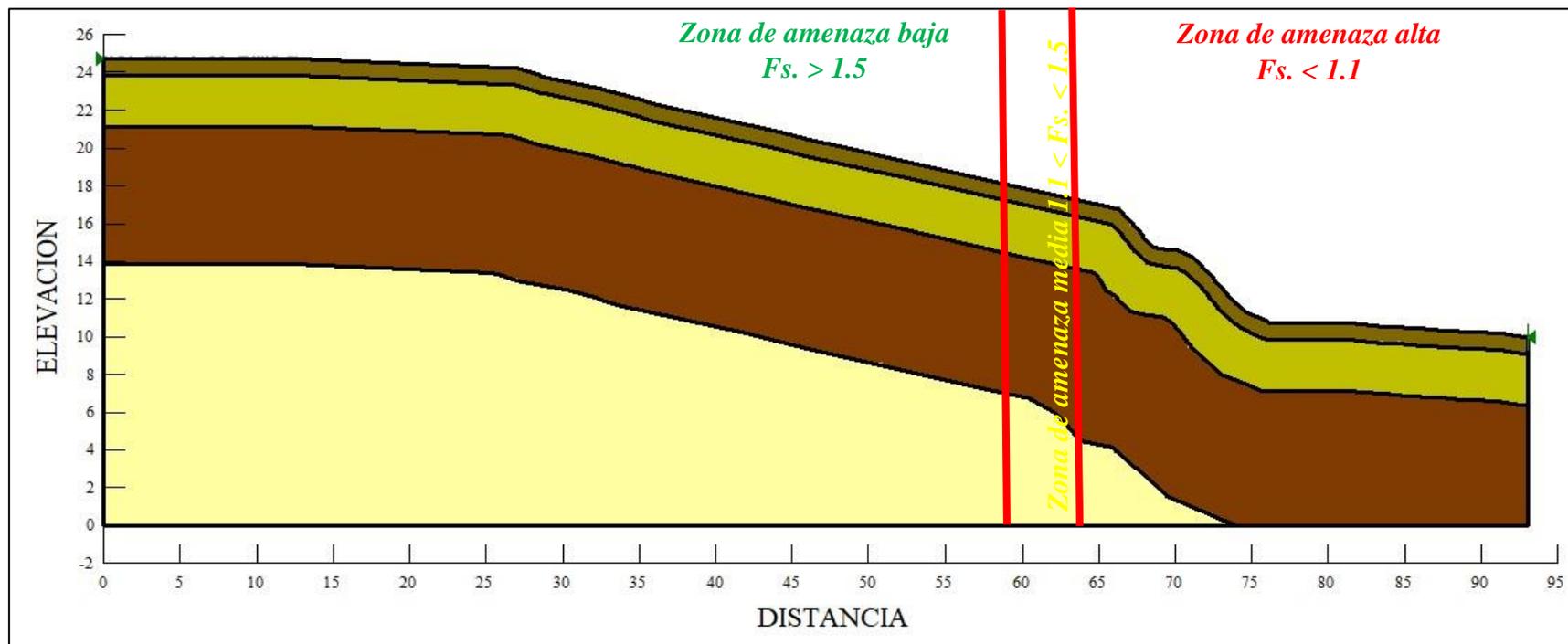
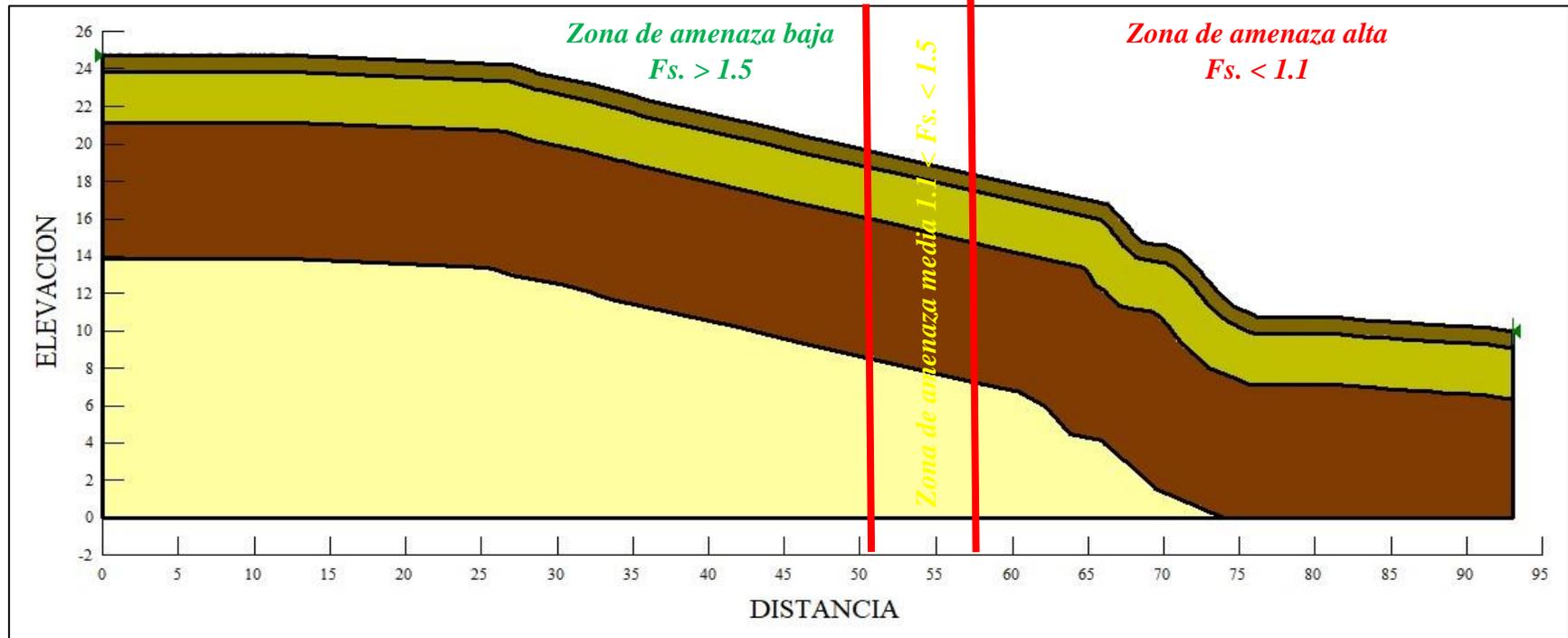


Figura 4.27. Zonas de inestabilidad de laderas en condiciones estáticas para el perfil número 1.



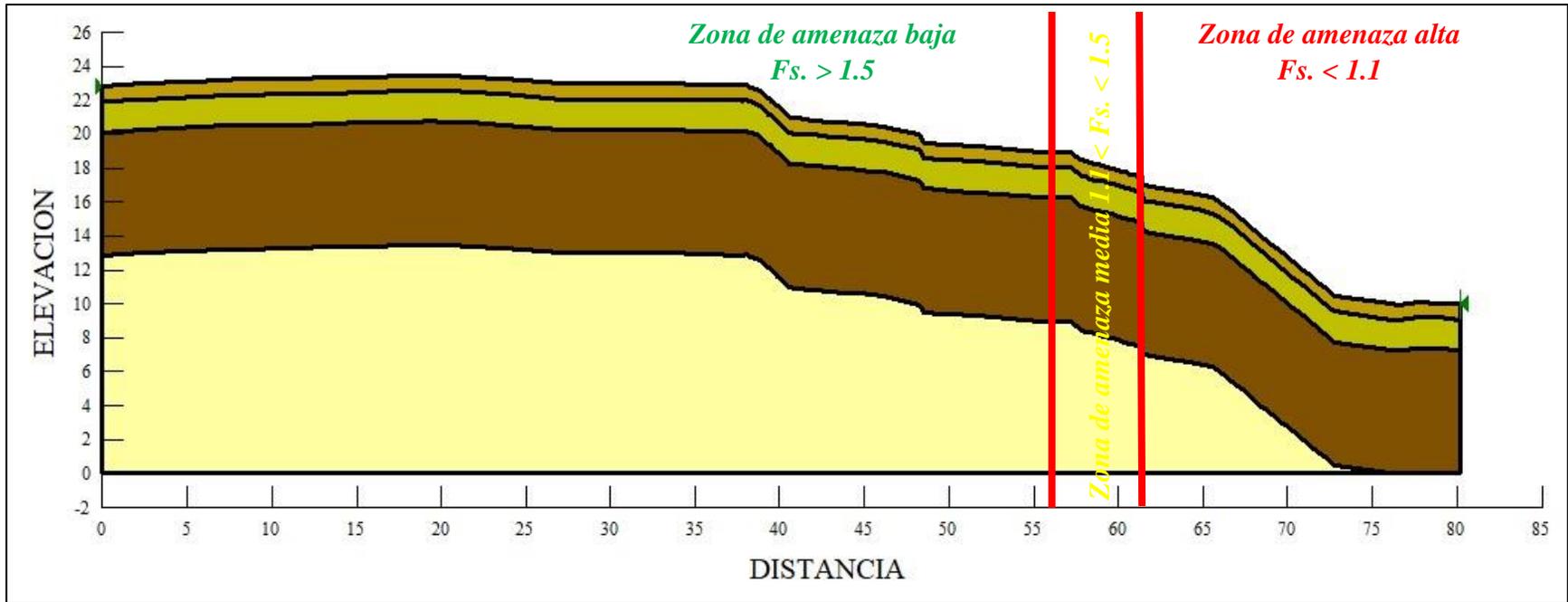
Las zonas críticas a deslizamientos, se definieron a partir de las superficies de falla dentro de los rangos definidos al inicio del acápite 4.5. Dentro de las zonas altas y media se localizan las superficies de rotura con mayor probabilidad de deslizamiento. Para el talud 1 la zona de amenaza baja se ubica entre las coordenadas (0, 25) y (56.5, 18), en esta área se ubican los baños públicos del mirador, la zona de amenaza media está entre las coordenadas (56.5, 18) y (64, 16.5) y para la zona de amenaza alta las coordenadas son (64, 16.5) y (93, 10). Se observa que la zona de mayor vulnerabilidad comprende el área que limita con el borde del Mirador de Catrina.

Figura 4.28. Zonas de inestabilidad de laderas en condiciones dinámicas para el perfil número 1.



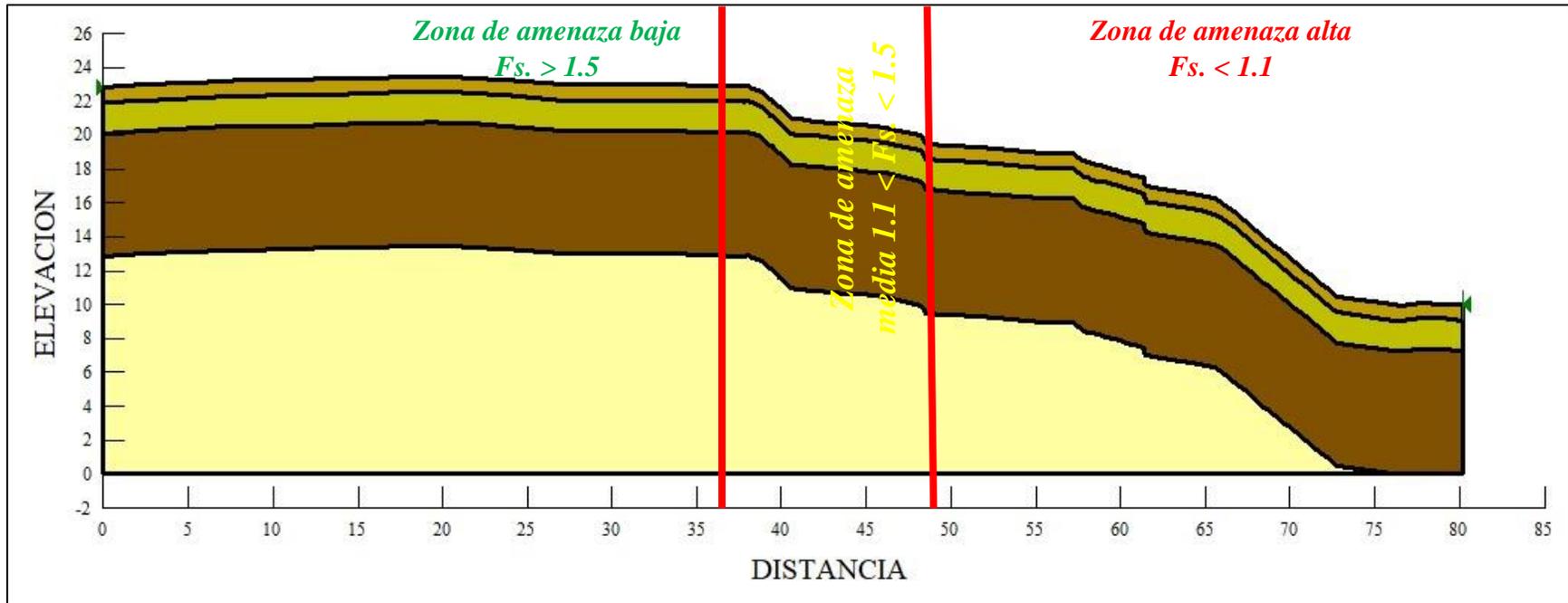
Para las superficies de fallas en condiciones dinámicas, las zonas de amenaza, se definieron a partir de la simulación de talud con el registro de acelerograma del terremoto de Managua de 1972. Las superficies de fallas, se extrajeron a los 14.5 segundos del sismo, en este tiempo del sismo, se generan deformaciones e incrementos considerables en las superficies de falla menores a un factor de seguridad de 1.5. Comparando las áreas de amenaza en condiciones estáticas, aumentan una longitud de 7 metros. Las coordenadas para la zona de amenaza baja son (0, 25) y (51, 19), para la zona de amenaza media (51, 19) y (57.5, 18) y la zona de amenaza alta (57.5, 18) y (93, 10).

Figura 4.29. Zonas de inestabilidad de laderas en condiciones estáticas para el perfil número 2.



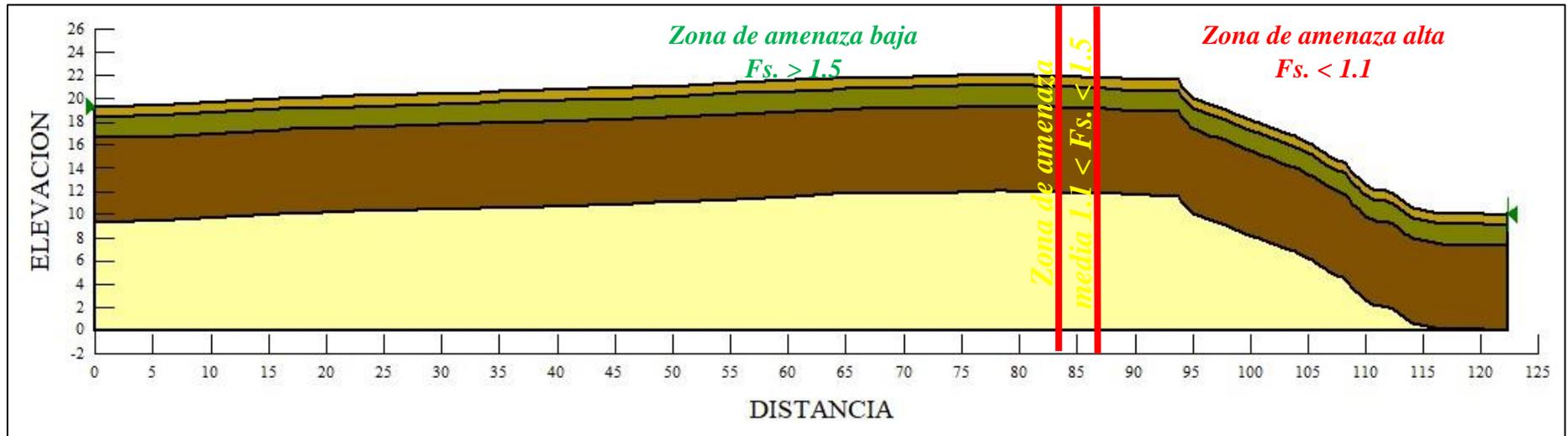
Para el perfil número 2, las zonas de amenaza definidas en condiciones estáticas están ubicadas en las coordenadas siguientes: zona de amenaza baja (0, 23) y (56, 18.5), zona de amenaza media (56, 18.5) y (62, 16.5) y la zona de amenaza alta (62, 16.5) y (80.3, 10). El talud tiene una longitud de 80.3 metros donde la zona de amenaza alta abarca 18 metros hasta las orillas de las laderas del mirador. En este perfil está ubicado el tanque de ENACAL en las coordenadas (20, 22.8), para condiciones estáticas el tanque está en la zona de amenaza baja, sin embargo por los valores altos de esfuerzos de sobrecarga producto del peso, se puede generar desplazamientos y presiones continuas a largo plazo sobre las estructuras colindantes y las laderas ubicadas a las orillas.

Figura 4.30. Zonas de inestabilidad de laderas en condiciones dinámicas para el perfil número 2.



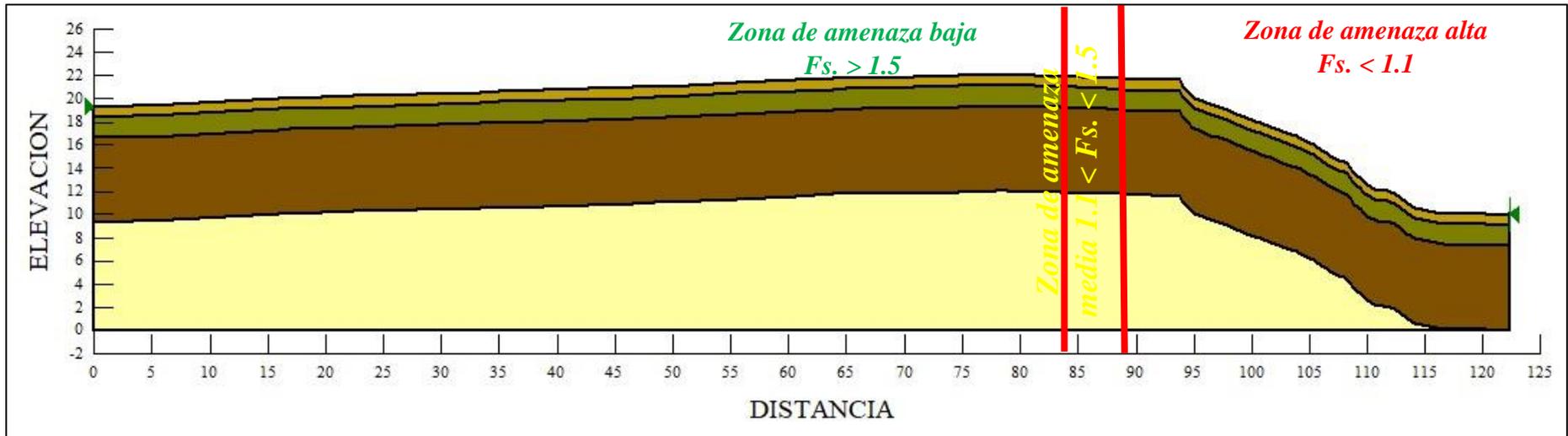
Para las condiciones dinámicas, las zonas de superficies de fallas menores a  $F_s$  de 1.5 aumentan considerablemente, esto debido a la carga cíclica influida por el terremoto de Managua de 1972, las coordenadas para las diferentes zonas de amenaza son las siguientes: zona de amenaza baja (0, 23) y (36.5, 23), zona de amenaza media (36.5, 23) y (48.5, 19) y zona de amenaza alta (48.5, 19) y (80.3, 10). Las zonas de amenaza en condición dinámica con factores menores a 1.5 aumenta 20 metros en comparación con las condiciones estáticas, lo que refleja la alta incidencia que tienen los sismo sobre las laderas, esto nos lleva a la conclusión que a medida que una ladera está en zonas sísmicas es más susceptible a deslizamientos, esto sin tomar en cuenta factores antropogénicos como hidrología y vegetación.

Figura 4.31. Zonas de inestabilidad de laderas en condiciones estáticas para el perfil número 3.



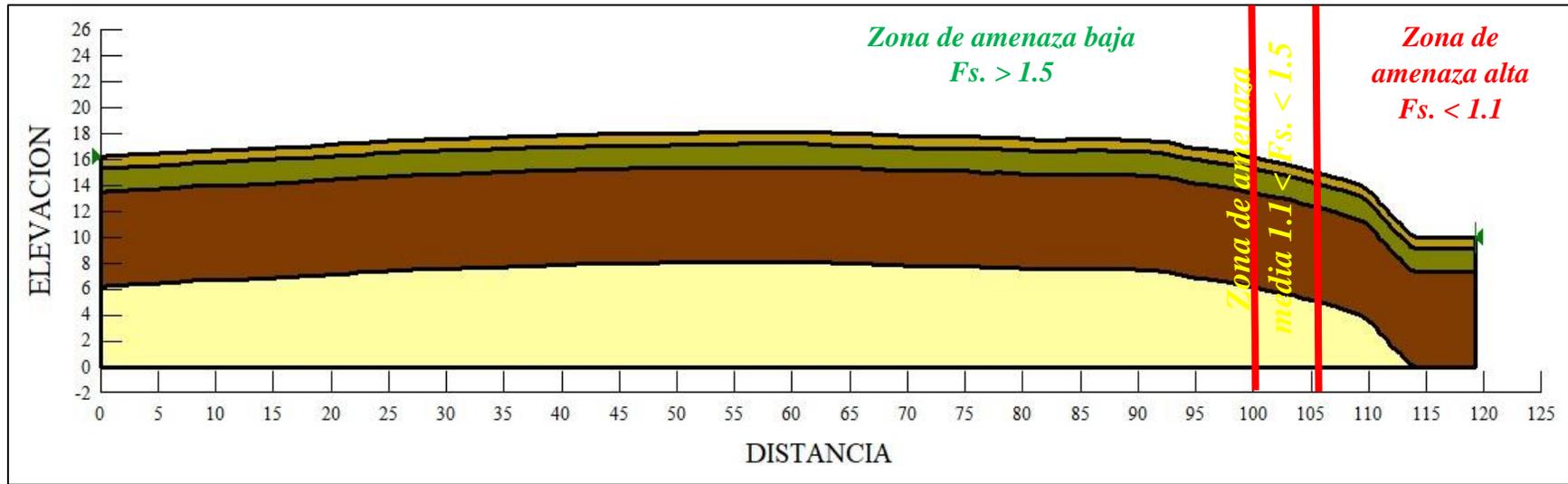
Para el talud número 3, las superficies de falla con factores de seguridad menores a 1.5 abarcan una longitud total de 34 metros, la longitud del perfil equivale a 123 metros. Estos factores fueron obtenidos en base a los análisis estáticos que usan como parámetros las propiedades del suelo, la geometría del suelo y la sobrecarga. Las coordenadas de las zonas de amenaza son: zona baja (0, 19) y (84, 22), zona media (84, 22) y (87, 22) y zona de amenaza alta (84, 22) y (123, 10). En el perfil número 3 se ubican 3 restaurantes y un tramo de artesanías los que generan presiones al suelo, de acuerdo a la zona de amenaza, están ubicados en el límite de la zona de amenaza media y la zona de amenaza baja, esto significa que están contruidos en una zona propensa a movimientos (Figura 4.8). El parqueo vehicular del Mirador de Catarina por su lejanía con las laderas del mirador, se encuentra en un área de amenaza baja, esto significa que las construcciones a sus alrededores están en una zona segura ante movimiento del terreno.

Figura 4.32. Zonas de inestabilidad de laderas en condiciones dinámicas para el perfil número 3.



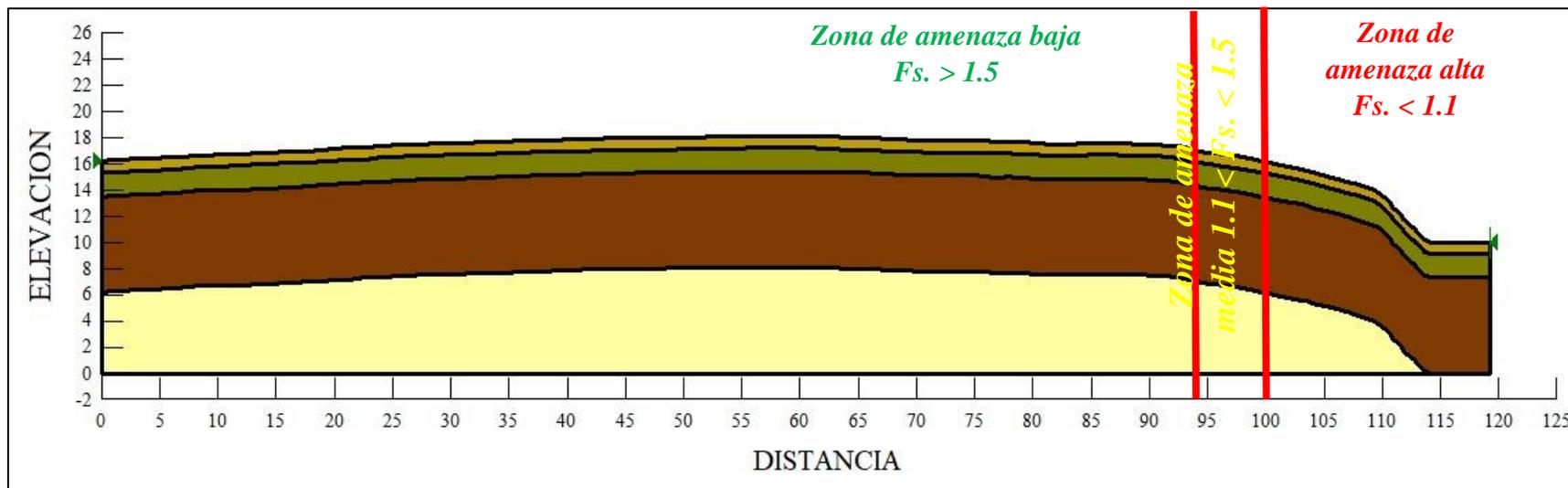
Para el perfil número 3 las zonas de amenaza determinadas por el análisis dinámico, no tienen mucha variación respecto a las determinadas por análisis estático, pero si representan un peligro inminente para las estructuras ubicadas en el área de amenaza media. La zona de amenaza alta cubre una longitud de 35 metros desde la ladera noroeste de la laguna de Apoyo hasta la ubicación de los restaurantes principales del Mirador de Catarina, por ende, ante un evento sísmico si los momentos resistente del suelo son menores a los momentos de corte generados por el sismo, estas áreas pueden presentar agrietamientos en el suelo y deslizamientos de laderas. Lo que evidencia que estas edificaciones están en una zona susceptible y reubicarlas es una medida de prevención.

Figura 4.33. Zonas de inestabilidad de laderas en condiciones estáticas para el perfil número 4.



Las zonas de amenaza determinadas por condiciones estáticas para el perfil número 4, están ubicadas en las siguientes coordenadas: zona de amenaza baja: (0, 16) y (100, 17), zona de amenaza media: (100, 17) y (106, 13.5) y zona de amenaza alta: (106, 13.5) y (119.5, 10). Sobre el talud número 4 se encuentran ubicados 2 restaurantes y los locales de artesanías, estos últimos están ubicados a los 10 y 65 metros de la longitud del talud, esto indica que están en zona de amenaza baja y no se encuentra en peligro. En cambio los restaurantes están más cerca de la zona de amenaza media a una distancia de 15 metros, esta longitud no implica que estén en una zona segura, ya que colindan con las gradas del mirador y debido a la presión generada al suelo esto puede influir en la resistencia mecánica de las laderas del Mirador de Catarina.

Figura 4.34. Zonas de inestabilidad de laderas en condiciones dinámicas para el perfil número 4.



Para las condiciones dinámicas, las zonas de amenaza obtenidas para el talud número 4 comprenden las siguientes coordenadas: zona de amenaza baja (0, 16) y (94, 16.5), zona de amenaza media: (94, 16.5) y (100, 16.5) y zona de amenaza alta (100, 16.5) y (199.5, 10). La zona de amenaza media aumenta 6 metros con respecto a las condiciones estáticas. Lo que implica una mayor zona de amenaza de inestabilidad de laderas. Por ende el restaurante ubicado a los 85 metros de longitud (Figura 4.9), se encuentra en una zona de amenaza media, representado un peligro para los ocupantes del local.

Los mapas de amenaza de inestabilidad de laderas fueron dibujados a partir de los factores de seguridad y de las superficies de fallas generadas en los análisis estáticos y dinámicos, clasificando las áreas de peligro de acuerdo zonas de amenaza descritas en el acápite 4.5. En los mapas se puede apreciar las áreas del Mirador de Catarina que se encuentran en zonas de amenaza baja, media y alta. Para el dibujo del mapa de inestabilidad en condiciones dinámicas se tomaron los factores de seguridad calculados por QUAKE/W 2012 a los 14.5 segundos del registro sísmico, ya que en este lapso de tiempo los taludes presentaban condiciones más críticas ante movimientos del terreno.

Para el dibujo de los mapas, se basó en la metodología descrita por Suárez Díaz (1998) y por INETER (2005).

A partir de las zonas de amenaza, se extrajeron cada una de las coordenadas en el programa Civil3D, luego en el software ArGis 10.5 se localizó la zona de estudio y se ingresaron cada una de las coordenadas tanto para los factores obtenidos en condiciones estáticas como dinámicas. Los colores de la leyenda para cada mapa fueron definidos de la siguiente manera, para amenaza baja color verde claro, para la zona de amenaza media, color amarillo y para la zona de amenaza alta, color rojo, esto de acuerdo a la leyenda planteada por INETER (2005).

Se puede observar que para el mapa de inestabilidad de laderas en condiciones estáticas las áreas de amenaza son menores en comparación con las áreas del mapa en condición dinámica, esto se debe a la influencia del acelerograma del terremoto de 1972 en el análisis hecho en QUAKE/W 2012.

Teniendo dibujados los mapas cumplimos con el último objetivo de la investigación, el cual consistía en ilustrar a través de mapas de inestabilidad las zonas más vulnerables del Mirador de Catarina, a partir de estos resultados se debe considerar el reordenamiento del mirador por medio de un plan maestro de gestión de riesgo creado por la alcaldía de Catarina.

El análisis de estabilidad de talud en condiciones estáticas y dinámicas me garantiza el reordenamiento urbano del Mirador de Catarina ya que la investigación está basada en estudios técnicos de topografía, geotecnia y sísmica, esto indica obtener resultados con valores de alta precisión, otro elemento que me garantiza el reordenamiento es la metodología aplicada la que se basa en trazar perfiles que contienen las propiedades físico-mecánicas del suelo.

De igual forma otro factor que nos garantiza el reordenamiento es la aplicación de diferentes métodos de análisis de estabilidad de talud que consisten en obtener factores de seguridad ante deslizamientos, permitiendo tomar en cuenta distintas condiciones del terreno. Se consideraron condiciones estáticas y dinámicas del suelo con el objetivo de plasmar zonas de amenaza alta, media y baja, identificándose las áreas más vulnerables a desplazamientos en condiciones normales y bajo la influencia de cargas cíclicas generadas por sismos.

Para el análisis de estabilidad de talud se usó el software GeoStudio 2012, ya que este permite considerar diferentes métodos de análisis con un alto grado de precisión en sus resultados, también de acuerdo a la experiencia de otros usuarios el programa permite analizar taludes en diferentes condiciones; presión de poros, temperatura del suelo, capacidad de carga, condiciones estáticas y condiciones dinámicas.

A continuación, se plasman los mapas de inestabilidad de laderas en condiciones estáticas y dinámicas.

## MAPA DE AMENAZA POR INESTABILIDAD DE LADERA EN EL MIRADOR DE CATARINA "CONDICIÓN ESTÁTICA"



UNIVERSIDAD  
NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
NICARAGUA,  
MANAGUA  
UNAN - MANAGUA



**"Evaluación de Inestabilidad de Laderas en el Mirador de Catarina"**

**Elaborado por:**  
-Erling José Flores Artola  
-Yaren Antony Oporta

### Leyenda



ÁREA DE ESTUDIO

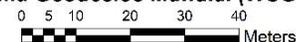


Zona Baja

Zona Baja

Zona Alta

*Dato vertical: Nivel Medio del Mar  
Proyección Transversal de Mercator  
(UTM Zona 16)  
Sistema Geodésico Mundial (WGS 1984)*



**MAPA DE AMENAZA POR INESTABILIDAD DE LADERA EN EL MIRADOR DE CATARINA  
"CONDICIÓN DINÁMICA"**



UNIVERSIDAD  
NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
NICARAGUA,  
MANAGUA  
UNAN - MANAGUA



**"Evaluación de Inestabilidad de Laderas en el Mirador de Catarina"**

**Elaborado por:**  
-Erling José Flores Artola  
-Yaren Antony Oporta

**Leyenda**



ÁREA DE ESTUDIO



Zona Baja



Zona Media



Zona Baja



Zona Alta

*Dato vertical: Nivel Medio del Mar  
Proyección Transversal de Mercator  
(UTM Zona 16)  
Sistema Geodésico Mundial (WSG 1984)*

0 5 10 20 30 40  
Meters

## CAPÍTULO V

### 5.1. CONCLUSIONES

Las conclusiones de esta investigación están basadas en los análisis y resultados obtenidos en el capítulo 4. A continuación se abordaran los acápites más importantes en cuanto a resultados obtenidos y a su relevancia.

#### **Caracterización de los suelos en el Mirador de Catarina.**

De acuerdo a las pruebas realizadas en campo y a la clasificación geotécnica de laboratorio, los principales suelos encontrados en el mirador de Catarina son SM; arena limosa de compacidad media a suelta y ML; Limo de baja plasticidad con presencia de arena, compacidad suelta. Estos suelos no presentaron características plásticas. También de acuerdo a lo observado con las perforaciones de SPT, a los 10 metros de profundidad se encontró con un suelo SM (Pómez).

Otro factor importante encontrado en la investigación es que de acuerdo a las profundidades de perforación, las humedades y la capacidad de infiltración del suelo, se concluye que el área de estudio está en ausencia del nivel freático. De acuerdo a todos los parámetros de geotecnia que se encontraron se concluye que los suelos del Mirador de Catarina son vulnerables por la poca resistencia que presentan a causa de su origen volcánico.

#### **Modelamiento de los taludes en condiciones estáticas y dinámicas.**

Para modelar los taludes en condiciones estáticas se utilizó el método de equilibrio límite (Morgenstern-Price y Spencer). Para la evaluación de los taludes en condiciones dinámicas se utilizó el método de elementos finitos (MEF) utilizando la componente horizontal W-E del registro de aceleraciones del sismo de Managua de 1972.

El análisis de inestabilidad de laderas se basó en obtener factores de seguridad críticos tomando en cuenta lo siguiente: topografía, estratigrafía del suelo, características físico-mecánicas del suelo, sobrecarga de los taludes, y por último se consideró la incidencia de un registro sísmico (análisis dinámico).

### **De los resultados del análisis estático se concluye:**

- ✓ Las presiones ejercidas por las edificaciones sobre los taludes no influyen mucho en la inestabilidad de laderas, ya que a medida que se profundiza los esfuerzos disminuyen. En cambio para el talud número 2, los esfuerzos aplicados al suelo por el tanque de ENACAL influyen de manera directa al talud debido a la magnitud de su peso.
- ✓ El factor de seguridad crítico se determinó para falla por talud (localizada), esto se obtuvo a través del análisis realizado en el software SLOPE/W 2012.
- ✓ Los valores de factor de seguridad por los métodos de equilibrio limite (Morgenstern-Price y Spencer), dan valores iguales obteniendo una mínima variación en su cuarto decimal, esto se debe a la precisión de los métodos, ya que toman en cuenta las fuerzas y los momentos actuantes sobre la superficie de falla.
- ✓ Para determinar las zonas de amenaza en condiciones estáticas se basó en el criterio planteado por Suárez Díaz (1998), el cual define zonas de amenaza alta  $F_s < 1.1$ , zona de amenaza media  $F_s = 1.1 - 1.5$  y zona de amenaza baja  $F_s > 1.5$ . los perfiles del mirador presentaron áreas considerables que se encuentran en zona de amenaza alta, sin embargo esto no significa que el talud colapsara sino que existe una inestabilidad permanente en el terreno, para que llegue al colapso necesita otros factores; Hidrología, sobrecarga de mayor magnitud o eventos sísmicos.

### **De los resultados del análisis dinámico se concluye:**

- ✓ Para el análisis dinámico el factor de seguridad crítico también fue para una falla por talud (localizada). Este tipo de falla se obtiene por la topografía y la geometría del talud, debido a que la zona donde se ubican las barandas del mirador existe una parte plana que cambia el sentido de la pendiente del talud, permitiendo que la superficies de falla se localice dónde están las gradas del Mirador de Catarina.
- ✓ De acuerdo a la ubicación de las edificaciones y a la geometría de los taludes, estas son vulnerables ante un evento sísmico debido a que las presiones que ejercen al suelo influyen a desestabilizar las laderas del mirador ante un evento sísmico, por ende pueden presentar grietas en sus estructuras.

- ✓ Se obtuvo un desplazamiento horizontal máximo de 12 cm para toda la estructura del talud, por lo que es importante tomar en cuenta estos desplazamientos para las construcciones presentes en el mirador y las futuras. Por la ubicación geográfica del mirador este se encuentra en un área altamente sísmica, representado una amenaza permanente para generar deslizamientos.
- ✓ En base a la geología del mirador, los tipos de suelo que se presentan son de origen volcánico, esto significa que en su mayoría son suelos arenoso-limosos, donde presentan valores de cohesión cero y no tiene mucha fuerza de atracción entre sus partículas, generando la separación del suelo de manera fácil.

### **Mapas de amenaza de inestabilidad de talud en condición estática y dinámica.**

#### **Amenaza estática**

- ✓ Las zonas de amenaza estática fueron obtenidas a partir del método equilibrio límite, en estas zonas de amenaza se ubican 3 restaurantes del Mirador de Catarina y toda el área donde están ubicadas las gradas y las barandas del mirador.

#### **Amenaza dinámica**

Para el cálculo de los factores de seguridad se obtuvieron a los 14.5 segundos del sismo, ya que en este lapso de tiempo se generan superficies de fallas con mayor área de deslizamientos y factores menores a 1.5.

- ✓ Dentro de las zonas de amenaza se encuentran 4 restaurantes del mirador y parte del área donde se ubica el tanque de ENACAL así como también las gradas del mirador.
- ✓ Un aspecto importante para el análisis dinámico es definir bien las condiciones de frontera de los perfiles dibujados ya que estos condicionan los desplazamientos del talud.
- ✓ De acuerdo a los análisis realizados en QUAKE/W es importante definir el rango de registro sísmico de mayor relevancia esto para reducir el tiempo de análisis en

QUAKE/W 2012 y de esta manera obtener resultado más preciso que permitan dibujar con alta precisión las zonas de amenaza.

## **5.2. RECOMENDACIONES.**

Tomando en cuenta las anteriores conclusiones se tiene las siguientes recomendaciones:

- ✓ Se recomienda tomar como referencia esta investigación para otros estudios de amenaza de inestabilidad de ladera.
- ✓ Se recomienda construir obras de drenaje pluvial que faciliten descargar de manera controlada las aguas de lluvia en el mirador de Catarina.
- ✓ Se sugiere actualizar el mapa de riesgo por inestabilidad del terreno enfocado al reordenamiento territorial del mirador y al plan maestro de desarrollo del mirador.
- ✓ Se sugiere realizar un diagnóstico de las condiciones del sitio y valorar la posibilidad de construcción de un nuevo tanque de ENACAL y la reubicación en la zona de amenaza baja en la parte norte de los baños esto para disminuir la sobrecarga generada al sitio donde está ubicado actualmente.
- ✓ Se sugiere que antes de construir realizar estudios de estabilidad en cada zona. Para esto se debe realizar los estudios base como geología, geotecnia y sísmica.
- ✓ Se recomienda a la alcaldía de Catarina realizar estudios geofísicos de resistividad eléctrica y geológica de fallamiento superficial para determinar si se encuentran fallas en la zona del mirador.
- ✓ Se recomienda realizar estudios de riesgo considerando los análisis geotécnicos de estabilidad de terreno como componente de metodologías de riesgo.
- ✓ Se sugiere al área de catastro urbano de la Alcaldía de Catarina que tomen este estudio como base, enfocado en el plan maestro para el desarrollo turístico.
- ✓ Se recomienda proteger los taludes usando medidas de prevención, como grama o geotela sintética para evitar la erosión de los taludes en el Mirador de Catarina.
- ✓ Se recomienda evaluar otros sitios de las laderas de la laguna de Apoyo usando la metodología desarrollada en esta investigación.

- ✓ Se sugiere utilizar el software GeoStudio 2012 para análisis de estabilidad de terreno en futuros trabajos del país, realizándose el análisis dinámico con acelerograma de sismos registrados en la zona de estudio.
- ✓ Se sugiere realizar análisis de taludes en GeoStudio 2012 con obras de estabilización en el Mirador de Catarina (Muros de contención).
- ✓ Se recomienda considerar condiciones saturadas del suelo, esto con la finalidad de obtener las peores condiciones para la cual el talud puede colapsar.

### 5.3. BIBLIOGRAFÍA.

- Abramson lee & Sherma. M. (2002). (*Slope stability and stabilization methods*), Second Edition, John Wiley and Sons Inc. Wiley.
- Arnes, D.J. (1978). (*Landslides hazard zonation: a review of principles and practice. Natural Hazards 3*). UNESCO.
- Armas-Zagoya, Juan Miguel. (2004). (*Tesis de Maestría en Ciencias Geológicas: Cartografía Geológica-Estructural del Valle de Huizachal como base para el análisis de estabilidad de taludes de la carretera Rumbo Nuevo, Cd. Victoria Tamaulipas, México*). Facultad de Ciencias de la Tierra, UANL. Linares, Nuevo León, México.
- Alcaldía de Managua, (2004). (*Plan de manejo de área protegida, paisaje terrestre laguna de Tiscapa*), Managua: Alcaldía de Managua.
- Alfaro Castillo, A. J. (2007). (*Correlación entre el Valor N del Ensayo de Penetración Estándar y Velocidad de Ondas de Corte para Arcillas en Bogotá – Colombia*). Épsilon, Junio, Issue 8, p. 23.
- Anon., s.f. (*VII Jornada geotécnica de ingeniería colombiana*), Bogotá.
- ASTM International, s.f. (*ASTM D854. "Standar Test Methods for Specific Gravity of Soil solids by Water Pycnomete*). Pensilvania: s.n.
- ASTM Imernational, (2007). (*ASTM Standard D2216. "Standard Test Method for Laboratory Determination of water (Moisture) Content of soil and Rock by Mass"*). Pensilvania.
- Brown, B. & King, P. (1966). (*Automatic Embankment*).
- Corominas, J. & Yague, G. (1997), (*Terminología de los movimientos de ladera*). Granada.
- Carcache, P. & Luna, J. (2017). (*Evaluación de inestabilidad en la cuesta el plomo del municipio de Managua*). Managua, Nicaragua.
- Castillo, S. & Ciencias, M. en. (2010). (*Caracterización de suelos arenosos mediante análisis de ondas de superficie*). Academia de ingeniería de México.
- Calpa Jimenez, C. E. Pantoja Casanova, J. A., Alfaro Castillo, A. J. & S.J, R.. V. H., (2001). (*XI Jornada Geotécnicas de la ingeniería colombiana y IV foro sobre geotecnia de la sabana de Bogotá*), Colombia.

- Castro, A. & Gonzales, J. (2013). (*Análisis cuantitativo de la estabilidad en taludes y ladera*). Tijuana (Baja California): Universidad de la Californias internacionales.
- Duncan, R and Hargraves, R. (1996). (*Plate tectonic evolution of the Caribbean region in the mantel reference frame*).
- Dinarte, C. & Vázquez, A. (2017). (*Análisis de estabilidad de talud en tres comarcas de Managua*).
- De Matteis, (2003). (*Estabilidad de Taludes, deslizamientos de tierra y sus causas*).
- Fellenius, W. (1936). (*Calculation of the Stability of Earth Dams. Proceedings of the Second Congress of Large Dams*).
- Faccioli, E. Santoyo, E. & León, J. L. (1973), (*Microzonation criteria and seismic response studies for the city of Managua*), EERI, pp 271-279.
- El Nuevo Diario, (2016). (*Derrumbes en la isla de Ometepe*). Rivas, Nicaragua.
- Escobar, C.E. (2018). (*Análisis de estabilidad de taludes*). UNAL.
- Geo-estudio. (2004). (*Manual computacional Slope/W Y Quake/W*). Estados Unidos.
- Geoestudio (2012). (*Manual computacional Slope/W y Quake/W*). Estados Unidos.
- Grajales, E. (2003). (*Comportamiento dinámico de los edificios provistos con dispositivos disipadores de energía*). San Nicolás de los Garzas: Universidad Autónoma de Nuevo León (UANL).
- Gabino, P. (2005). (*Análisis numérico de flujo y la estabilidad de un talud de mineral*). Universidad Católica de Rio de Janeiro.
- González, M. (2012). (*Análisis morfo estructural del graben de Managua y sus alrededores*) Managua, Nicaragua.
- Hradecky, P. (1997). (*Geología y amenaza geológica en Managua, Nicaragua*), Czech geological service and INETER. Prague-Managua.
- Hradecky, P. (2001). (*Informe final de consultoría para el proyecto: Actualización del mapa Geológico estructural del área de Managua*). Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales INETER, Managua.
- Hayadhi y Suzuki (2004). (*Análisis de estabilidad de taludes: cortes y terraplenes*).
- Housner (1970). (*Comportamiento sísmico de Taludes*).

- Ishibashi y Zhang (1993). (*Evaluación de estabilidad de talud por cargas estáticas y dinámicas*).
- INETER, (2002). (*Actualización de fallas geológicas de Managua*), Managua.
- INETER, (2002). (*Informe técnico de Terremotos en la Laguna de Apoyo y Masaya julio de 2000*). Masaya.
- INETER, (2002). (*Informe geológico de sismos ocurridos en la Laguna de Apoyo y Masaya julio de 2000*). Masaya.
- Jambu & Bishop, W, Bjerrum, L. (1960). (*The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems*). Colorado.
- INETER (2005), (*Recomendaciones técnicas para elaboración de mapas de amenaza por inestabilidad de laderas*). Agosto 2005, Managua.
- Kramer, S. (1996). (*Geotechnical Earthquake Engineering*). University of Washington.
- Morgenstern & Price, E. (1965). (*The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. Geotechnique*).
- Mendoza, P. & Gabino, P. (2005). (*Análisis numérico de flujo y la estabilidad de un talud de mineral de cobre*), Universidad Católica de Río de Janeiro.
- UNI, (2008). (*Manual de Altimetría*). Managua, Nicaragua.
- Urrutia, V. (2008). (*Análisis dinámico de estabilidad por elementos finitos de los taludes de la costa verde en el distrito de Miraflores*). Perú.
- M. Fariña & O. Guido (2014). (*Evaluación de estabilidad de talud inducida por cargas estáticas y dinámicas en la Loma chico Pelón*), Managua-Nicaragua.
- Newmark, M. (1965). (*Effects of Earthquakes on Dams and Embankments*). Fifth Rankine Lecture, vol2.
- Piteau, D.R. Peckover, F.L. (1978). (*Engineering of rock slopes*), *Landslides: Analysis and Control. National Research Council, Washington D.C.* (176). p. 192-234.
- Petterson, K. (1955). The Early History of Circular Sliding Surfaces, *Geotechnique*, Vol. 5.
- Park et. Al. (1999). (*Análisis de metodologías para la inclusión de parámetros hidrológicos en la estabilidad de taludes*).

- P. Carcache & J, Luna. (2017). (*Análisis de estabilidad de Talud por el método de Fellenius*).
- Ramírez, R. Santana, G. & Chacón, O. (1996). (*Mapa de amplificación de ondas del valle central, Costa Rica*). Revista Geológica de América Central, pág. 37-55.
- Rodríguez & García (2008). (*Caracterización de la respuesta sísmica de los suelos. Aplicación en Barcelona*). Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña (UPC).
- Suarez, D. (1998). (*Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales*). Tomo I.
- S.J. Navarro, (2008). (*Estabilidad de Taludes*). Managua.
- Suarez, D. (2011). (*Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales*). Tomo II.
- Seed, H. B. & Whitman, R. B. (1970). (*Design of Earth Estructures for Dinamics Loads*). Pre. ASCE. Nueva York.
- Suarez, D. (2002). (*Deslizamientos y Estabilidad de taludes en zonas tropicales*). Colombia: Ingeniería de Suelos Ltda.
- Sussman D., (1985). (*Apoyo caldera, Nicaragua: A major quaternary silicic eruptive center*). Journ. Volc. Geotherm. Research, 24, pp. 249-282
- Tapia A. (2009). (Comparativa de los métodos de cálculo en análisis de estabilidad de taludes). México, D.F.
- Ulloa H. & Castrillo N. (2007). (Caracterización Geotécnica para propósito de cimentación, en el sitio donde se proyecta la construcción del estadio nacional de football, en la UNAN-Managua). Managua, Nicaragua.
- Varnes, D. (1978). (Slope movement types and processes). Washington D.C.
- Zienkiewics, O., & Taylor, R. (1975). (The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics).

## 5.4. ANEXOS.

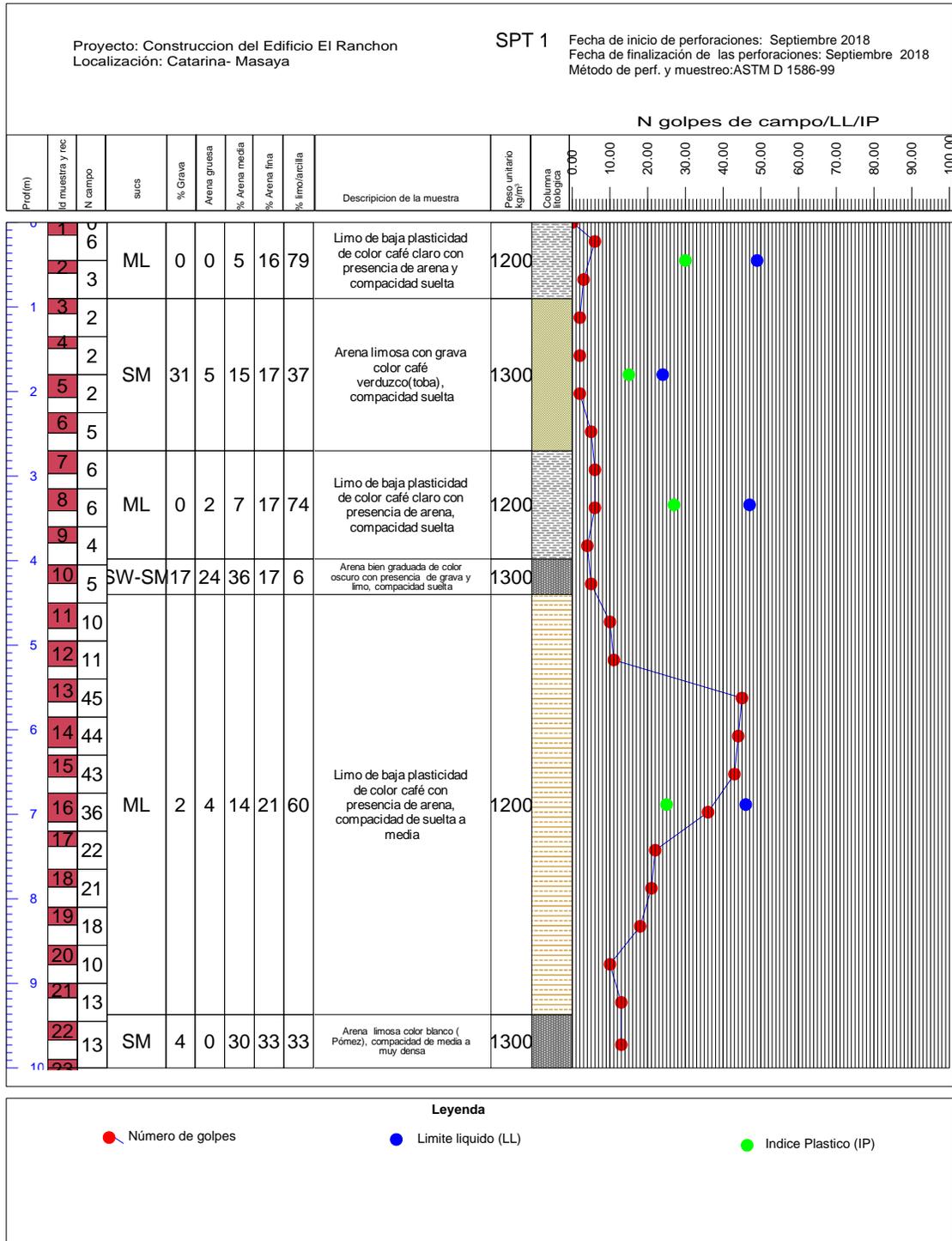
**Figura 1. Coeficientes de permeabilidad en SPT 2**

| <b>Infiltración en el terreno SPT 2</b><br>Proyecto: Construcción de Edificio El Ranchon<br>Localización: Mirador de Catarina-Masaya<br>Método de prueba: ASTM D 3385 |                        |  |                                    |
|---|------------------------|--|------------------------------------|
| Prof(m)   | Columna Estratigrafica | Descripción de la muestra  | Coeficiente de permeabilidad(cm/s) |
| 0   |                        | Limo de baja plasticidad de color café claro con presencia de arena, compacidad suelta               | 0.005                              |
| 1   |                        | Arena limosa con grava color café verduzco (toba), compacidad suelta                                 | 0.01                               |
| 2   |                        | Limo de baja plasticidad de color café claro con presencia de arena, compacidad media                | 0.006                              |
| 3   |                        | Limo de baja plasticidad de color café claro con presencia de arena, compacidad de media a muy densa | 0.006                              |
| 4   |                        |  |                                    |
| 5   |                        |  |                                    |
| 6   |                        |  |                                    |
| 7   |                        |  |                                    |
| 8   |                        |  |                                    |
| 9   |                        |  |                                    |
| 10  |                        |  |                                    |

**Figura 2. Coeficientes de permeabilidad en SPT 3**

| <p align="center"><b>Infiltración en el terreno SPT 3</b></p> <p>Proyecto: Construcción de Edificio EIRanchon<br/>                     Localización: Mirador de Catarina-Masaya<br/>                     Método de prueba: ASTM D 3385</p> |                        |  |                                     |
|--|------------------------|--|-------------------------------------|
| Prof(m)  | Columna Estratigrafica | Descripción de la muestra  | Coefficiente de permeabilidad(cm/s) |
| 0  |                        | Arena limosa color café amarillento de compacidad suelta   | 0.01                                |
| 1  |                        | Limo de baja plasticidad de color café claro con presencia de arena, compacidad de suelta a media    | 0.006                               |
| 2  |                        | Limo de baja plasticidad de color café claro con presencia de arena, compacidad de media a muy densa | 0.006                               |
| 3  |                        |  |                                     |
| 4  |                        |  |                                     |
| 5  |                        |  |                                     |
| 6  |                        |  |                                     |
| 7  |                        |  |                                     |
| 8  |                        |  |                                     |
| 9  |                        |  |                                     |
| 10   |                        |  |                                     |

## Imagen 1.a. Columna estratigráfica SPT1.







**COORDENADAS DEL AREA DE ESTUDIO**

| <i>Vértice</i> | <i>X</i>    | <i>Y</i>     |
|----------------|-------------|--------------|
| 1              | 601262.5494 | 1317145.365  |
| 2              | 601323.2600 | 1317155.8218 |
| 3              | 601321.1171 | 1317184.12   |
| 4              | 601343.3998 | 1317195.3449 |
| 5              | 601367.5516 | 1317250.1189 |
| 6              | 601403.5625 | 1317249.125  |
| 7              | 601405.375  | 1317237.3750 |
| 8              | 601398.801  | 1317173.76   |
| 9              | 601397.4489 | 1317159.8546 |
| 10             | 601398.0625 | 1317145.625  |
| 11             | 601398.8677 | 1317136.717  |
| 12             | 601400.625  | 1317126.625  |
| 13             | 601402.25   | 1317121.25   |
| 14             | 601406.25   | 1317113      |
| 15             | 601407.25   | 1317108.5    |
| 16             | 601408.311  | 1317097      |
| 17             | 601304.0458 | 1317097.359  |
| 18             | 601271.7191 | 1317088.5208 |

*Tabla 1. Coordenadas del área de estudio Mirador de Catarina.*

| <b>Determinación de esfuerzos efectivos en el suelo</b> |   |                                    |  |   |                           |                                      |  |
|---|---|------------------------------------|--|---|---------------------------|--------------------------------------|--|
| <b>TALUD NÚMERO 1</b>                                   |   |                                    |  | <i>Presiones efectivas de la estructura (Kpa)</i> | <i>Angulo de fricción</i> | <i>Esfuerzo efectivo Total (Kpa)</i> | <i>Esfuerzo de Confinamiento (Kpa)</i> |
| <i>Profundidad (m)</i>                                  | <i>Peso específico (Kn/m<sup>3</sup>)</i> | <i>Esfuerzo (Kn/m<sup>2</sup>)</i> | <i>Esfuerzos efectivos totales del suelo (Kpa)</i> |   |                           |                                      |  |
| 0   | 11.77                                     | 0                                  | 0  |   |                           |                                      |  |
| 0.9   | 12.75                                     | 11.475                             | 11.475   | 64.62   | 26                        | 76.10                                | 18.07                                  |
| 2.7   | 11.77                                     | 31.779                             | 43.254   | 7.18  | 31                        | 50.43                                | 79.85                                  |
| 10  | 12.75                                     | 127.5                              | 170.754  | 0.52  | 38                        | 171.28                               | 206.39                                 |
| 23  | 12.75                                     | 293.25                             | 464.004  | 0.10  | 45                        | 464.10                               | 359.95                                 |

*Tabla 2. Valores de esfuerzos y presiones perfil número 1.*

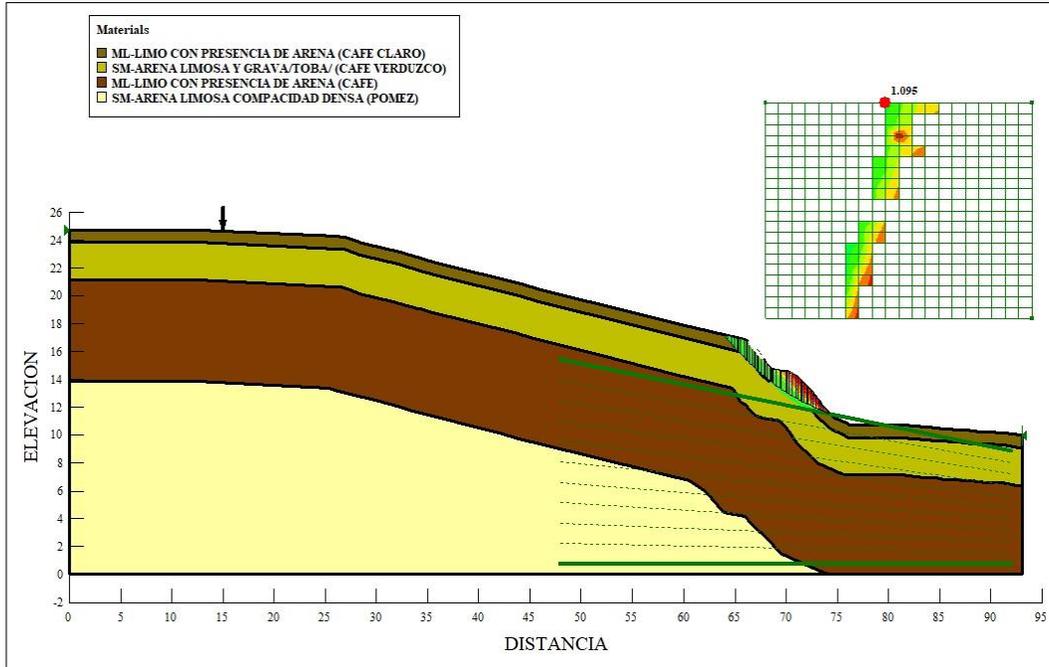
| Determinación de esfuerzos efectivos en el suelo |                                      |                               |                                   |  |                    |                               |                                 |
|--|--------------------------------------|-------------------------------|-----------------------------------|--|--------------------|-------------------------------|---------------------------------|
| TALUD NÚMERO 3                                   |                                      |                               |                                   | Presiones efectivas de la estructura (Kpa) | Ángulo de fricción | Esfuerzo efectivo Total (Kpa) | Esfuerzo de Confinamiento (Kpa) |
| Profundidad (m)                                  | Peso específico (Kn/m <sup>3</sup> ) | Esfuerzo (Kn/m <sup>2</sup> ) | Esfuerzos efectivos totales (Kpa) |  |                    |                               |                                 |
| 0  | 11.77                                | 0                             | 0                                 |  |                    |                               |                                 |
| 0.9  | 12.75                                | 11.475                        | 11.475                            | 61.66                                      | 26                 | 73.13                         | 17.36                           |
| 2.7  | 11.77                                | 31.779                        | 43.254                            | 40.22                                      | 31                 | 83.47                         | 125.88                          |
| 10   | 12.75                                | 127.5                         | 170.754                           | 3.98                                       | 38                 | 174.74                        | 254.62                          |
| 23   | 12.75                                | 293.25                        | 464.004                           | 1.28                                       | 45                 | 465.29                        | 454.22                          |

Tabla 3. Valores de esfuerzos y presiones perfil número 3.

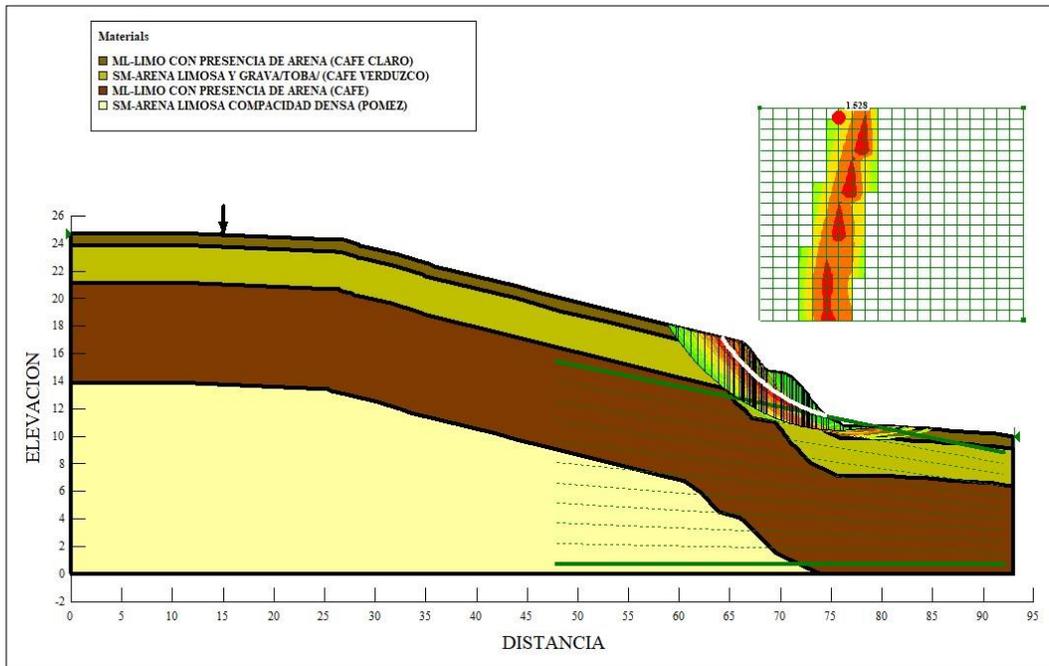
| Determinación de esfuerzos efectivos en el suelo |                                      |                               |                                   |  |                    |                               |                                 |
|--|--------------------------------------|-------------------------------|-----------------------------------|--|--------------------|-------------------------------|---------------------------------|
| TALUD NÚMERO 4                                   |                                      |                               |                                   | Esfuerzos efectivos de la estructura (Kpa) | Angulo de fricción | Esfuerzo efectivo Total (Kpa) | Esfuerzo de Confinamiento (Kpa) |
| Profundidad (m)                                  | Peso específico (Kn/m <sup>3</sup> ) | Esfuerzo (Kn/m <sup>2</sup> ) | Esfuerzos efectivos totales (Kpa) |  |                    |                               |                                 |
| 0  | 11.77                                | 0                             | 0                                 |  |                    |                               |                                 |
| 0.9  | 12.75                                | 11.475                        | 11.475                            | 0.052                                      | 26                 | 11.53                         | 2.74                            |
| 2.7  | 11.77                                | 31.779                        | 43.254                            | 0.827                                      | 31                 | 44.08                         | 63.26                           |
| 10   | 12.75                                | 127.5                         | 170.754                           | 2.17                                       | 38                 | 172.93                        | 185.85                          |
| 23   | 12.75                                | 293.25                        | 464.004                           | 0.38                                       | 45                 | 464.38                        | 319.03                          |

Tabla 4. Valores de esfuerzos y presiones perfil número 4.

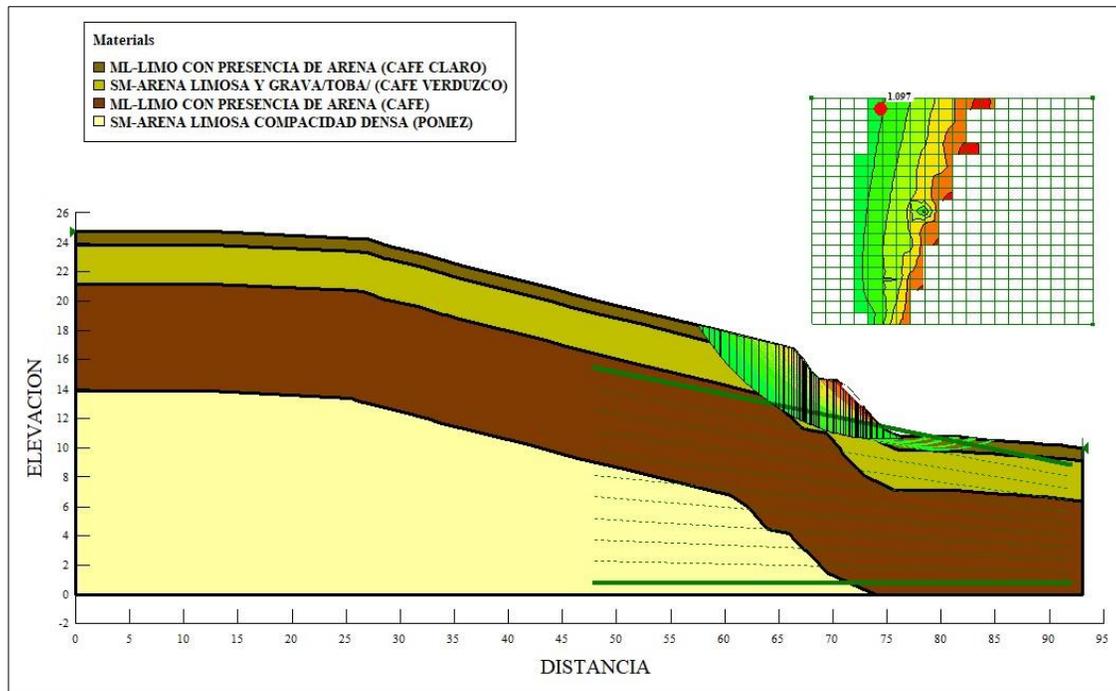
**Imagen 1. Superficies de falla con  $F_s < 1.1$  para condiciones estáticas en el perfil número 1 (Método de Morgenstern Price y Spencer).**



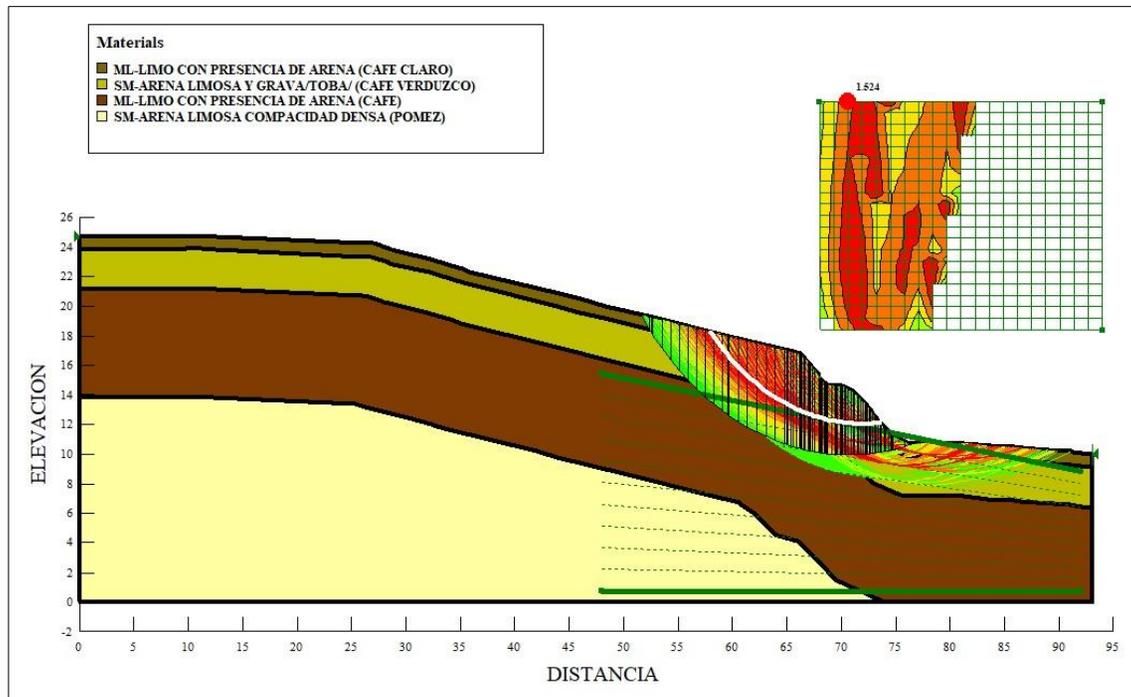
**Imagen 2. Superficies de falla con  $F_s < 1.5$  para condiciones estáticas en el perfil número 1 (Método de Morgenstern Price y Spencer).**



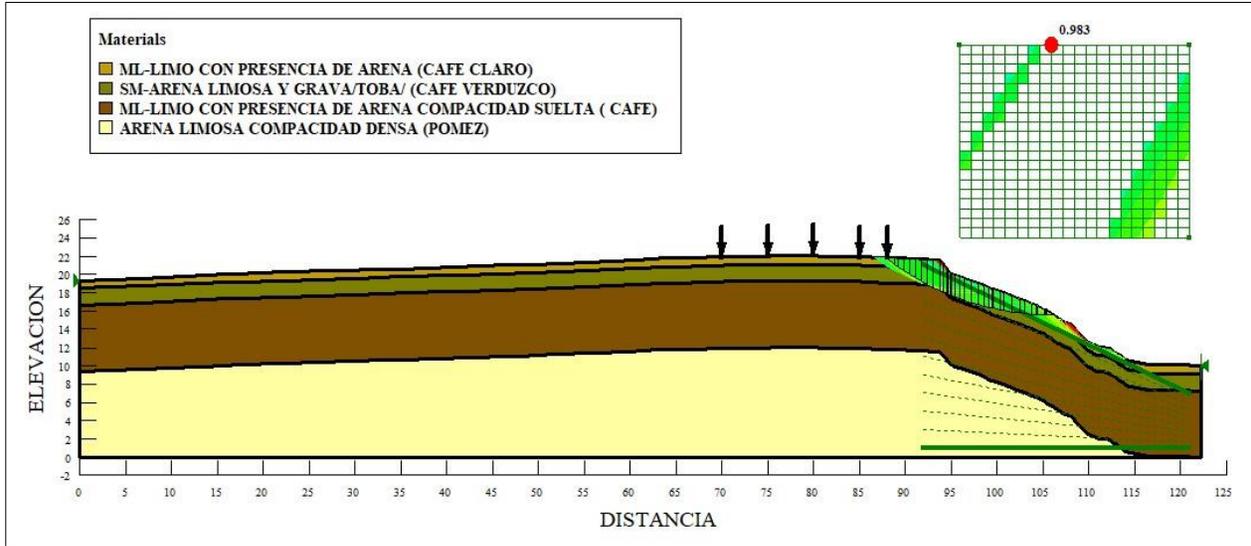
**Imagen 3. Superficies de falla con  $F_s < 1.1$  para condiciones dinámicas en el perfil número 1 (Método de elementos finitos y Bloque de Newmark).**



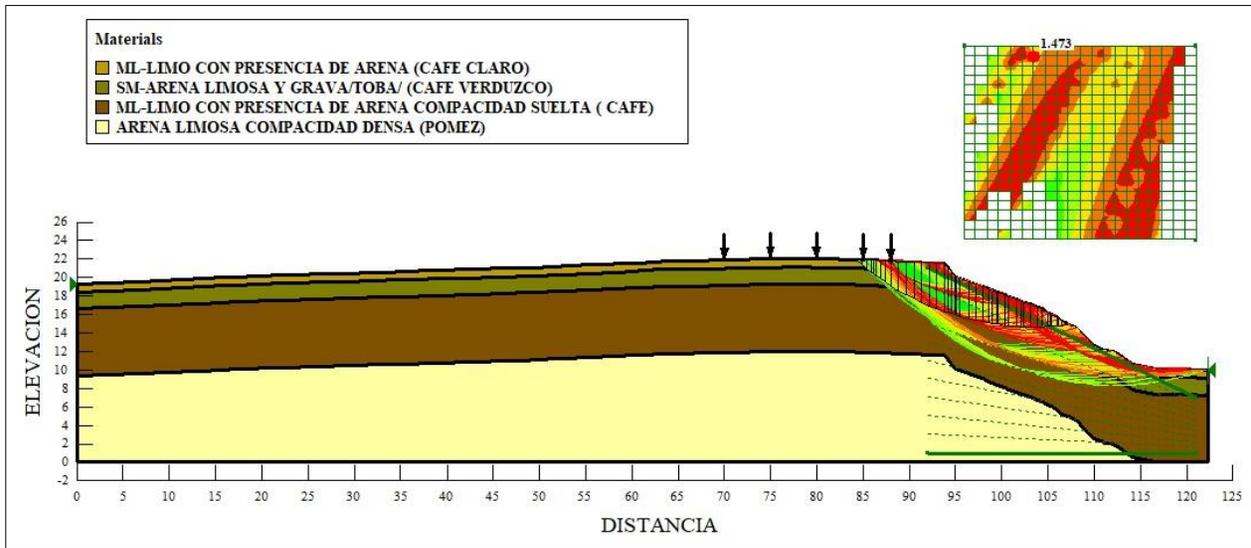
**Imagen 4. Superficies de falla con  $F_s < 1.5$  para condiciones dinámicas en el perfil número 1 (Método de elementos finitos y Bloque de Newmark).**



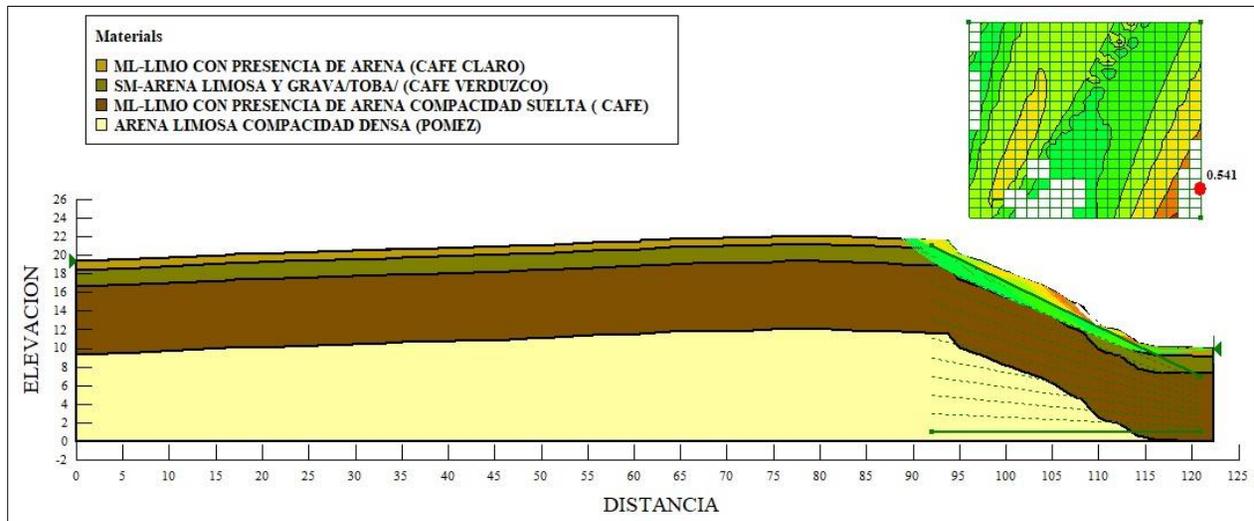
**Imagen 5. Superficies de falla con  $F_s < 1.1$  para condiciones estáticas en el perfil número 3 (Método de Morgenstern Price y Spencer).**



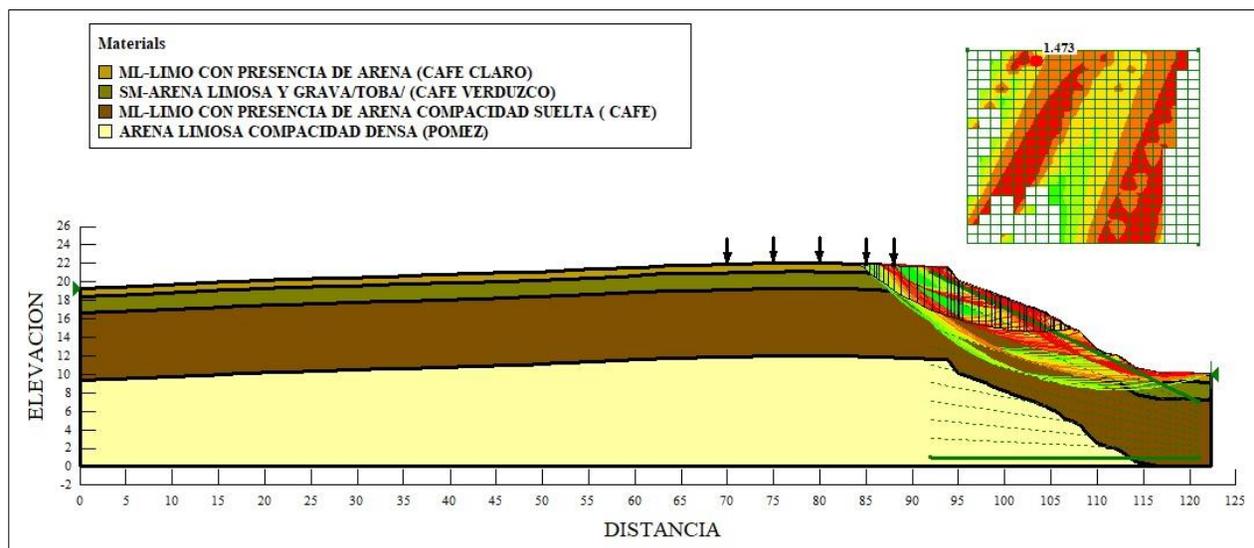
**Imagen 6. Superficies de falla con  $F_s < 1.5$  para condiciones estáticas en el perfil número 3 (Método de Morgenstern Price y Spencer).**



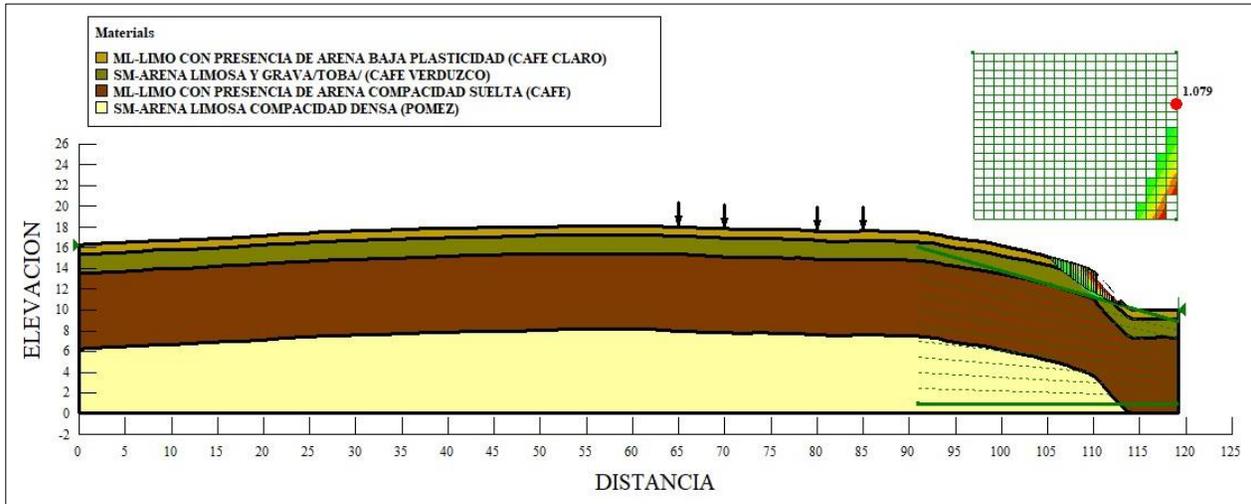
**Imagen 7. Superficies de falla con  $F_s < 1.1$  para condiciones dinámicas en el perfil número 3 (Método de elementos finitos y Bloque de Newmark).**



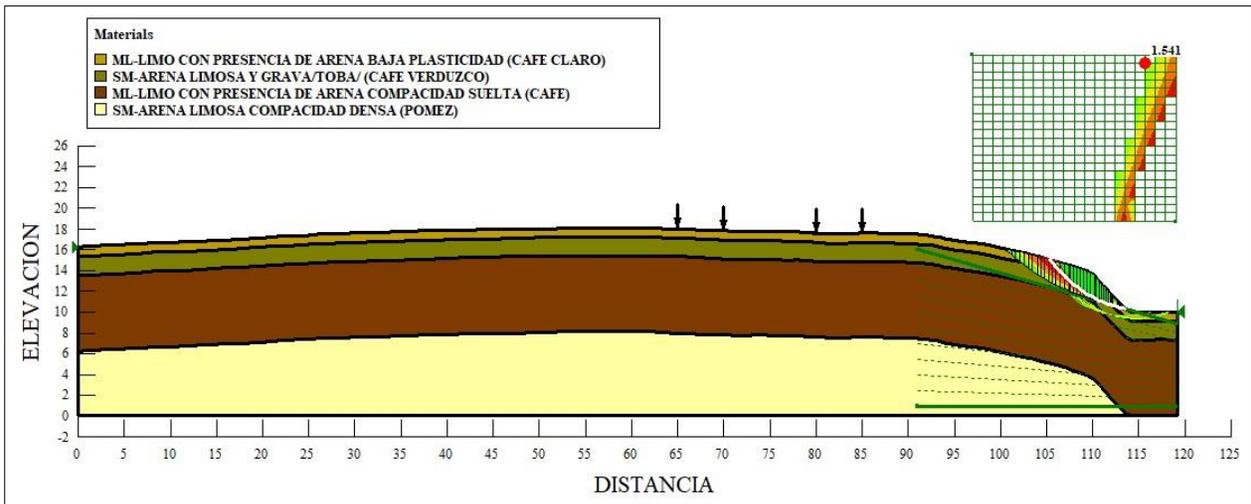
**Imagen 8. Superficies de falla con  $F_s < 1.5$  para condiciones dinámicas en el perfil número 3 (Método de elementos finitos y Bloque de Newmark).**



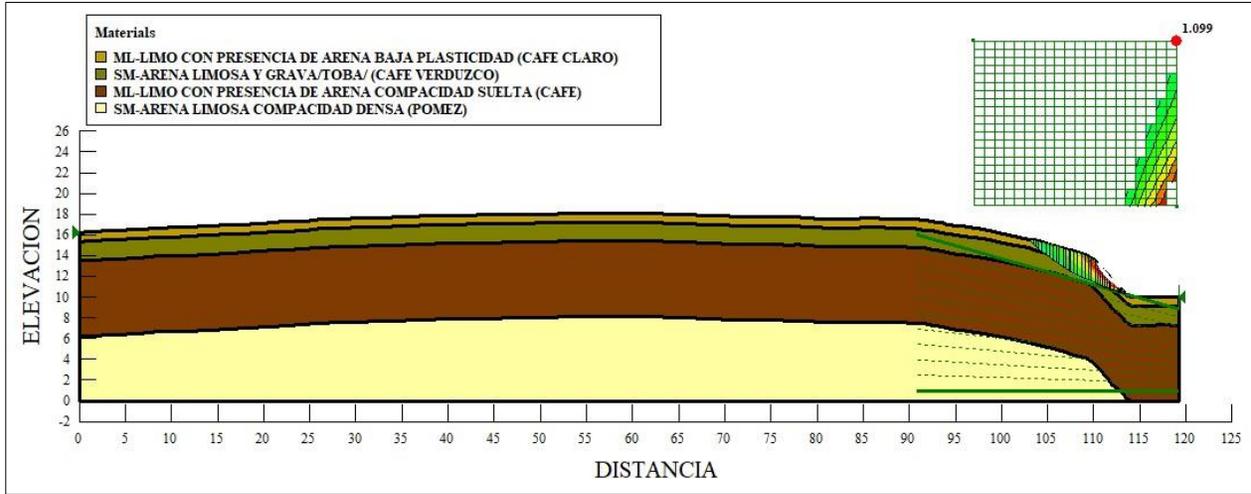
**Imagen 9. Superficies de falla con  $F_s < 1.1$  para condiciones estáticas en el perfil número 4 (Método de Morgenstern Price y Spencer).**



**Imagen 10. Superficies de falla con  $F_s < 1.51$  para condiciones estáticas en el perfil número 4 (Método de Morgenstern Price y Spencer).**



**Imagen 11. Superficies de falla con  $F_s < 1.1$  para condiciones dinámicas en el perfil número 4 (Método de elementos finitos y Bloque de Newmark).**



**Imagen 12. Superficies de falla con  $F_s < 1.5$  para condiciones dinámicas en el perfil número 4 (Método de elementos finitos y Bloque de Newmark).**

