

**ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN PARA VIVIENDA CAMPESTRE EN EL  
COLUVIÓN DE LA LEONA SECTOR DE LA RENTA FINCA EL REPOSO  
LEBRIJA SANTANDER.**

**LUIS FELIPE DÍAZ TANCO**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE FISICOMECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
MAESTRÍA EN GEOTECNIA  
BUCARAMANGA  
2018**

**ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN PARA VIVIENDA CAMPESTRE EN EL  
COLUVIÓN DE LA LEONA SECTOR DE LA RENTA FINCA EL REPOSO  
LEBRIJA SANTANDER.**

**LUIS FELIPE DÍAZ TANCO**

**Trabajo de Aplicación para optar al título de  
Magíster en Geotecnia**

**DIRECTOR  
WILFREDO DEL TORO RODRÍGUEZ  
Magíster en Geotecnia**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE FISICOMECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
MAESTRÍA EN GEOTECNIA  
BUCARAMANGA**

**2018**

## **DEDICATORIA**

Este trabajo se lo dedico a mi familia, a mis dos hijos David Alejandro Díaz Rodríguez y Samuel Santiago Díaz Rodríguez para que en un futuro sepan que con esfuerzo, dedicación y esmero todo es posible.

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco primero que todo a Dios que gracias a su divinidad me coloco en el lugar y momento adecuados y junto a las personas indicadas para poder lograr esta gran meta en mi vida.

Un agradecimiento especial a Marcos Hernández Bernal y Mauricio Cárdenas mis jefes y benefactores en el montaje de este proyecto de grado, ya que por su ayuda logre montar esta idea de modelamiento al creer en mis capacidades e ideas.

Mi esposa Nelsy Rodríguez, mis hijos y familiares que con su apoyo, sus buenos consejos y paciencia estuvieron a mi lado para poder conseguir este logro personal.

El mayor agradecimiento es para mi padre Samuel Díaz Vega, el cual fue mi mayor benefactor de toda esta maestría me dio su apoyo incondicional y, el cual creyó en mí para lograr esta meta.

Y por último pero no menos importante a mi hermana Stephany Díaz Tanco, quien fue la que me motivo a empezar este proyecto y la que siempre me apoyo y me dio fuerzas para que no diera mi brazo a torcer y no me diera por vencido para lograr mi proyecto.

## TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	19
1 OBJETIVOS .....	21
1.1 OBJETIVO GENERAL.....	21
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	21
2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	22
3 JUSTIFICACIÓN .....	25
4 ANTECEDENTES.....	27
5 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO .....	30
5.1 TOPOGRAFÍA.....	30
5.2 GEOLOGÍA DE LA REGIÓN DE ESTUDIO .....	31
5.2.1 Formación lisama (Tpl) .....	31
5.2.2 Formación umir (Ksu) .....	32
5.2.3 Formación la luna (Ksl).....	32
5.2.4 Depósito coluvial (Qd) .....	33
5.3 FALLAS EN LA ZONA DE ESTUDIO .....	33
5.3.1 FALLA DE SALINAS .....	33
5.3.2 FALLA BUCARAMANGA - SANTA MARTA .....	34
5.3.3 FLEXIÓN DE CHUCURI.....	34
5.4 CLIMA .....	35
5.4.1 PRECIPITACIÓN.....	38
5.5 CONDICIONES DE SISMICIDAD.....	44
5.5.1 EVALUACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE SITIO FA Y FV.....	45
6 MÉTODOS DE INVESTIGACIÓN EN CAMPO .....	46
6.1 DISPOSITIVO SCHLUMBERGER.....	46
6.1.1 Método SEV .....	46
6.1.2 Método Tomografías Eléctrica 2D .....	49
6.2 ENSAYOS GEOFÍSICOS (MÉTODOS INDIRECTOS) .....	50
6.2.1 Método Tomografía sísmica .....	50
6.2.2 Método MAS-W .....	52
6.3 MÉTODOS DIRECTOS DE EXPLORACIÓN.....	53

6.3.1	ENSAYO DE SPT.....	53
7	PRESENTACIÓN PRUEBAS REALIZADAS.....	57
7.1	SONDEOS ELÉCTRICOS VERTICALES – SEV .....	57
7.1.1	SEV-1.....	57
7.1.2	Observación SEV-1.....	59
7.1.3	SEV -2.....	59
7.1.4	Observación SEV-2.....	60
7.1.5	SEV -3.....	60
7.1.6	Observación SEV-3.....	61
7.1.7	Perfil según sondeo Eléctrico vertical .....	62
7.2	TOMOGRAFÍA ELÉCTRICA 2D .....	63
7.3	ENSAYOS GEOFÍSICOS (MÉTODOS INDIRECTOS) .....	65
7.3.1	Método Tomografía sísmica .....	65
7.3.2	Método MAS-W .....	67
7.4	MÉTODOS DIRECTOS DE EXPLORACIÓN.....	69
7.4.1	Perforación.....	69
8	DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DE ANÁLISIS .....	71
9	MODELAMIENTO DEL TALUD .....	73
9.1	RESULTADOS MODELO DE ELEMENTOS FINITOS PERFIL 1 .....	76
9.2	RESULTADOS MODELO DE ELEMENTOS FINITOS PERFIL 2 .....	79
9.3	RESULTADOS MODELO DE ELEMENTOS FINITOS PERFIL 3.....	82
9.4	RESULTADOS MODELO DE ELEMENTOS FINITOS PERFIL 4 .....	85
9.5	RESULTADOS MODELO DE ELEMENTOS FINITOS PERFIL 5 .....	88
9.6	DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS DE MODELAMIENTO.....	91
10	EVALUACIÓN DE LA CIMENTACIÓN.....	93
10.1	VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN DE LA CIMENTACIÓN PROPUESTA .....	95
10.2	ANÁLISIS DE LAS DEFORMACIONES PARA CADA UNA DE LAS CIMENTACIONES PROPUESTAS.....	101
11	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA PERFILACIÓN DEL TALUD .....	110
11.1	MANEJO DE AGUAS LLUVIAS Y DE ESCORRENTÍA .....	114
11.2	MANEJO DEL NIVEL FREÁTICO Y SATURACION DEL TERRENO .....	117
11.2.1	Drenes Horizontales .....	117
	Drenes superficiales .....	118

11.3	AISLAMIENTO A BASE Y CORONA DE TALUDES.....	119
11.4	CONTROL DE EROSIÓN.....	119
11.5	ESTABILIZACION VEGETAL.....	120
12	CONCLUSIONES .....	122
	BIBLIOGRAFÍA.....	125

## LISTA DE TABLAS

<b>Tabla 1:</b> Valores Aa, Av, Ae y Ad y definición de la zona de amenaza sísmica. ...	44
<b>Tabla 2:</b> Valores del coeficiente Fa para la zona de periodos cortos del espectro. .....	45
<b>Tabla 3:</b> Valores del coeficiente Fv. ....	45
<b>Tabla 4:</b> Configuración de Electrodo Según Schlumberger.....	48
<b>Tabla 5:</b> Datos Sondeo Eléctrico Vertical <b>SEV-1</b> .....	58
<b>Tabla 6:</b> Datos Sondeo Eléctrico Vertical <b>SEV-2</b> .....	59
<b>Tabla 7:</b> Datos Sondeo Eléctrico Vertical <b>SEV-3</b> .....	61
<b>Tabla 8:</b> Ecuaciones para determinar módulos dinámicos mediante ensayos sísmicos.....	68
<b>Tabla 9:</b> Parámetros de Análisis.....	71
<b>Tabla 10:</b> Resultados de los esfuerzos y las deformaciones horizontales para el perfil 1 en condiciones dinámicas. ....	78
<b>Tabla 11:</b> Resultados de los esfuerzos y las deformaciones horizontales para el perfil 2 en condiciones dinámicas + saturadas. ....	80
<b>Tabla 12:</b> Resultados de los esfuerzos y las deformaciones horizontales para el perfil 2 en condiciones dinámicas. ....	81
<b>Tabla 13:</b> Resultados de los esfuerzos y las deformaciones horizontales para el perfil 3 en condiciones estáticas+ saturadas. ....	82
<b>Tabla 14:</b> Resultados de los esfuerzos y las deformaciones horizontales para el perfil 3 en condiciones dinámicas. ....	84
<b>Tabla 15:</b> Resultados de los esfuerzos y las deformaciones horizontales para el perfil 4 en condiciones estáticas + saturadas. ....	85
<b>Tabla 16:</b> Resultados de los esfuerzos y las deformaciones horizontales para el perfil 4 en condiciones dinámicas. ....	87
<b>Tabla 17:</b> Resultados de los esfuerzos y las deformaciones horizontales para el perfil 5 en condiciones estáticas + saturadas .....	88

<b>Tabla 18:</b> Resultados de los esfuerzos y las deformaciones horizontales para el perfil 5 en condiciones dinámicas. ....	90
<b>Tabla 19:</b> Resultado de los esfuerzos producidos.....	91
<b>Tabla 20:</b> Clasificación de las unidades de construcción <b>NSR-10 Tabla H.3.1-1</b>	93
<b>Tabla 21:</b> Resultado de la distribución de cargas.....	95
<b>Tabla 22:</b> Resultado de los factores de seguridad obtenidos.....	114
<b>Tabla 24</b> Evaluación de la sección del canal flexible.....	117

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1:</b> Densidad Rural Histórica- <b>Fuente: DANE.</b> ....	25
<b>Figura 2:</b> Localización sector de Estudio.....	30
<b>Figura 3:</b> Mapa Geológico cuadrángulo H12 sector de estudio.....	31
<b>Figura 4:</b> Brillo solar mensual (1996-2010) Estación Trigueros <b>Fuente: IDEAM</b> .....	36
<b>Figura 5:</b> Temperatura mensual (1996-2010) Estación Trigueros <b>Fuente: IDEAM</b> .....	36
<b>Figura 6:</b> Evaporación mensual (1996-2010) Estación Trigueros <b>Fuente: IDEAM</b> .....	37
<b>Figura 7</b> Humedad Relativa mensual (1996-2010) Estación Trigueros <b>Fuente: IDEAM..</b>	37
<b>Figura 8:</b> Velocidad del viento mensual (1996-2003) Estación Trigueros <b>Fuente: IDEAM.</b> .....	38
<b>Figura 9:</b> Precipitación media mensual (1959-2016) Estación Chucuri <b>Fuente: IDEAM</b> .	39
<b>Figura 10:</b> Precipitación Pico mensual (1959-2016) Estación Chucuri <b>Fuente: IDEAM</b> ..	39
<b>Figura 11:</b> Días de Precipitación media mensual (1959-2016) Estación Chucuri <b>Fuente:</b> <b>IDEAM</b> .....	40
<b>Figura 12:</b> Días de Precipitación pico mensual (1959-2016) Estación Chucuri <b>Fuente:</b> <b>IDEAM</b> .....	40
<b>Figura 13:</b> Precipitación Máxima día (1959-2016) Estación Chucuri <b>Fuente: IDEAM</b> .....	41
<b>Figura 14:</b> Precipitación media mensual (1996-2010) Estación Trigueros <b>Fuente: IDEAM</b> .....	41
<b>Figura 15:</b> Precipitación Pico mensual (1996-2010) Estación Trigueros <b>Fuente: IDEAM.</b>	42
<b>Figura 16:</b> Días de Precipitación mensual (1996-2010) Estación Trigueros <b>Fuente:</b> <b>IDEAM.</b> .....	42
<b>Figura 17:</b> Precipitación Máxima diaria mensual (1996-2010) Estación Trigueros <b>Fuente:</b> <b>IDEAM.</b> .....	43
<b>Figura 18:</b> Zonificación sísmica del coeficiente Aa. <b>Fuente: NSR-10.</b> .....	44
<b>Figura 19:</b> Montaje Típico o Configuración Electrónica Tipo Schlumberger para la ejecución de los Sondeos Eléctricos Verticales .....	47
<b>Figura 20:</b> Dispositivo electródico para prospecciones por Tomografías Eléctricas 2-D y secuencia de medidas .....	50
<b>Figura 21:</b> Esquema básico para la sísmica de refracción. ....	51

<b>Figura 22:</b> Esquema del ensayo de SPT.....	55
<b>Figura 23:</b> Normas de Ensayos de Laboratorio Utilizados.....	56
<b>Figura 24:</b> Localización Ensayos. ....	57
<b>Figura 25:</b> Curva Sondeo Eléctrico Vertical <b>SEV-1</b> .....	58
<b>Figura 26:</b> Curva Sondeo Eléctrico Vertical <b>SEV-2</b> .....	60
<b>Figura 27:</b> Curva Sondeo Eléctrico Vertical <b>SEV-3</b> .....	61
<b>Figura 28:</b> Perfil Geoelectrico Esquemático entre los Sondeos Eléctricos Verticales Realizados.....	62
<b>Figura 29:</b> Imagen 2D de inversión y modelamiento de la tomografía Geoelectrica 2D.....	64
<b>Figura 30:</b> Imagen 2D de Tomografía Eléctrica.....	65
<b>Figura 31:</b> Tomografía Sísmica.....	66
<b>Figura 32:</b> Perfil de corte MASW.....	67
<b>Figura 33:</b> Gráfica de los módulos dinámicos del suelo para el MASW.....	69
<b>Figura 34:</b> Perfil geotécnico de la exploración directa. ....	70
<b>Figura 35:</b> Perfil del Terreno .....	72
<b>Figura 36:</b> Localización de los perfiles en estudio .....	73
<b>Figura 37:</b> Modelo conceptual del Perfil 1. ....	74
<b>Figura 38:</b> Modelo conceptual del Perfil 2. ....	74
<b>Figura 39:</b> Modelo conceptual del Perfil 3. ....	74
<b>Figura 40:</b> Modelo conceptual del Perfil 4. ....	75
<b>Figura 40:</b> Modelo conceptual del Perfil 4. ....	75
<b>Figura 41:</b> Modelo conceptual del Perfil 5. ....	75
<b>Figura 43:</b> Resultado vectores de desplazamiento para el perfil 1 con sismo .....	76
<b>Figura 44:</b> Isolineas de desplazamiento perfil 1 con sismo. ....	77
<b>Figura 45:</b> Resultado vectores de desplazamiento para el perfil 2 contemplando los cortes.....	79
<b>Figura 46:</b> Isolineas de desplazamiento perfil 2 contemplando los cortes. ....	79
<b>Figura 47:</b> Resultado vectores de desplazamiento para el perfil 2 en condiciones dinámicas. ....	81
<b>Figura 48:</b> Isolineas de desplazamiento perfil 3 contemplando los cortes. ....	82
<b>Figura 49:</b> Isolineas de desplazamiento perfil 3 en condiciones dinámicas.....	83
<b>Figura 52:</b> Isolineas de desplazamiento perfil 4 contemplando los cortes .....	85
<b>Figura 51:</b> Isolineas de desplazamiento perfil 4 en condiciones dinámicas.....	86

<b>Figura 52:</b> Isolneas de desplazamiento perfil 5 contemplando los cortes .....	88
<b>Figura 53:</b> <i>Isolneas de desplazamiento perfil 5 en condiciones dinámicas</i> .....	89
<b>Figura 54:</b> Especialización de los esfuerzos. ....	92
<b>Figura 55:</b> Distribución de las cargas puntuales y distribuidas .....	94
<b>Figura 56:</b> Esquema gráfico de las zapatas propuestas.....	95
<b>Figura 57:</b> Resultados de la evaluación de la capacidad de carga.....	96
<b>Figura 58:</b> Resultados de la evaluación de la capacidad de carga en la losa de cimentación. ....	97
<b>Figura 59:</b> Modelo conceptual de la losa de cimentación propuestas.....	97
<b>Figura 60:</b> Planta de los micropilotes propuestos.....	98
<b>Figura 61:</b> Sección transversal de los micropilotes de 25 metros de profundidad, diámetro de 12". ....	98
<b>Figura 62:</b> Sección transversal de los micropilotes de 15 metros, diámetro de 12". ....	99
<b>Figura 63:</b> Modelo conceptual de la evaluación de cimentaciones sin influencia de esfuerzos totales.....	102
<b>Figura 64:</b> Modelo conceptual de la evaluación de cimentaciones con influencia de esfuerzos totales.....	102
<b>Figura 65:</b> Resultado del modelo cimentación mediante zapatas.....	103
<b>Figura 66:</b> Resultado del modelo cimentación mediante losa de cimentación deformaciones totales.....	104
<b>Figura 67:</b> Resultado del modelo cimentación mediante losa de cimentación deformaciones totales.....	104
<b>Figura 68:</b> Bulbo deformaciones de la losa, deformaciones totales.....	105
<b>Figura 69:</b> Resultado del modelo deformaciones horizontales cimentación mediante losa. .....	105
<b>Figura 70:</b> Resultado del modelo deformaciones horizontales cimentación mediante micropilotes con longitud de 25 metros.....	106
<b>Figura 71:</b> Resultado del modelo cimentación mediante micropilotes con longitud de 25 metros. ....	107
<b>Figura 72:</b> Resultado del modelo cimentación mediante micropilotes con longitud de 15 metros. ....	108
<b>Figura 73:</b> Resultado del modelo deformaciones horizontales cimentación mediante micropilotes con longitud de 15 metros.....	109

<b>Figura 74:</b> Resultado del análisis de estabilidad perfil 5, escenario estático (Teoría Fellenius).....	110
<b>Figura 75:</b> Resultado del análisis de estabilidad perfil 5, escenario dinámico (Teoría Fellenius).....	111
<b>Figura 76:</b> Resultado del análisis de estabilidad perfil 5, escenario saturado (Teoría Fellenius).....	111
<b>Figura 77:</b> Resultado del análisis de estabilidad con el talud perfilado, escenario estático (Teoría Fellenius).....	112
<b>Figura 78:</b> Resultado del análisis de estabilidad con el talud perfilado, escenario dinámico (Teoría Fellenius).....	113
<b>Figura 79:</b> Resultado del análisis de estabilidad con el talud perfilado, escenario saturado (Teoría Fellenius).....	113
<b>Figura 80:</b> Delimitación del área de drenaje aferente a los canales .....	115
<b>Figura 81:</b> Sección transversal del canal propuesto .....	116
<b>Figura 82:</b> Modelo de Sub-drenaje Horizontal.....	118
<b>Figura 83:</b> Modelo de drenaje Superficial.....	119
<b>Figura 84 :</b> Esquema Re-vegetalización de taludes .....	120

## **LISTA DE ANEXOS**

**(Ver anexos adjunto en el CD y pueden visualizarlos en la Base de Datos de la Biblioteca UIS)**

Anexo A. Datos de Laboratorio APN<sup>01</sup> OS 82.

Anexo B. Datos de Laboratorio APN<sup>02</sup> OS 82.

Anexo C. Datos de Laboratorio APN<sup>03</sup> OS 82.

Anexo D. Datos de Laboratorio APN<sup>04</sup> OS 82.

Anexo E. CBR Inalterado OS 82.

Anexo F. Sondeo SN<sup>01</sup> OS 40.

Anexo G. Corte Directo SCP S1 M4.5.

Anexo H. Corte Directo SCP S1 M9.0.

Anexo I. Estudio por Tomografía Eléctrica 2D OS 82.

Anexo J. Informe Sísmica.

## RESUMEN

**TITULO:** ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN PARA VIVIENDA CAMPESTRE EN EL COLUVIÓN DE LA LEONA SECTOR DE LA RENTA FINCA EL REPOSO LEBRIJA SANTANDER.\*

**AUTOR:** LUIS FELIPE DÍAZ TANCO. \*\*

**PALABRAS CLAVES:** COLUVIÓN, ESTABILIDAD, MODELAMIENTO DE TALUDES, DESPLAZAMIENTOS, TIPO DE CIMENTACION.

**CONTENIDO:** Los coluviones son formaciones geológicas inestables que presentan retos importantes para su adecuada estabilización, en la mayoría de los casos estas formaciones cuentan con desplazamientos de volúmenes del orden de millones de metros cúbicos y con desplazamientos de unos centímetros día o centímetros mes.

En las zonas tropicales del país es normal encontrar este tipo de formaciones en su mayoría en zonas rurales, por su característica de baja pendiente se encuentran siempre habitadas y desarrolladas en cultivos o pastoreo, esto genera que las poblaciones asentadas en un coluvión sean bajas, lo que no da cabida a desarrollar una estabilización completa del coluvión por su alto costo y su bajo impacto social.

Por ende es necesario pensar en la posibilidad de estabilizar las viviendas de las personas que vivan en estas regiones y que a su vez se pueda garantizar una vivienda que sea competente y estable para su habitabilidad.

Lo que genera la necesidad de presentar una solución a esta problemática; los coluviones por ser tan diversos el proyecto esta puntualizado al coluvión de la Leona, ubicado en el municipio de Lebrija, Santander. Al desarrollar los modelos se estimó la estabilidad del terreno de estudio, los modelos arrojaron las características del este coluvión, con los que se permite el modelamiento de algunos tipos de cimentaciones y estimar cual puede ser el adecuado para desarrollar.

---

\* Proyecto de Grado.

\*\* Facultad de Ingeniarías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Director: Wilfredo del Toro Rodríguez, Magíster en Geotecnia.

## ABSTRACT

**TITLE:** ANALYSIS OF FOUNDATION FOR COUNTRY HOUSE IN LA LEONA COLLUVIAL SECTOR OF LA RENTA FARM EL REPOSO LEBRIJA SANTANDER. \*

**AUTHOR:** LUIS FELIPE DÍAZ TANCO. \*\*

**KEYWORDS:** COLLUVIAL, STABILITY, MODELING OF SLOPES, DISPLACEMENTS, TYPE OF FOUNDATION.

**CONTENTS:** Colluviums are unstable geological formations that present important challenges for their adequate stabilization; in most cases these formations have displacements of volumes of the order of millions of cubic meters and displacements a few centimetres per day or centimetres per month.

In Colombian tropical areas is normal to find this type of formations, mostly in rural areas, due to their characteristic of low slope they are always inhabited and developed in crops or grazing, this generates that the populations settled in a colluvium are low, which does not allow to develop a complete colluvium stabilization due to its high cost and its low social impact.

Therefore is necessary to think about the possibility of stabilizing the people house who living in these regions and that in turn can guarantee a house that is competent and stable for their habitability.

What generates the need to present a solution to this problem; the colluviums because they are so diverse, the project is specific to the colluvium of la Leona, located in Lebrija Municipality, Santander. When developing the models the stability of the study ground was estimated, models showed the characteristics of this colluvium, with which the modelling of some types of foundations is allowed and to estimate which one may be adequate to develop.

---

\* Grade Project.

\*\* Physical-Mechanical Engineering Faculty, School of Civil Engineering, Director: Wilfredo del Toro Rodríguez, Master of Geotechnics.

## INTRODUCCIÓN

El territorio colombiano cuenta con una gran parte de extensión montañosa; posee una gran cantidad de zonas geológicamente activas y al encontrarnos en una zona tropical con altos regímenes de lluvias, se derivan unos factores que hacen que el territorio colombiano presente una gran cantidad de formaciones denominadas Coluviones.

Los factores ya mencionados hacen que los coluviones sean complejos en su manejo; en la actualidad no se han hallado métodos particulares que nos permitan prever sus posibles fallas o comportamientos. Una de las fallas que se pueden ver en estas formaciones son movimientos masivos de millones de metros cúbicos, en desplazamientos que pueden estar en ordenes de centímetros hasta metros, también existen deslizamientos o movimientos localizados donde coluviones de gran tamaño tienen movimientos localizados o superficiales, estos movimientos son del orden de miles de metros cúbicos pero con un desplazamiento de varios metros; El agente detonante de estas fallas es la saturación que provoca una pérdida de la cohesión y un aumento en la presión de poros, todas estas variables e incertidumbre hace que sean considerados suelos inestables.

Como existe una gran variedad de tipos de formaciones que podemos catalogar como coluviones, el estudio se centra en un coluvión denominado *La Leona* y a su vez en un predio en particular denominado *El Reposo*. Las condiciones de las formaciones de coluviones pueden tener cambios significativos, no se puede realizar una extrapolación muy grande de las condiciones obtenidas en un sector de estudio y asumir que estas pueden ser similares en todo el coluvión o en otros coluviones, por tal motivo el estudio de coluviones no es muy común y los que se realizan se hacen para formaciones particulares y no son publicadas o no son de mucha profundización. Por eso no existe un consenso científico de como modelar o como realizar algún tipo de tratamiento para estas formaciones.

De acuerdo con lo anterior, se busca realizar un modelamiento particularizado del predio *El Reposo*, para determinar sus características y los efectos que este puede generar en una vivienda tipo campestre y a su vez poder presentar una posible solución o alternativa para que este tipo de construcción puedan ser edificado en estas formaciones como lo son los coluviones.

# 1 OBJETIVOS

## 1.1 OBJETIVO GENERAL

Efectuar un análisis del coluvión de la leona en el predio denominado finca el reposo mediante un modelamiento geotécnico computacional que permita definir su comportamiento aproximado y poder determinar la cimentación más adecuada para viviendas campestres unifamiliares.

## 1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar los parámetros geotécnicos que permita efectuar el modelamiento del coluvión para las condiciones encontradas en el predio denominado finca el reposo.
- Realizar un modelo mediante software especializado que permita representar la estabilidad del terreno de estudio y obtener unas condiciones para la cimentación de las viviendas.
- Evaluar tres tipos de cimentaciones para viviendas unifamiliares para determinar la respuesta de las mismas con respecto al comportamiento del coluvión.

## 2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Los coluviones son formaciones geológicas poco estudiadas por sus características especiales, Bates y Jackson (1980) definen un coluvión como una masa incoherente de materiales sueltos y heterogéneos, de suelo o fragmentos de roca depositados por lavado de la lluvia, reptación o deslizamiento, los cuales comúnmente se depositan en la base de las laderas. El coluvión típico es una mezcla de fragmentos angulares y materiales finos. Los coluviones generalmente consisten en mezclas heterogéneas de suelo y fragmentos de roca que van desde partículas de arcillas, hasta rocas de varios metros de diámetros; se les encuentra a lo largo de las partes bajas de los valles o a la mitad de talud, formando áreas de topografía ondulada, mucho más suave que la de las rocas que produjeron los materiales del coluvión.

El coluvión es un material derivado de la descomposición de las rocas, que ha sido transportado ladera abajo por la fuerza de gravedad. Puede variar en composición desde un conglomerado de bloques sin matriz, hasta una masa de material fino o con sólo algunos bloques (Suarez Diaz, Deslizamientos: Analisis Geotecnico Volumen 1, 2009).

Los suelos coluviales son un sub-producto de otros materiales como lutitas, arcillolitas, lodolitas, limolitas, etc. (Ingram, 1953); (Spears & Taylor, 1972); (Dick & Shakoor, 1995). Igualmente una gran cantidad de coluviones están relacionados con estratificaciones de areniscas, limolitas y arcillolitas en capas delgadas.

En las zonas sujetas a glaciación, los coluviones pueden ser depósitos producto de los movimientos de los glaciales y pueden formar masas gigantescas de materiales depositados en diferentes épocas con superficies de depositación claramente definidas.

La mayor parte de la superficie en las zonas de suelos residuales, está cubierta de una u otra forma, por coluviones de diferente espesor. Su espesor puede variar desde unos pocos centímetros a más de 20 metros. Los coluviones se les

encuentran muy relacionados con los suelos residuales, especialmente, como abanicos coluviales en el pie de las laderas y en la literatura técnica, se les agrupa dentro de los materiales residuales.

Debe distinguirse entre coluviones secos y coluviones saturados, siendo por lo general, arcillosos los segundos y de comportamiento friccionante, los primeros. Generalmente, en los coluviones se producen corrientes de agua sobre la interface entre el coluvión y el material de base.

Los coluviones se comportan de forma similar al suelo residual y en ocasiones, es difícil diferenciarlos, especialmente cuando sólo se dispone de información de sondeos (Brand, 1985).

Es común encontrar coluviones que abarcan áreas de varios kilómetros cuadrados y que presentan varios movimientos relativos diferentes dentro de la gran masa coluvial.

Todos estos factores hacen que los coluviones sean complejos en su manejo, no existen métodos particulares que nos permitan prever sus posibles fallas o comportamiento; las fallas que evidencian en estas formaciones son movimientos masivos de millones de metros cúbicos, en desplazamientos que pueden estar en ordenes de centímetros hasta metros en los cuales también existen deslizamientos o movimientos localizados donde los coluviones de gran tamaño tienen movimientos localizados o superficiales. Los movimientos son del orden de miles de metros cúbicos pero con un desplazamiento de varios metros, el agente detonante de estas fallas es la saturación que provoca una pérdida de la cohesión y un aumento en la presión de poros, todas estas variables e incertidumbre hace que sean considerados suelos inestables (Suarez Diaz, Deslizamientos: Analisis Geotecnico Volumen 1, 2009).

Teniendo en cuenta los problemas ya mencionados, es económicamente inviable realizar obras que presenten una real solución a los problemáticas que presentan estas formaciones; por consiguiente es evidente considerar estos suelos como inestables y evitar cualquier tipo de obra en estas formaciones.

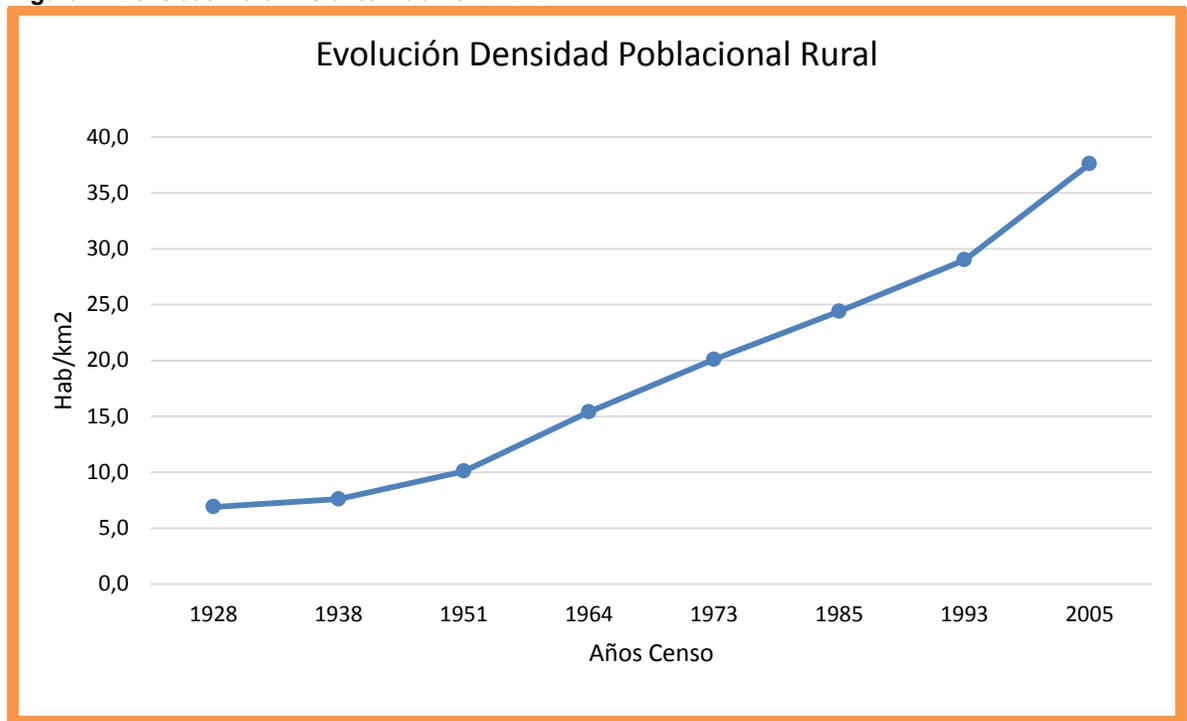
Más allá de catalogar estas formaciones inestables existen comunidades viviendo en estos tipos de suelos donde todo su patrimonio y familia se encuentra en esta región. Tratar de reubicar estas familias se convierte en una dificultad porque no hay forma de realizarlo, ya que estas comunidades son rurales y su actividad económica es agricultura y no existe una densidad poblacional alta; adicionalmente no existen muchas estructuras o edificaciones, lo que nos lleva a suponer que una posible forma de mitigar el impacto a estas comunidades es generar viviendas estructuralmente competentes que mitiguen o resistan las afectaciones del suelo.

Todo esto nos lleva a pensar que el problema que tendremos que solucionar es un tipo de cimentación que mitigue los efectos del movimiento del suelo para que la estructura no sea afectada por los posibles desplazamientos.

### 3 JUSTIFICACIÓN

Una parte integral de la ingeniería y de la Geotecnia es presentar soluciones prácticas, fáciles y viables que nos genere una solución a los inconvenientes presentes en la naturaleza, esto nos lleva a evaluar cómo podríamos generar una solución a la inestabilidad de los coluviones y no simplemente catalogarlo como zonas inestable y descartar el aprovechamiento de dichos sectores.

Figura 1: Densidad Rural Histórica-Fuente: DANE.



Adicionalmente en la mayoría de los casos los sectores de Coluviones son zonas rurales las cuales poseen una densidad poblacional muy baja del orden de 38 habitantes por kilómetro cuadrado como lo muestra la gráfica (Ver **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**), esto implica que podríamos tener una relación de una vivienda por cada 12 Hectáreas y si existiera un asentamiento estos no llegan a ser muy grandes del orden de unas 20 viviendas por hectárea.

Lo que nos lleva a pensar que la solución de tratar de estabilizar toda la masa del coluvión es inviable por la gran inversión necesaria para tal fin y el poco impacto generado al tener un grupo pequeño de habitantes.

Por eso nos enfocaremos en la capacidad de estabilizar las unidades de vivienda; los coluviones por presentar movimientos lentos, se podrían realizar algún tipo de estabilización a la estructura de la vivienda que nos permita el desplazamiento de esta sin que nos conlleve a una pérdida de su capacidad estructural y los factores de riesgo de la vivienda se disminuyan.

#### 4 ANTECEDENTES

Los únicos estudios o registros que se tienen del coluvión de la Leona nos lleva a la construcción de la vía Bucaramanga Barrancabermeja la cual comenzó en 1957, por medio de contratos de la Gobernación de Santander con dineros del Ministerio de obras Públicas y adelantos de regalías de Ecopetrol S.A, la construcción se realizó por tramos donde el 09 de Abril de 1957, se inició el tramo Bucaramanga a Girón con los ingenieros: Antonio Niño, Manuel J. Blanco y Próspero Chinchilla, el 22 de mayo de 1957, se realizaron obras en el tramo desde el Km 9 al Km 19, con la empresa SIAC Ltda, el 19 de Septiembre de 1958, se extendió el contrato con la empresa SIAC Ltda hasta La Azufrada (Km 25), el 07 de abril de 1959, continuaron las actividades ampliando el contrato con la empresa SIAC Ltda a toda la vía entre Bucaramanga y Barrancabermeja (Grimme & Montero, 1968).

Desde el inicio de estas obras se presentaron fallas y deslizamientos, aunque el trazado de la vía desde el punto de vista de localización era el mejor, donde un estudio geológico hubiera permitido la identificación de los deslizamientos en la zona por una falla geológica. Esta información fue dada durante una Investigación de la Procuraduría general de la República sobre la carretera Bucaramanga - Barrancabermeja

A raíz del primer deslizamiento, en enero de 1961 se iniciaron trabajos de exploración en el sector conocido como la renta, dando inicio al nuevo trazado de la vía dirigida hacia el río Sogamoso, finalizando toda esta nueva explanación a mediados de 1964. Finalizados los trabajos de la vía iniciaron las fuertes lluvias, las cuales generaron fuertes deslizamientos en un tramo de aproximadamente 2 Km sobre los sectores de mata de cacao y la renta, los cuales obligaron al abandono de un tramo de 4 kilómetros de explanación de 10 metros de ancho que tuvieron que ser abandonados, los cuales contaban con la totalidad de las obras de arte.

La nueva vía se construyó nuevamente en una variante de más de 5 kilómetros bordeando el coluvión de caño seco, bajando al aluvión de Mata de Cacao y empatando cerca a la Santamaría, por elevaciones inferiores, con el mismo alineamiento general. Los trabajos de esta vía con pavimentación fueron finalizados en 1966.

Nuevamente en el invierno de 1967 se presentaron fuertes lluvias donde se deslizó el coluvión de La renta - La leona, desde La Azufrada hasta Capitancitos. La Procuraduría general de La república de esa época, realizó una investigación detallada sobre la falla de la vía en 1967. Dicha investigación describe las fallas presentadas en la época, tales como: grietas en el pavimento, expansiones, asentamientos en la subrasante, derrumbes en los taludes, destrucción parcial de la banca, fallas en estribos de puentes, obstrucción y destrucción de alcantarillas entre otros.

La inestabilidad de la zona llevo a la decisión por parte del ministerio de obras públicas a efectuar estudios de factibilidad de una variante que evite la zona de peligro.

Entre 1968 y 1969 se presentaron los estudios de una misión técnica alemana la cual recomendó construir una variante Portugal- La Parroquia – Caño Seco, así mismo afirmo que la vía no podría ser estabilizada por los diferentes aspectos técnicos y económicos; sin embargo ante las recomendaciones dadas, se decidió continuar con el trazado incluyendo obras de estabilización como: Filtros, muros de contención, pedraplenes, etc.

Nuevamente en diciembre de 2010 se produjo un deslizamiento de aproximadamente 3 kilómetros cuadrados de área y un volumen de suelo y roca de aproximadamente 50 millones de metros cúbicos.

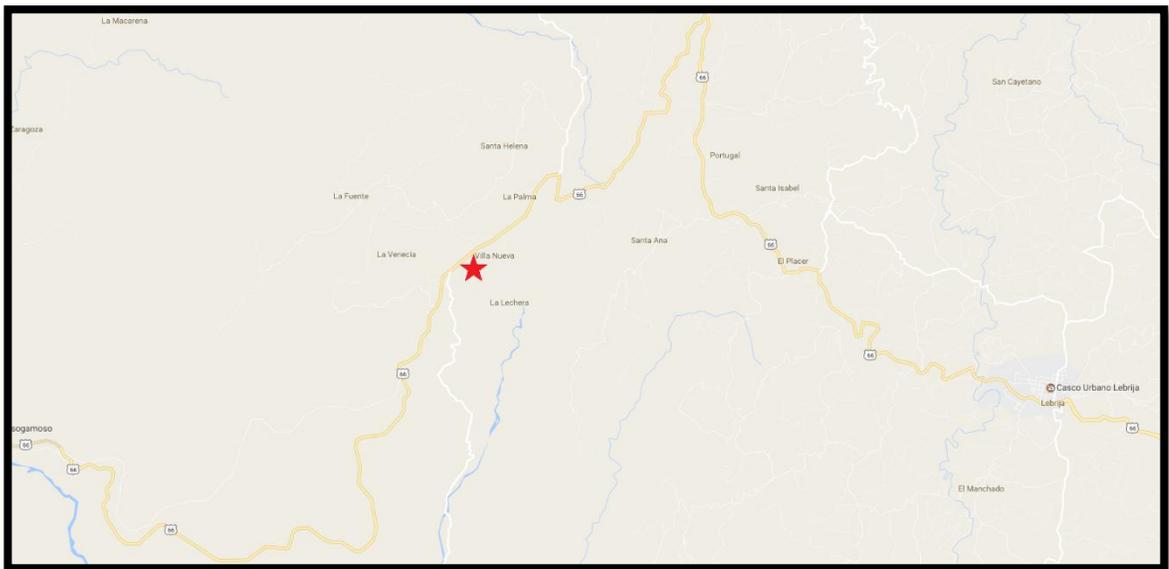
Finalmente los estudios arrojaron que las posibilidades de controlar debidamente los movimientos de los tramos eran muy remotas, ya que el proceso de reptación y meteorización obedecía a la historia geológica y a las condiciones ambientales de la región.

Las medidas que se tomaran, tales como drenajes, coberturas, reconstrucción de terraplenes y construcción de muros de contención serian solo paliativas y sus efectos benéficos serían muy efímeros, como ya se había podido comprobar (Mejia Camacho, 2012).

## 5 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

La región de estudio está ubicada en la zona rural del municipio de Lebrija-Santander, aproximadamente a 23 kilómetros del casco urbano del municipio, la mayor parte de la región es potreros de pastos para la producción bovina, con cultivos permanentes de cítricos y cacao, y con una baja presencia de cultivos rotativos como el plátano y la yuca, existen arboles de gran envergadura dispersos entre los cultivos y los potreros sin considerarse bosque o una zonas muy arborizadas.

**Figura 2:** Localización sector de Estudio.



### 5.1 TOPOGRAFÍA

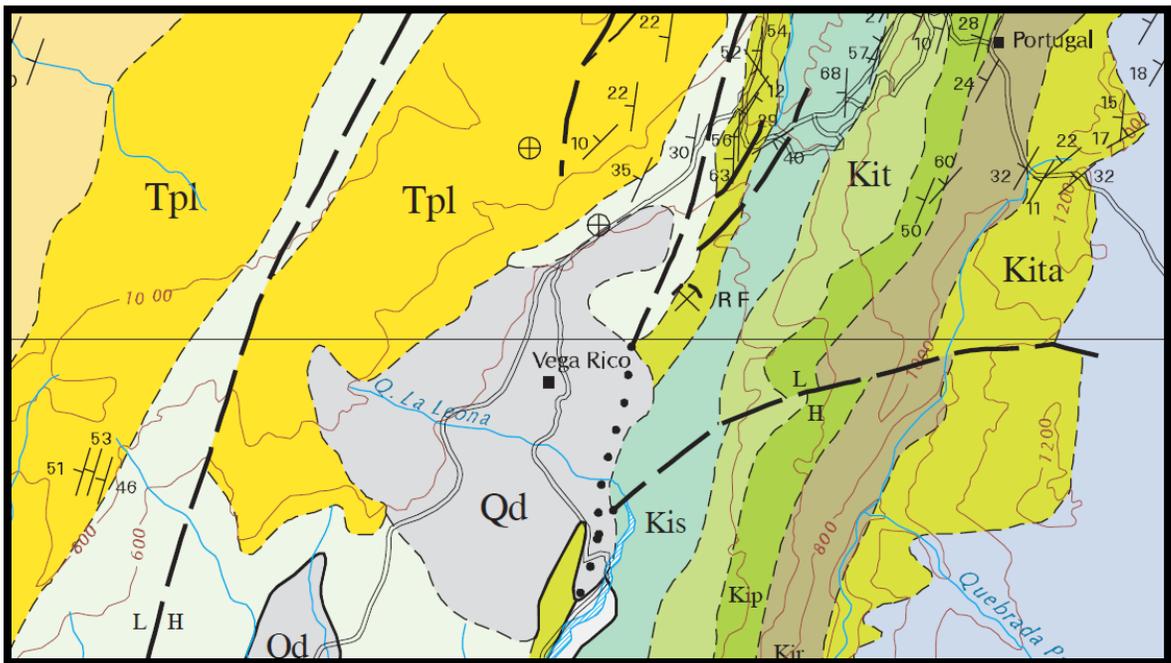
La topografía del sector de estudio se caracteriza por ser una región montañosa de baja pendiente; en términos generales es una topografía ondulada con presencia de pequeñas mesetas sin grandes cambios de pendiente, no existen escarpe ni sectores de gran pendiente; es una topografía característica de formaciones coluviales.

## 5.2 GEOLOGÍA DE LA REGIÓN DE ESTUDIO

El área de interés corresponde totalmente a rocas sedimentarias Cuaternarias y de edad Cretácica Superior, representadas especialmente por materiales arcillosos y delgados mantos de carbón.

Las unidades geológicas reconocidas en campo fueron la Formación La Luna y la Formación Umir del Cretácico Superior, la cual está parcialmente cubierta por cuerpos cuaternarios de tipo coluvial y de derrubio (ver **Figura 3**). Estas rocas presentan en términos generales exposición aceptable, meteorización avanzada, observable parcialmente a lo largo de las vías de comunicación y en pequeñas cañadas dentro y fuera del área.

**Figura 3:** Mapa Geológico cuadrángulo H12 sector de estudio



**5.2.1 Formación lisama (Tpl):** Fue descrita originalmente por Link (en MORALES, et al., 1958) y publicada por primera vez por Wheeler (en DE PORTA, et al., 1974). Esta unidad aflora al occidente de Santander y su sección de referencia está en la Quebrada Lisama, afluente del Río Sogamoso.

La unidad se encuentra constituida por una secuencia de lutitas abigarradas, alternadas con areniscas grises, verdosas y pardas, de grano fino a medio y algunas capas delgadas de carbón (Royero Gutiérrez & Clavijo, 2001).

El depósito de estos sedimentos ocurrió en un ambiente bajo condiciones lagunares deltáicas. El espesor alcanza hasta 1.225 m. Esta unidad presenta un contacto normal y transicional con la infrayacente Formación Umir.

El contacto superior con la Formación La Paz, está determinado por una discordancia regional bien marcada. La edad es Paleoceno (VAN DER HAMMEN, 1958). Se le ha correlacionado con las formaciones Barco y Los Cuervos de la cuenca de Catatumbo-Maracaibo.

**5.2.2 Formación umir (Ksu):** Descrita por L. Huntley (en JULIVERT, M. et al., 1968) y la localidad tipo se encuentra en la Quebrada Umir al Oriente del Cerro del mismo nombre en Santander. Consta de shales grises a negros, carbonosos, micáceos, con concreciones ferruginosas; lutitas grises a gris oscuras, carbonosas, con nódulos ferruginosos; intercalaciones de areniscas y limolitas, grises, carbonosas y micáceas. También es común la presencia de capas explotables de carbón de 0.60 a 5.00 m de espesor. El ambiente es nerítico. El espesor se ha calculado entre 1000 y 1400 m.

La Formación Umir descansa en discontinuidad estratigráfica sobre el miembro Galembo de la Formación La Luna. El contacto superior con la suprayacente Formación Lisama es concordante. Los foraminíferos estudiados por varios autores, determinan una edad Campaniano - Maestrichtiano. Esta unidad se correlaciona con la Formación Colón-Mito Juan de la Cuenca del Catatumbo-Maracaibo (Royero Gutiérrez & Clavijo, 2001).

**5.2.3 Formación la luna (Ksl):** Fue descrita por A. Garner (en JULIVERT, M. et al., 1968) y el nombre procede de la Quebrada La Luna al NW de Perijá, Zulia (Venezuela). En Colombia fue introducido el término por geólogos de la Caribbean Petrol Co. La unidad está constituida por caliza gris oscuras, arcillosas, lutitas

grises a negras, calcáreas, en capas delgadas; lutitas gris oscuras con delgadas intercalaciones de calizas arcillosas, concreciones de calizas con fósiles, que alcanzan más de dos metros de diámetro y capas delgadas de chert negro; también capas fosfáticas hacia la parte superior. En el Valle Medio del Magdalena la Formación La Luna se subdivide en tres miembros: el inferior Salada, el intermedio Pujamana y el superior Galembo. El ambiente de depositación es marino de aguas relativamente poco profundas con poca ventilación en el fondo. El espesor varía entre 275 y 575 m.

El contacto de la Formación La Luna con la infrayacente Formación Simití es concordante. Entre las formaciones La Luna y Umir existe una ligera discontinuidad estratigráfica. Morales, L. et al. (1958) en el Valle Medio del Magdalena le asignan una edad del Turoniano al Santoniano. Se correlaciona con la Formación La Luna de la Cuenca Catatumbo-Maracaibo en las partes colombiana y venezolana (Royero Gutiérrez & Clavijo, 2001).

**5.2.4 Depósito coluvial (Qd):** Están constituidos principalmente por bloques de areniscas embebidos en una matriz areno-arcillosa y limos suprayaciendo un basamento del Cretácico Superior que consta de shales grises a negros, carbonosos, micáceos, con concreciones ferruginosas; lutitas grises a gris oscuras, carbonosas, con nódulos ferruginosos; intercalaciones de areniscas y limolitas, grises, carbonosas y micáceas correlacionables con la Formación Umir. El área de interés corresponde totalmente a rocas sedimentarias Cuaternarias y de edad Cretácica Superior, representadas especialmente por materiales arcillosos y delgados mantos de carbón (Royero Gutiérrez & Clavijo, 2001).

### **5.3 FALLAS EN LA ZONA DE ESTUDIO**

**5.3.1 Falla de Salinas:** La falla la salina es una falla con rumbo noreste de tipo inverso, con un salto de unos 1200 m, de un ángulo alto y buzamiento hacia el este, que en profundidad se curva hasta colocarse aproximada horizontal. El

bloque occidental se encuentra hundido con respecto al oriental que cabalga hacia el oeste, coloca la formación Umir (Ksu) del lado oriental, en contacto con la formación real, más joven situada al oeste. El tazo de la falla delimita el costado occidental del sinclinal de Nuevo Mundo en el sector sur.

Algunos sismos registrados en la Red Sismológica Nacional (RSN) han sido localizados en el área de esta falla. Por lo que se cataloga como una falla activa.

**5.3.2 Falla Bucaramanga -Santa Marta:** El sistema de fallas de Bucaramanga-Santa Marta conforma un “Wrench fault” o límite de placa con dirección N20°W. Atraviesa diagonalmente la Cordillera Oriental a lo largo de unos 600 Km desde la Sierra Nevada de Santa Marta hasta los Llanos Orientales.

Presenta un desplazamiento de rumbo sinistral con componente inversa, relacionada con el levantamiento de la cordillera oriental. La falla en su mayor extensión pone en contacto rocas igneometamórficas Precámbricas (Neis de Bucaramanga) y Paleozoicas, del Macizo de Santander con rocas sedimentarias del Mesozoico-Cenozoico. Se ha calculado un levantamiento del orden de 2000 m del bloque oriental de la falla con respecto al bloque occidental, desplazamientos verticales de más de 20 m en depósitos de flujos de escombros en la zona de Bucaramanga.

Se considera una falla activa con tasa de actividad moderada (0.1–1mm/año) a alta (1–10 mm/ año).

**5.3.3 Flexión de chucuri:** La flexión de chucuri constituye el rasgo tectónico más importante del área teniendo en cuenta que su origen es estructural limitado por dos zonas de esfuerzos paralelos.

La primera localizada al Este y está representada por la falla de San Vicente, de carácter inverso y una componente de rumbo dextral, definida por el lineamiento de la quebrada Agua Blanca y controlando estructuralmente un tramo del Río Sogamoso. Presenta una dirección N30°E, su plano de falla buza hacia el este con un ángulo de 60° aproximadamente horizontalizándose en profundidad por un

sistema de despegue, debido a la diferencia de competencia litológica entre las unidades afectadas.

La segunda zona de esfuerzos se localiza al Oeste en la Quebrada La Maria, donde se observan algunos rasgos geométricos como valles alineados, una flexión en ángulo recto en el curso del Rio Sogamoso cerca a la desembocadura de la quebrada La Maria y abundante material coluvial en los valles.

Lo anterior permite proponer un lineamiento paralelo a la falla de San Vicente como límite W de la Flexión de chucuri, con características similares de movimiento relativo, a diferencia que el plano de ruptura de bajo ángulo estaría orientado al W que al profundizarse se haría horizontal, con una mecánica de deformación semejante

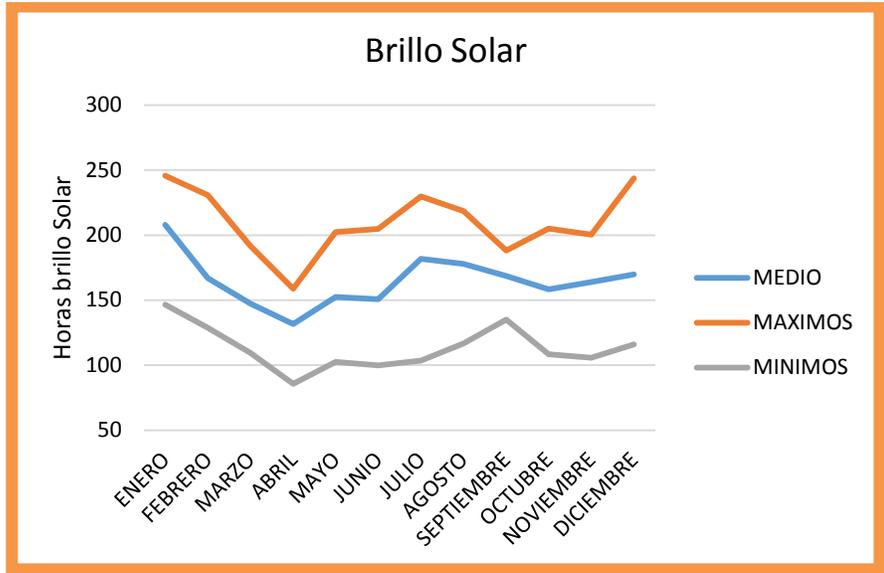
#### **5.4 CLIMA**

A manera de ilustración sobre el comportamiento de las variables del clima en la región, se presentan en este aparte los datos de los análisis basados en las estaciones climáticas del IDEAM de (2017). Se observan los histogramas de temperatura, humedad relativa y brillo solar de forma anual multianual y media, máxima y mínima mensual multianual de las estaciones referidas.

Para el caso particular se tiene una estación próxima a la zona de estudio los que arroja unos valores relevantes de las condiciones climáticas del predio con respecto a la temperatura, la humedad y el brillo solar.

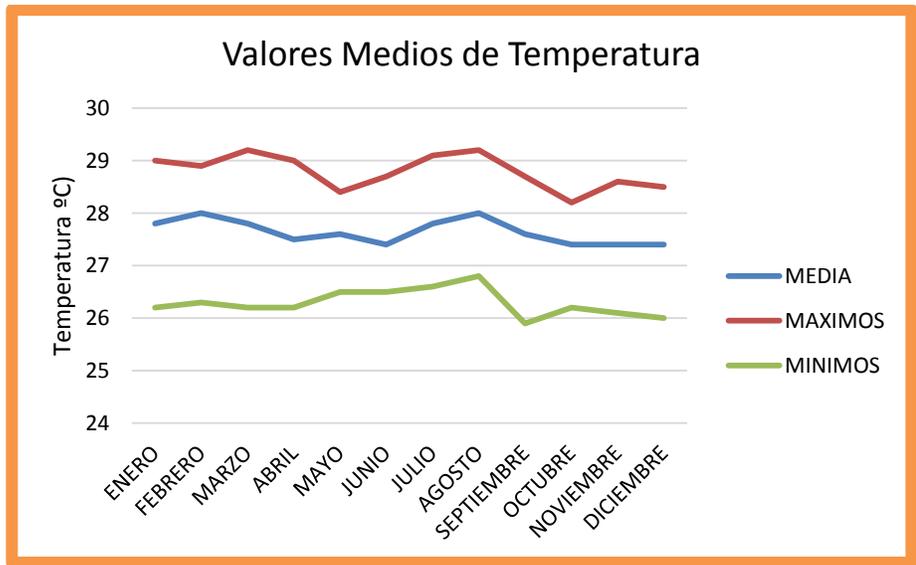
La temperatura de la zona de estudio maneja unos valores muy constantes de temperatura los cuales oscilan entre los 26 y 29 grados centígrados durante todo el año como se puede ver en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, teniendo unos meses un poco más cálidos como son Enero, Marzo, julio y Agosto, los cuales compaginan con los valores de más brillo solar como se observa en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**

**Figura 4:** Brillo solar mensual (1996-2010) Estación Trigueros **Fuente: IDEAM**



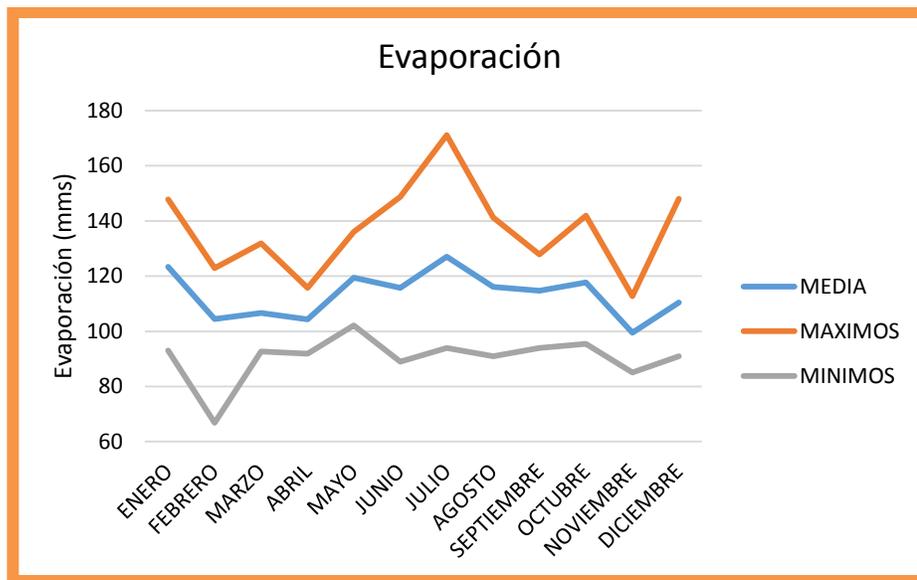
Los valores de evaporación son altos durante todo el año observándose unos picos en Diciembre, Enero y Julio, como lo muestra la **Figura 6**, Esto implica que es necesario la revegetalización de algunas zonas para evitar la pérdida:: del agua en las fuentes intermitentes o de poco afluente.

**Figura 5:** Temperatura mensual (1996-2010) Estación Trigueros **Fuente: IDEAM**

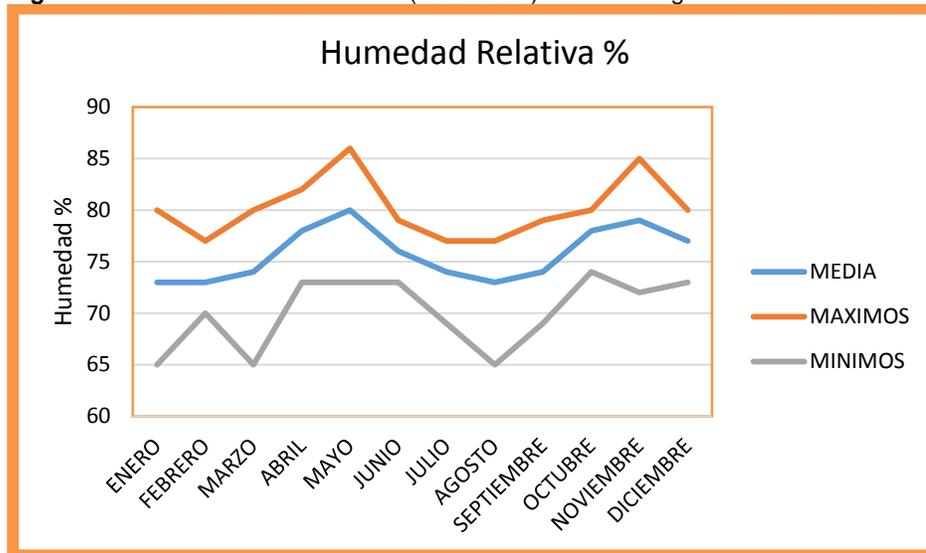


La humedad del entorno al predio se mantiene al rededor del 70% de humedad relativa como podemos ver en la **Figura 7** lo que implica una sensación térmica mayor y unos picos de precipitación mayores en las épocas de lluvias.

**Figura 6:** Evaporación mensual (1996-2010) Estación Trigueros **Fuente: IDEAM**

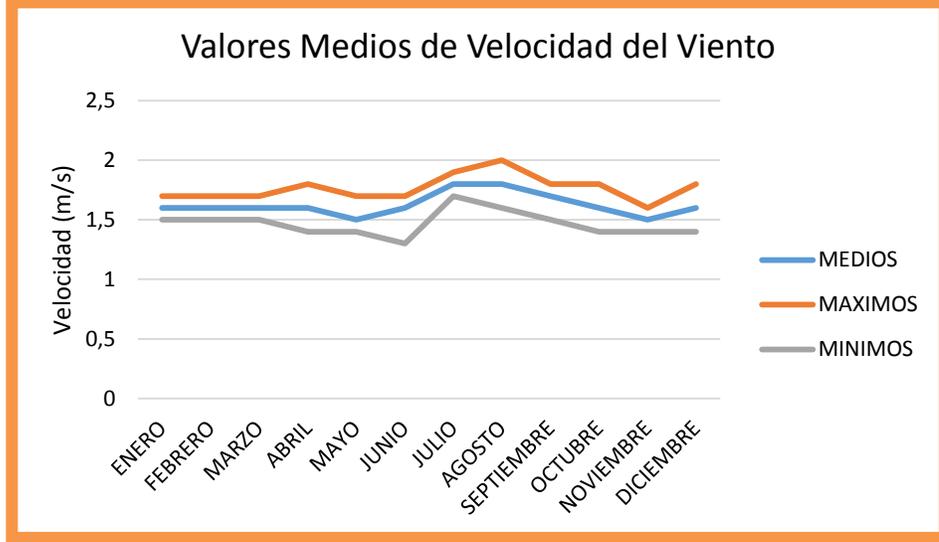


**Figura 7** Humedad Relativa mensual (1996-2010) Estación Trigueros **Fuente: IDEAM**



En el sector no se maneja velocidades de viento muy alta con un valor medio de 1.6 (m/s) que según la escala de Beaufort estaría en 2 (Brisa débil) como lo muestras la **Figura 8**, no es un sector donde exista algún tipo de afectación o posible propósito por corrientes de aire.

**Figura 8:** Velocidad del viento mensual (1996-2003) Estación Trigueros **Fuente: IDEAM.**

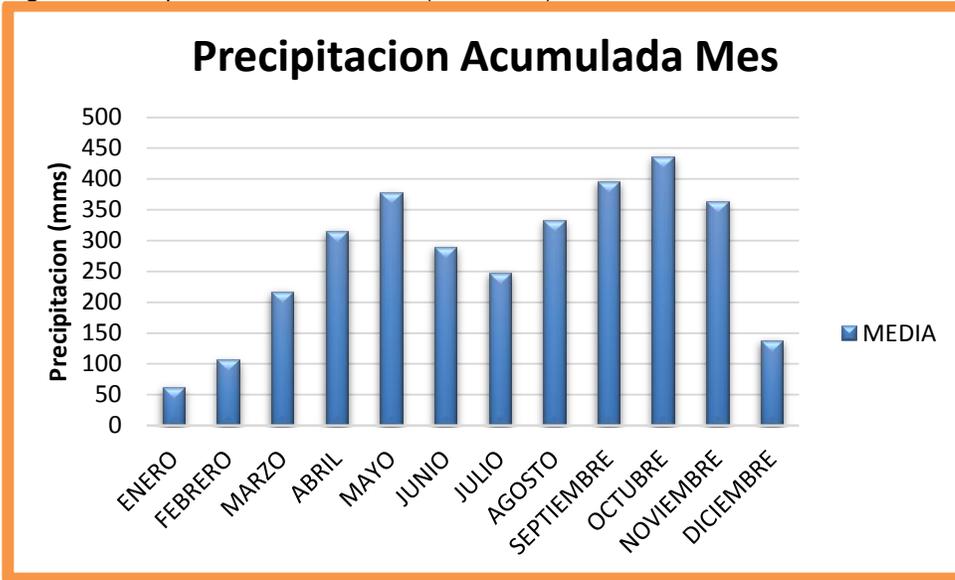


**5.4.1 Precipitación:** La precipitación es de gran importancia en los análisis de amenaza que se realizarán en el área de estudio. Además, al ser un análisis detallado, es necesario determinar la incidencia de la precipitación sobre el terreno en términos de escorrentía y establecer las posibles obras requeridas.

Para realizar el análisis de la posible precipitación que posee el predio de estudio tomamos los datos históricos que se puedan obtener de las estaciones climatológicas existentes.

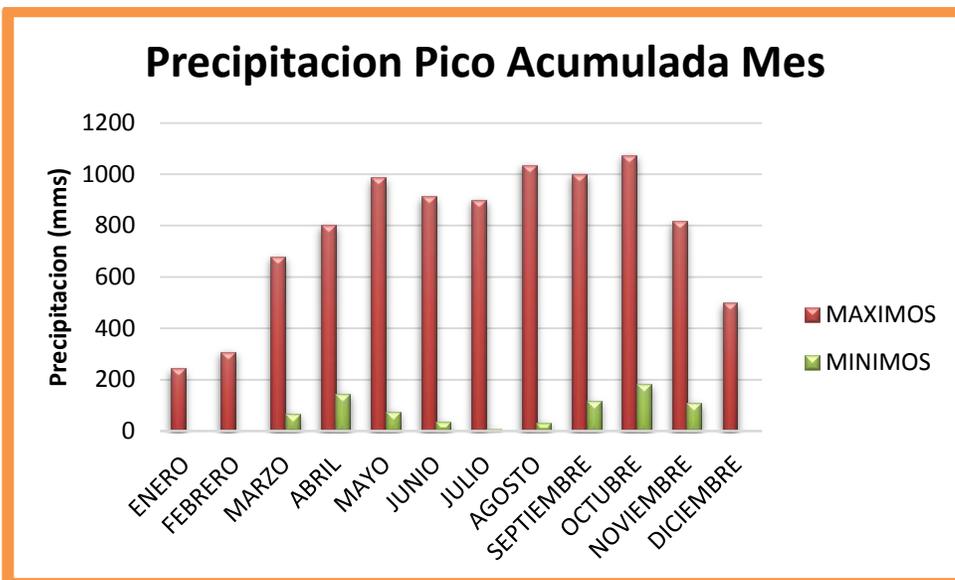
En el caso particular tenemos la estación Chucuri en Barrancabermeja y La estación de Trigueros Hda en Girón, esta segunda se encuentra a una distancia menor de 10 Kilómetros por lo tanto podemos asumir los datos de estas estaciones lo suficientemente apropiados para tener las precipitaciones estimadas en el sector de estudio.

**Figura 9:** Precipitación media mensual (1959-2016) Estación Chucuri Fuente: IDEAM

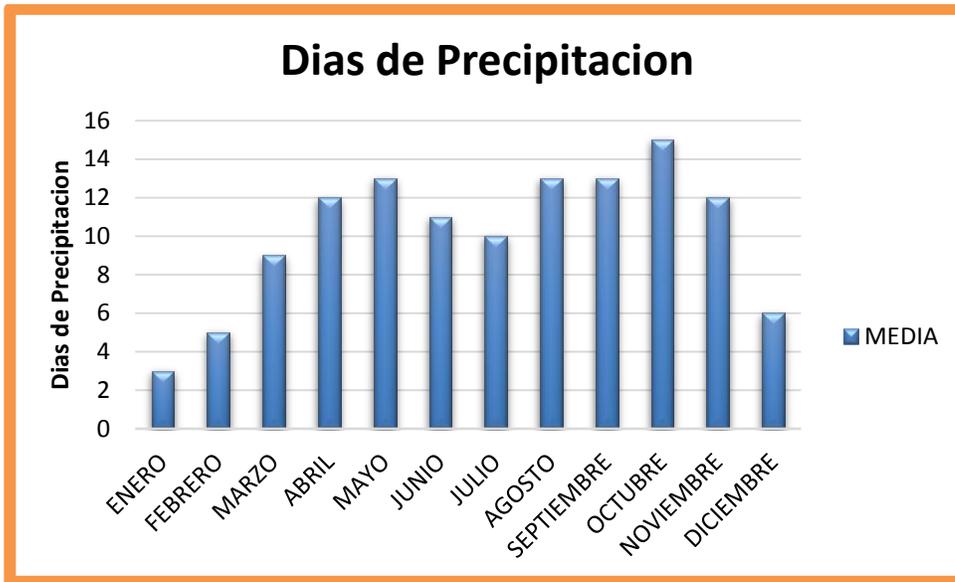


En el sector de estudio tenemos claramente dos temporadas de lluvias intensa en la época de Mayo y Octubre, en estas épocas también se puede observar los picos de precipitación máximo.

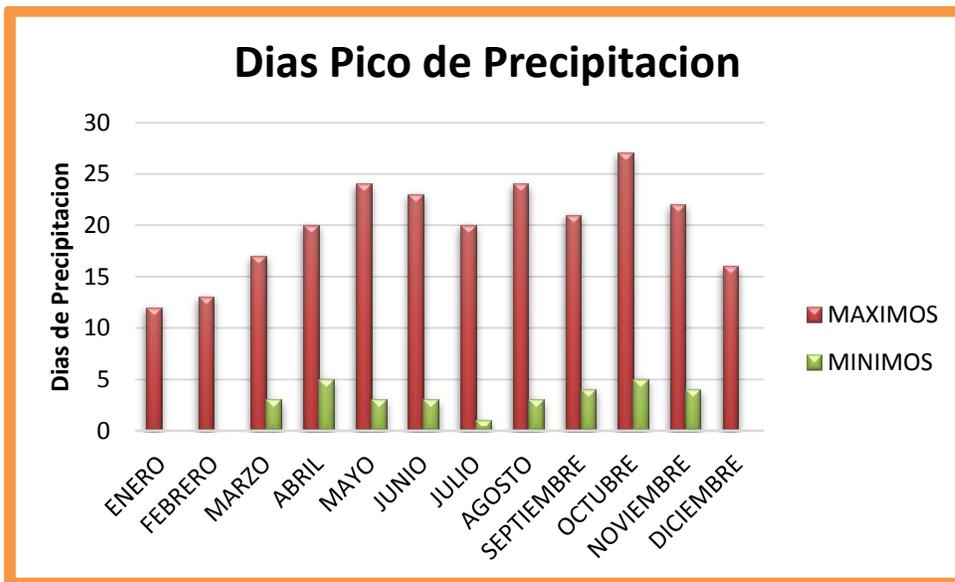
**Figura 10:** Precipitación Pico mensual (1959-2016) Estación Chucuri Fuente: IDEAM



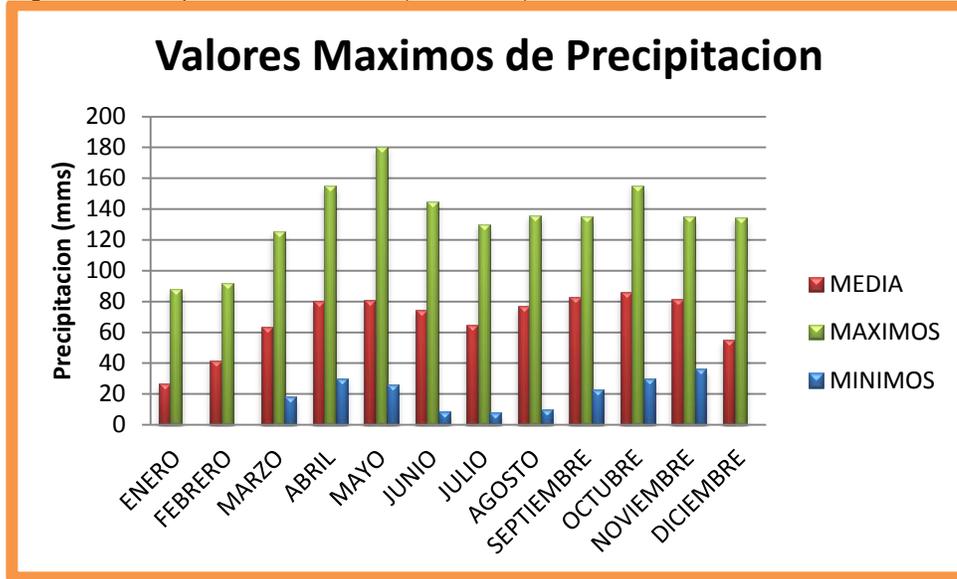
**Figura 11:** Días de Precipitación media mensual (1959-2016) Estación Chucuri **Fuente:** IDEAM



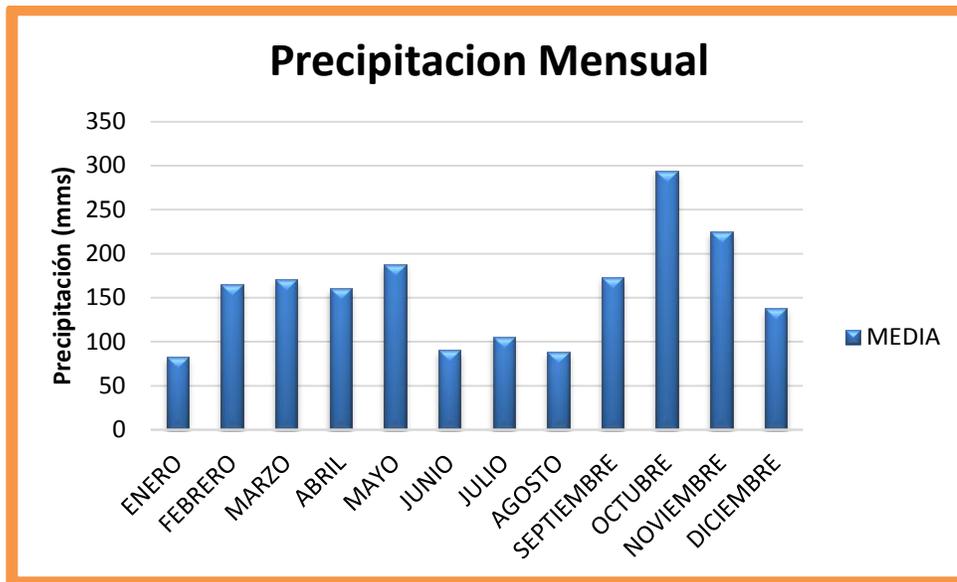
**Figura 12:** Días de Precipitación pico mensual (1959-2016) Estación Chucuri **Fuente:** IDEAM



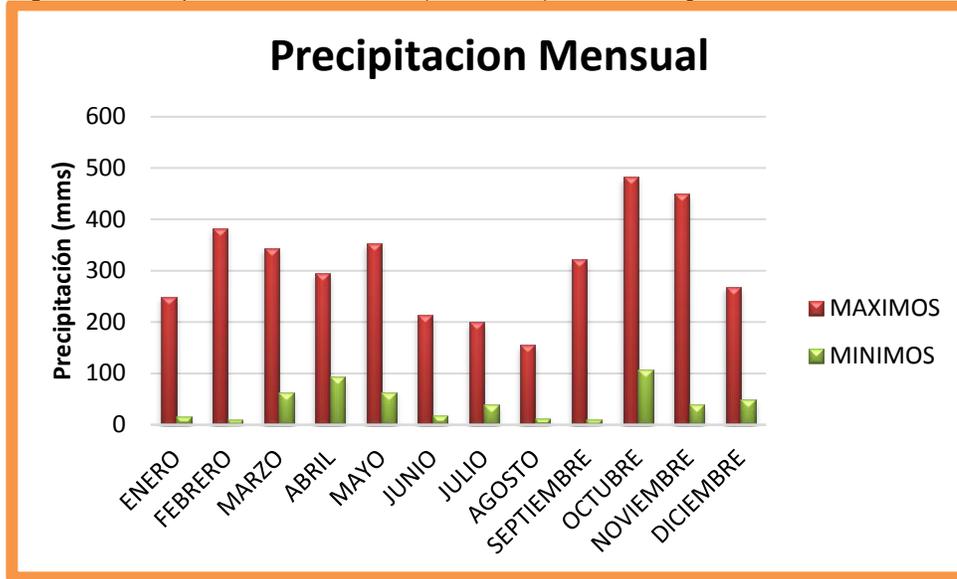
**Figura 13:** Precipitación Máxima día (1959-2016) Estación Chucuri **Fuente:** IDEAM



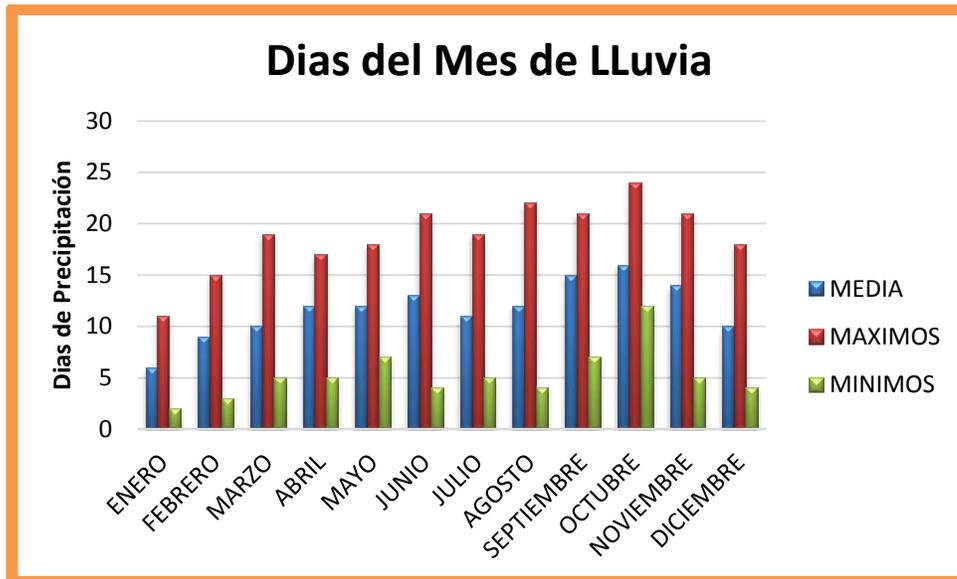
**Figura 14:** Precipitación media mensual (1996-2010) Estación Trigueros **Fuente:** IDEAM



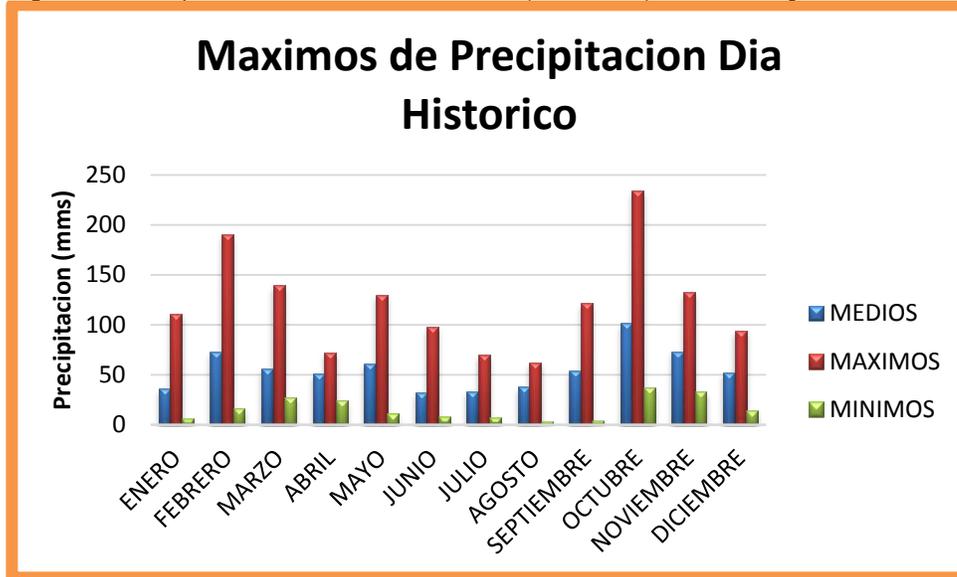
**Figura 15:** Precipitación Pico mensual (1996-2010) Estación Trigueros **Fuente:** IDEAM.



**Figura 16:** Días de Precipitación mensual (1996-2010) Estación Trigueros **Fuente:** IDEAM.



**Figura 17:** Precipitación Máxima diaria mensual (1996-2010) Estación Trigueros **Fuente:** IDEAM.



Los eventos extremos de precipitación registrados en las estaciones seleccionadas son relevantes, toda vez que eventos extremos de lluvia son considerados dentro de los análisis de amenazas como factores detonantes de movimientos en masa.

A partir de los datos de precipitación entre los años 1959 y 2016 de las diferentes estaciones seleccionadas, se generaron los histogramas para las estaciones como se presenta en la **Figura 9** y **Figura 14**; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** de la estación de Chucuri y Trigueros respectivamente.

De las **Figura 12** y **Figura 17** podemos sacar los máximo de precipitación en un día los cuales son valores de mucha relevancia porque con estos se pueden estimar las medidas de mitigación de y obras de manejos de Aguas Lluvias en el predio de estudio, para nuestro caso en particular tenemos para la estación de Trigueros un Pico de 223 mms en Octubre y uno de 190 mms en Febrero y para la estación de Chucuri tenemos un pico de 180 mms en mayo y uno de 155 mms en Octubre.

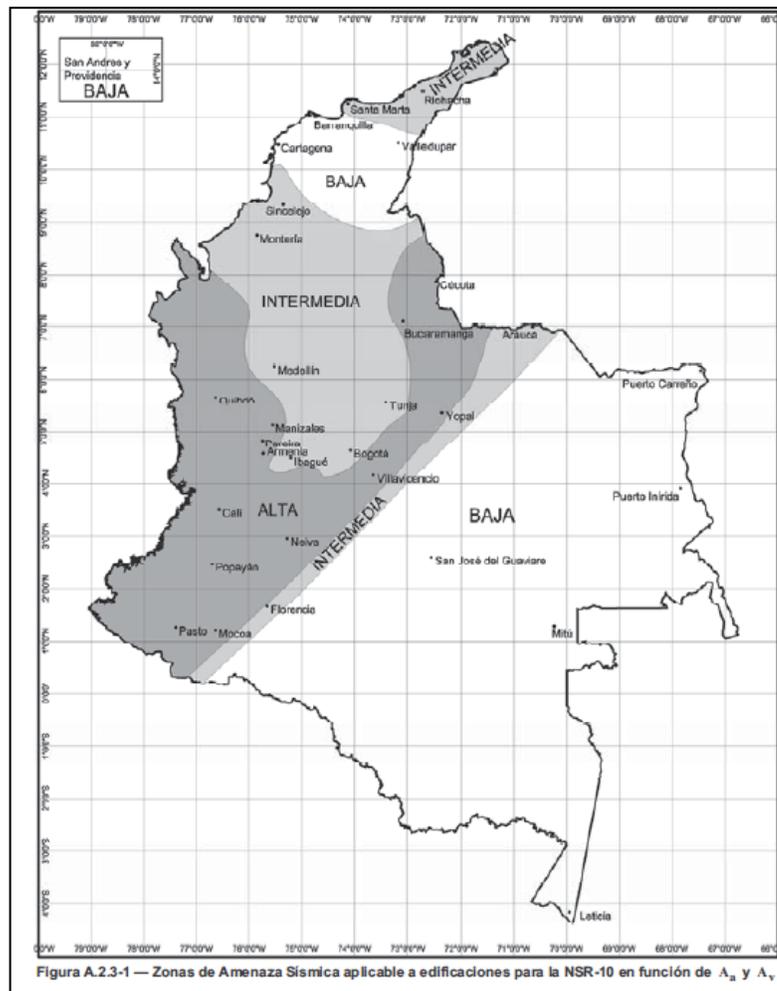
## 5.5 CONDICIONES DE SISMICIDAD

El predio en estudio pertenece al municipio de Lebrija en el departamento de Santander, de acuerdo a la zonificación sísmica establecida en la NSR-10 título A este municipio se categoriza como amenaza sísmica alta, con un coeficiente de aceleración  $A_a = 0.25$ , en la siguiente tabla se relacionan los parámetros sísmicos y la ubicación del predio en estudio:

**Tabla 1:** Valores  $A_a$ ,  $A_v$ ,  $A_e$  y  $A_d$  y definición de la zona de amenaza sísmica.

Municipio	Código Municipio	$A_a$	$A_v$	Zona de Amenaza Sísmica	$A_e$	$A_d$
Lebrija	68406	0.25	0.2	Alta	0.13	0.09

**Figura 18:** Zonificación sísmica del coeficiente  $A_a$ . Fuente: NSR-10



**5.5.1 Evaluación de los coeficientes de sitio Fa y Fv:** El coeficiente Fa corresponde al coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos cortos, debida a los efectos de sitio, este parámetro se determina a partir de la siguiente tabla, de acuerdo a los ensayos de campo el tipo de suelo de acuerdo a la categorización de la NSR-10 corresponde a suelo tipo D y el coeficiente Aa correcciones, en base a los parámetros calculados anteriormente se define que el coeficiente Fa corresponde a **1.3**:

**Tabla 2:** Valores del coeficiente Fa para la zona de periodos cortos del espectro.

Tipo de perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0,1$	$A_a = 0,2$	$A_a = 0,3$	$A_a = 0,4$	$A_a \geq 0,5$
<b>A</b>	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
<b>B</b>	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
<b>C</b>	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
<b>D</b>	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
<b>E</b>	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
<b>F</b>	Véase nota	Véase nota	Véase nota	Véase nota	Véase nota

El coeficiente Fv corresponde al coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos intermedios, debida a los efectos de sitio, este parámetro se determina mediante la siguiente tabla, en base a ella se define que el coeficiente Fv corresponde a 2.0.:

**Tabla 3:** Valores del coeficiente Fv.

Tipo de perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0,1$	$A_v = 0,2$	$A_v = 0,3$	$A_v = 0,4$	$A_v \geq 0,5$
<b>A</b>	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
<b>B</b>	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
<b>C</b>	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
<b>D</b>	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
<b>E</b>	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
<b>F</b>	Véase nota	Véase nota	Véase nota	Véase nota	Véase nota

## 6 MÉTODOS DE INVESTIGACIÓN EN CAMPO

Existe una gran cantidad de métodos de investigación directa e indirecta en la cual nos arrojan diferente tipos de datos; los cuales por si solos no son relevantes ya que nos pueden generar una gran ambigüedad en los resultados. Por tal motivo es necesario utilizar varios métodos de exploración los cuales entre si se puedan complementar y se pueda tener una mejor interpretación de las condiciones reales del terreno.

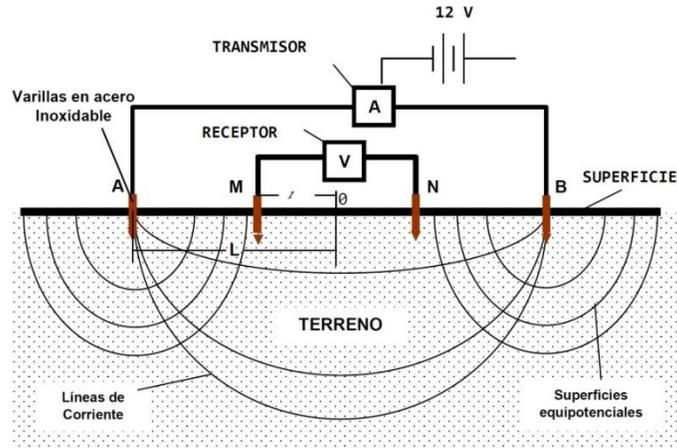
Para el presente estudio se realizaron diversos métodos de exploración para generar la mayor cantidad de datos posibles en la exploración obtenida, la cual se describirán las metodologías de las diferentes pruebas y así generar una mejor interpretación de los resultados.

### 6.1 DISPOSITIVO SCHLUMBERGER

**6.1.1 Método SEV:** En este tipo de arreglo, los electrodos de potencial se colocan como se muestra en la **Figura 19:** (M y N); se ubican simétricamente a una distancia  $l$  del punto central. De igual forma se colocan los electrodos de corriente (A y B) a una distancia  $L$  del punto central, conservando entre todos una alineación. Por lo tanto,  $L$  es equivalente a  $AB/2$ , mientras que el valor de  $MN/2$  lo es para  $l$ .

De este arreglo se extrae el siguiente valor de  $K$ , que corresponde a la constante, para cada apertura.  $K$  se denomina constante geométrica, porque depende directamente de la geometría del dispositivo empleado para inyectar y medir la corriente y tiene las dimensiones de una distancia (m).

**Figura 19:** Montaje Típico o Configuración Electrónica Tipo Schlumberger para la ejecución de los Sondeos Eléctricos Verticales



$$K = \frac{2\pi}{\frac{1}{L-l} - \frac{1}{L+l} - \frac{1}{L+l} + \frac{1}{L-l}} = \frac{\pi(L^2 - l^2)}{2l}$$

**Fuente i :** Cantos Figueroa en el Tratado de Geofísica Aplicada, 1979

Ejemplo: Reemplazando los valores para el caso de la constante (K) con apertura AB/2 (L): 1,33 m y MN/2 (l): 0,44 m, se obtiene:

$$K = \frac{\pi(1.33^2 - 0.44^2)}{2 * 0.44} = 5.62 \text{ m}$$

Normalmente sólo se utiliza la constante con dos (2) dígitos.

Este arreglo es el utilizado en el proyecto y se practica con apertura de octava de ciclo logarítmico, lo cual hace que se obtengan 8 lecturas entre las profundidades 1,33 a 10 (m); 13,34 a 100 (m) y 133,34 a 1000 (m) que representan el AB/2, las que están representando cada una a un ciclo logarítmico. Se inicia con un MN/2 de 0,44 (m) (equivalente al 33% del AB/2 inicial), el cual se amplía a 5,93 (m) a partir del valor AB/2 inicial de 31,62 (m), con el fin de lograr valores más representativos. En caso de efectuar sondeos más profundos a los realizados, la nueva apertura MN/2 corresponde a 44,44 (m), la cual se inicia a partir de los 133,34(m). Siempre se conserva esta proporcionalidad cuando se requiere ampliar el AB/2.

Con el fin de tener una resolución de interpretación de la profundidad de diseño, la cual debe ser correspondiente con la profundidad efectiva, fue necesario realizar una extrapolación de la curva de campo (un ciclo adicional), de acuerdo con las recomendadas de Otto Koefoed, para la aplicación de este en la curva teórica, obteniendo una profundidad efectiva del 60% de la profundidad investigada en campo (AB/2).

. **Tabla 4:** Configuración de Electrodo Según Schlumberger

<b>CONFIGURACIÓN ELECTRODOS POR METODO SCHLUMBERGER</b>	
<b>AB/2 (m)</b>	<b>MN/2 (m)</b>
1.33 - 31.62	0.44
31.62 - 133.34	5.93
133.34 - 562.3	44.44
562.3 - 1000.0	105.46

Para el cálculo de la Resistividad (R), se aplica la siguiente relación:

$$R = \frac{V * (m.Voltios)}{I * (m.Amperios)} * K(m) = \Omega - m$$

Las lecturas para los diferentes cálculos se efectúan de acuerdo con lo expresado en la **Tabla 4**.

Lo anterior permite obtener puntos de control para las dos últimas lecturas, de tal manera que se analice la posible desviación de la curva de campo en lo referente a la resistividad aparente que se está logrando. En la interpretación se toma el valor más cercano al comportamiento de la curva.

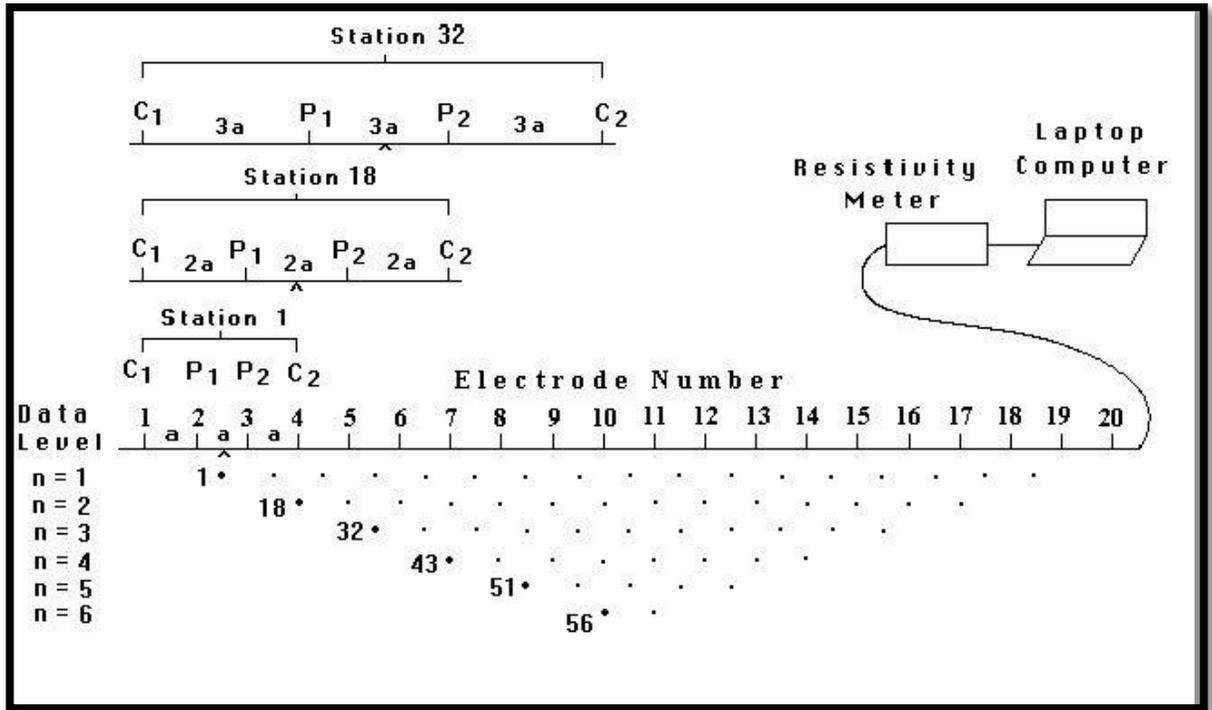
El valor de la constante geoelectrica K, para cada apertura se presenta en cada sondeo, dependiendo de la separación de los electrodos AB/2 y MN/2.

**Imagen 1:** Dispositivo SCHLUMBERGER



**6.1.2 Método Tomografías Eléctrica 2D:** Uno de los nuevos métodos desarrollados en años recientes es el uso de la Tomografía Eléctrica 2D (Electrical Tomography) o también llamada Imágenes Eléctricas (Electrical Imaging), que pueden obtener mejores resultados que otros dispositivos en áreas con geología moderadamente compleja (Griffiths y Barker 1993). Tales prospecciones se efectúan comúnmente usando un número grande de electrodos, conectado a un cable multi-conductor (Ver **Figura 20**).

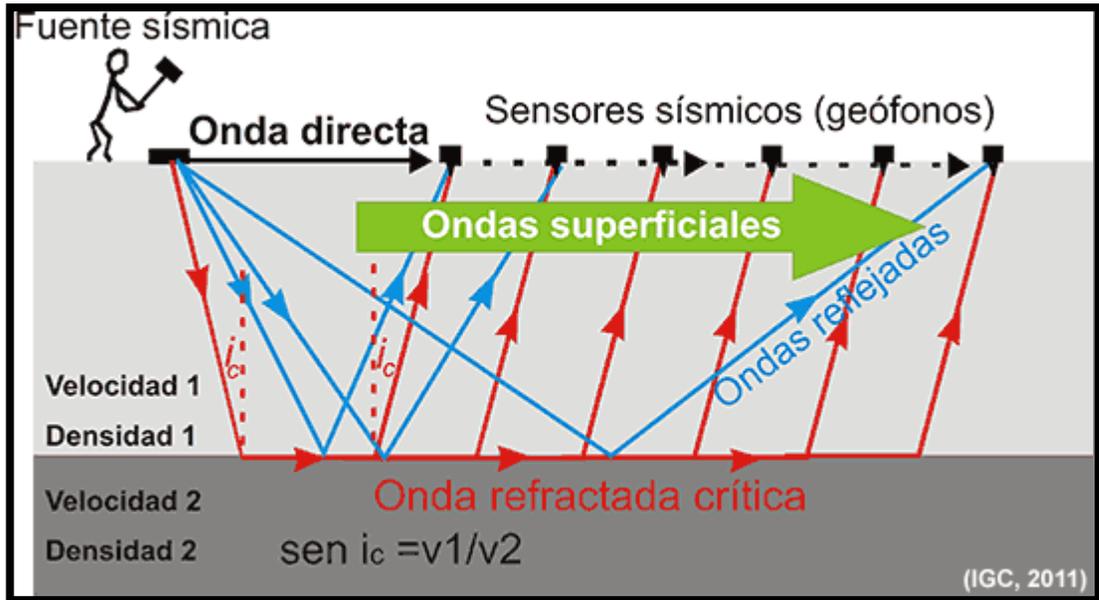
**Figura 20:** Dispositivo electrónico para prospecciones por Tomografías Eléctricas 2-D y secuencia de medidas



## 6.2 ENSAYOS GEOFÍSICOS (MÉTODOS INDIRECTOS)

**6.2.1 Método Tomografía sísmica:** El método sísmico de refracción se realiza a través del uso de sismógrafos y geófonos para determinar perfiles de velocidades de compresión ( $V_p$ ) a partir de ondas superficiales a lo largo de la línea geofísica tendida. Se realiza con el fin de evaluar los espesores de los diferentes depósitos.

Figura 21: Esquema básico para la sismica de refracción.



Para la exploración geofísica se desarrolló una línea de refracción sísmica, a continuación, se explica el procedimiento general. A una distancia conocida del extremo del tendido en el punto de disparo, se generan ondas sísmicas con la ayuda de un martillo o por la detonación de explosivos (Ver

**Figura 21**), las cuales inducen vibraciones en el terreno que son detectadas por cada uno de los sensores en el tendido. El método analiza únicamente las primeras llegadas, las cuales contienen la información del tiempo de propagación de una onda refractada en el subsuelo donde el cambio de velocidades es muy alto.

En términos de la Ingeniería Civil, el estudio dinámico de los suelos posee unos alcances y unas limitaciones, sus alcances serían, detecta variaciones tanto en profundidad como en la horizontal de la velocidad de la onda P, permite la detección de la profundidad de rocas más resistentes y de su relieve, dependiendo de variables como longitud del tendido, energía de la fuente sísmica y velocidades de los suelos. Su limitante es que el método funciona idealmente cuando la velocidad de propagación de las ondas aumenta con la profundidad. En el caso de

suelos con capas intermedias de menor velocidad el método arrojaría resultados que deben ser ajustados usando técnicas de inversión sísmica.

Para procesar y analizar los resultados de las primeras llegadas existen varios métodos, entre los cuales se destacan:

1. Método del recíproco generalizado.
2. Método de Delay time
3. Time-term inversión
4. Tomografía sísmica.

En el caso de este estudio todos los datos se procesan usando el método de tomografía sísmica, este método permite analizar el cambio gradual de las velocidades indicando así pequeños sectores con anomalías en la velocidad de la onda p y estratos con cambio de buzamiento y superficie de erosión

**6.2.2 Método MAS-W:** El análisis multicanal de ondas de superficie (MAS-W) es uno de los métodos de levantamiento sísmico que evalúa las condiciones elásticas (rigidez) en el suelo para propósitos de ingeniería entre otros. El MAS-W primero mide las ondas sísmicas de superficie generada por varios tipos de fuentes, como martillos, analizando las velocidades de propagación de esas ondas superficiales y entonces se deduce la variación de la onda de corte ( $V_s$ ) la cual se relaciona con el módulo de corte ( $G$ ) según la siguiente fórmula.

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

, donde  $\rho$  es la densidad y  $G$  el módulo de corte

El procedimiento estándar del MAS-W consiste básicamente en 3 pasos:

1. Adquisición de datos mediante geófonos 4.5Hz que se almacenan en shot gathers de formato seg2 file.
2. Análisis de curvas de dispersión.
3. Inversión de parámetros. Se calcula la variación de la velocidad  $V_s$  respecto a la profundidad a través de modelos teóricos de dispersión los cuales son extraídos y procesados por Seisimager de geometrics.

El resultado de la inversión de parámetros para una adquisición MAS-W es un perfil de profundidad y ondas de corte. A partir de este se calculan la densidad, módulo de corte (G), módulo de elasticidad (E), coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). Los insumos sísmicos necesarios para el procesamiento son, el disparo sísmico de campo y su respectiva transformación al dominio velocidad-frecuencia donde se analiza el modo fundamental que conforman posteriormente las curvas de dispersión.

### **6.3 MÉTODOS DIRECTOS DE EXPLORACIÓN**

En la toma de muestra se utilizaron algunos de los métodos de exploración directos que se tiene para determinar diferentes parámetros que nos pueden ser utilizar al momento de definir las características de trabajo del modelo, para nuestro caso en particular usamos los siguientes.

**6.3.1 ENSAYO DE SPT:** Este ensayo según el instituto nacional de vías el SPT (standard penetration test) o ensayo de penetración estándar, es un tipo de prueba de penetración dinámica, que es empleado para realizar ensayos en terrenos que se requiere realizar un reconocimiento geotécnico.

Objetivos del ensayo de S.P.T.:

- Determinar la Compacidad y la Capacidad de Soporte del suelo no cohesivo -
- Tomar muestras representativas del suelo -
- Hallar correlación entre:
  - El número de golpes, N, medido y la compacidad
  - $\Phi$  y la resistencia a la compresión simple por medio de tablas o ábacos ya existentes

Principio del Ensayo:

El ensayo SPT se realiza en el interior de sondeos durante la perforación, consiste básicamente en contar el número de golpes (N) que se necesitan para introducir

dentro de un estrato de suelo, un toma muestras (cuchara partida hueca y cilíndrica) de 30 cm de largo, diámetro exterior de 51mm e interior 35mm, que permite realizar tomas de muestra naturalmente alterada en su interior, a diferentes profundidades (generalmente con variación de metro en metro). El peso de la masa esta normalizado, así como la altura de caída libre, siendo éstos respectivamente 63.5 kg y 76.2 cm.

Procedimiento:

El método de Penetración Estándar es el más ampliamente usado para la exploración de suelos, y comprende dos etapas:

El sondeo:

Consiste en hacer una perforación con barreno, inyección de agua o sondeo rotatorio usando un taladro con movimientos de rotación de alta velocidad y circulando agua para extraer los detritos. En los suelos firmes el sondaje se mantiene abierto por la acción del arco del suelo; en las arcillas blandas y en las arenas situadas debajo del nivel freático, el sondaje se mantiene abierto hincando un tubo de acero (tubo de entibado o camisa

El muestreo:

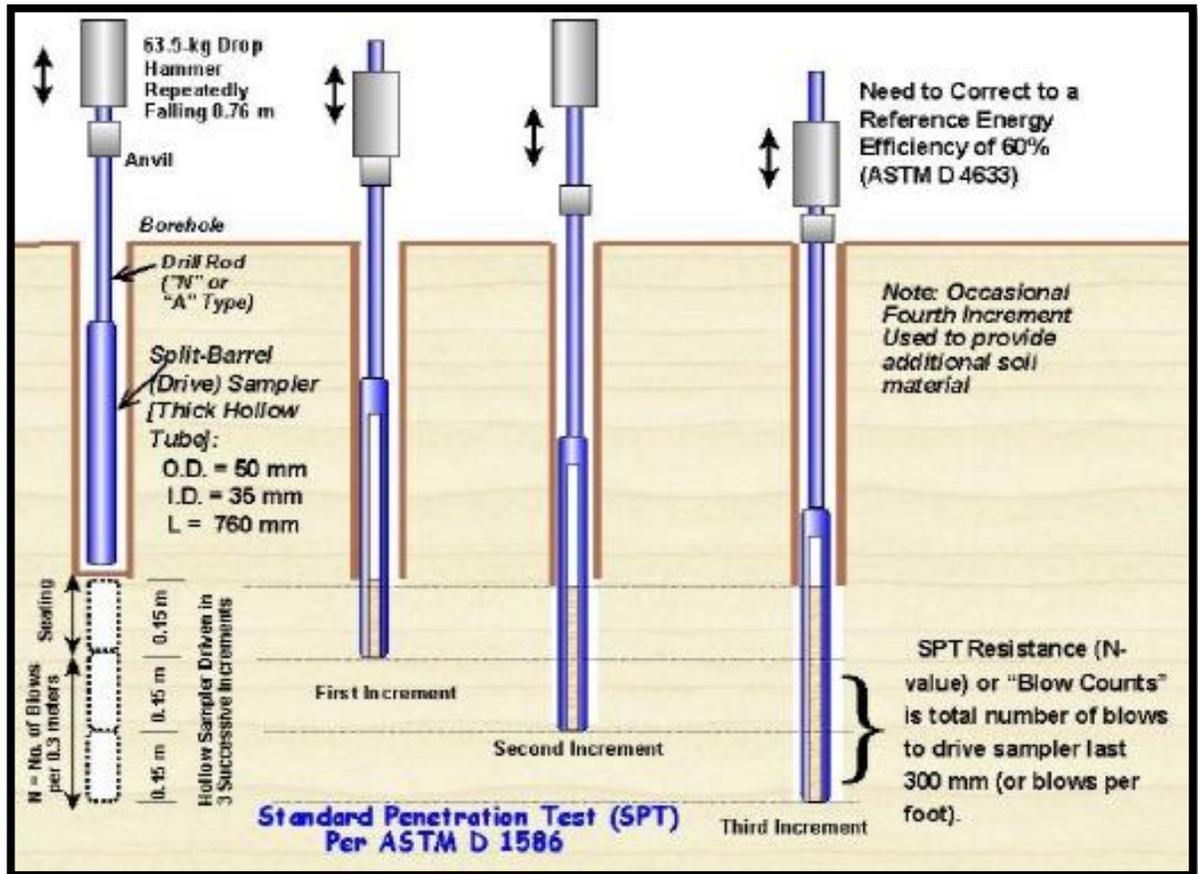
Se realiza el sondeo hasta la profundidad establecida, y a continuación se lleva al fondo de dicha perforación una cuchara normalizada que se hincan 15 cm (6"), en la capa a reconocer, a fin de eliminar la zona superficial parcialmente alterada, por efectos del procedimiento utilizado durante la ejecución del sondaje. (Ver **Figura 22**).

Se hace una señal sobre el varillaje y se cuenta el número de golpes (N) necesarios para hincar de nuevo la cuchara, la profundidad de 30 cm (12"). Utilizando la pesa de 63.5 kg con una altura de caída de 76.2 cm.

Entonces el parámetro medido será:  $N=N_1+N_2$ , donde:

N1: Es el número de golpes necesarios para hundir el toma muestras 15cm. N2: Es el número de golpes que se necesita para hundir los 15 cm. restantes de la toma muestras.

Figura 22: Esquema del ensayo de SPT



Si por algún motivo el número de golpes necesarios para hincar cualquier intervalo de 15 cm es superior a 50, entonces el resultado del ensayo deja de ser la suma que se indica anteriormente para convertirse en RECHAZO, teniéndose que anotar la longitud hincada en el tramo en el cuál se han alcanzado los 50 golpes. El ensayo se da por finalizado cuando se alcanza este valor. Finalmente se abre la cuchara partida y se toma la muestra de su interior, para realizar los ensayos correspondientes, (contenido de humedad, granulometría, límites de consistencia, peso específico). Según como lo especifica las normas en la **Figura 23**.

Las muestras recuperadas en el penetrómetro que mantienen su forma cilíndrica pueden ser usadas para pruebas de compresión sin confinamiento. Se recomienda que las muestras recuperadas del suelo se introduzcan en unos recipientes herméticos, en los que se fijaran unas etiquetas donde mencionen: localización, denominación del sondeo, fecha, número de muestra, profundidad de ensayo, resistencia a la compresión del terreno

**Figura 23:** Normas de Ensayos de Laboratorio Utilizados.

ENSAYO	NORMA
Granulometría.	NTC 77 ASTM D421 -58
Contenido de Humedad.	NTC 1495 ASTM D 2216
Límite Plástico e Índice de Plasticidad.	NTC 1493 ASTM D 4318
Límite Líquido.	NTC 1494 ASTM D 4318
Peso Unitario	ASTM D 2937-71
Clasificación.	NTC 1504 ASTM D 2487

## 7 PRESENTACIÓN PRUEBAS REALIZADAS

Se presenta un resumen de todas las pruebas que se realizaron en el predio *el Reposo* donde se efectúa este estudio para la interpretación de las características que posee el terreno de análisis.

Para poder generar una mayor precisión de las características del coluvión y poder generar una caracterización confiable se procuró realizar las pruebas en un área determinada del predio, como se puede ver en la **Figura 24**.

**Figura 24:** Localización Ensayos.



### 7.1 SONDEOS ELÉCTRICOS VERTICALES – SEV

**7.1.1 SEV-1:** LOCALIZACIÓN: talud inferior sector bajo **Figura 24**

PROFUNDIDAD INVESTIGADA:  $AB/2 = 133.33$  m.

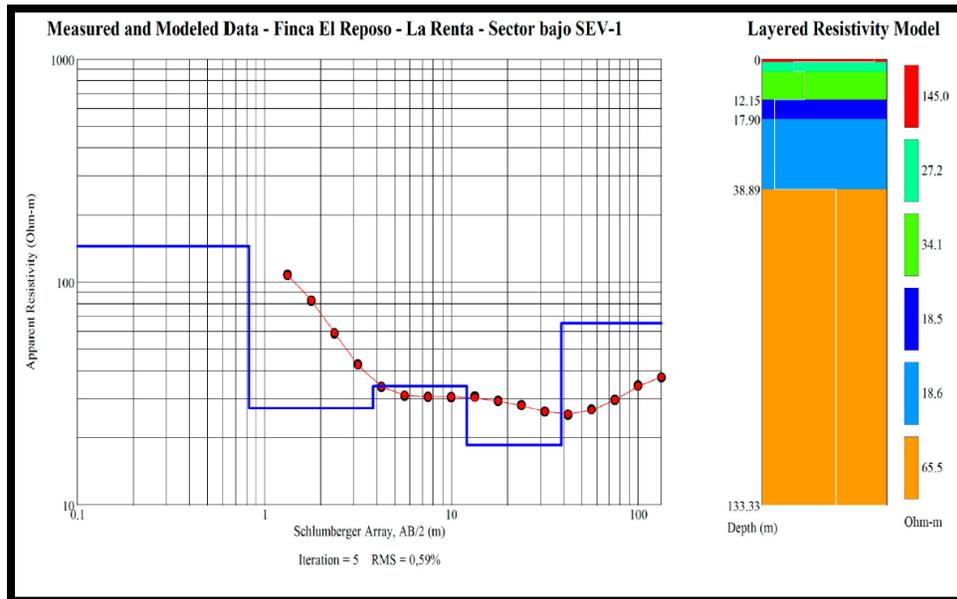
TERRENO: Plano ondulado

COORDENADAS: X = 1'281.323, Y = 1'083.988, Z = 648 msnm.

**Tabla 5:** Datos Sondeo Eléctrico Vertical **SEV-1**

Profundidad (m) Desde - Hasta	Unidad Geoeléctrica	Resistividad (Ohm - m)	Correlación Hidrogeológica
0.00 - 0.75	I	145	Suelo arcillo-arenoso con la presencia de fragmentos de areniscas.
0.75 - 3.50	II	27	Depósito coluvial de bloques de areniscas embebidos en una matriz arcillo-arenosa.
3.50 - 12.15	III	34	Depósito coluvial de bloques de areniscas embebidos en una matriz areno-arcillosa. Húmedo.
12.15 - 17.90	IV	18,5	Depósito coluvial de bloques de areniscas embebidos en una matriz areno-arcillosa. Muy húmedo.
17.90 - 38.89	V	18,6	Depósito coluvial de bloques de areniscas embebidos en una matriz areno-arcillosa. Muy húmedo.
38.89 - 133.33	VI	66	Basamento cretácico compuesto por lutitas carbonosas. Fm Umir

**Figura 25:** Curva Sondeo Eléctrico Vertical **SEV-1**



**7.1.2 Observación SEV-1:** La presente sección Geoeléctrica presenta un depósito coluvial de bloques, guijarros de areniscas embebidos en una matriz areno-arcillosa suprayaciendo rocas de edad Cretácica, compuestas por intercalaciones de shales carbonosos, micáceos, lutitas carbonosas con nódulos ferruginosos, limolitas intercaladas con areniscas. También es común la presencia de capas explotables de carbón. Estas rocas cretácicas presentan fracturamiento y meteorización hacia el tope de la columna estratigráfica y se correlacionan con la Formación Umir.

La información de resistividad da la evidencia de un posible acuífero ubicado en las Unidades Geoeléctricas III, IV y V.

**7.1.3 SEV -2: LOCALIZACIÓN:** talud inferior sector intermedio **Figura 24**

**PROFUNDIDAD INVESTIGADA:** AB/2 = 133.33 m.

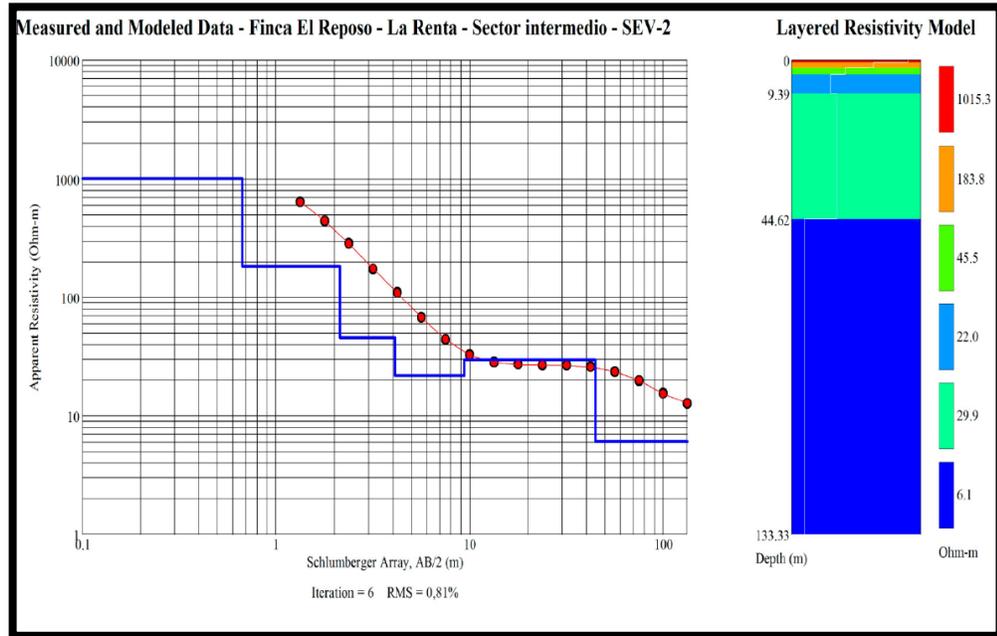
**TERRENO:** Plano ondulado

**COORDENADAS:** X = 1'281.373, Y = 1'084.019, Z = 668 msnm.

**Tabla 6:** Datos Sondeo Eléctrico Vertical **SEV-2**

Profundidad (m) Desde - Hasta	Unidad Geoeléctrica	Resistividad (Ohm – m)	Correlación Hidrogeológica
0.00 - 0.60	I	1015	Suelo arenoso con la presencia de fragmentos de areniscas.
0.60 - 2.10	II	184	Depósito coluvial de bloques de areniscas embebidos en una matriz areno-arcillosa.
2.10 - 4.10	III	46	Depósito coluvial de bloques de areniscas embebidos en una matriz arcillo-arenosa.
4.10 - 9.39	IV	22	Depósito coluvial de bloques de areniscas embebidos en una matriz areno-arcillosa. Muy húmedo.
9.39 - 44.62	V	30	Depósito coluvial de bloques de areniscas embebidos en una matriz areno-arcillosa. Húmedo.
44.62 – 133.33	VI	6	Basamento cretácico compuesto por lutitas carbonosas. Muy húmedo. Fm Umir

**Figura 26:** Curva Sondeo Eléctrico Vertical **SEV-2**



**7.1.4 Observación SEV-2:** La presente sección Geoeléctrica presenta un depósito coluvial de bloques, guijarros de areniscas embebidos en una matriz areno-arcillosa suprayaciendo rocas de edad Cretácica, compuestas por intercalaciones de shales carbonosos, micáceos, lutitas carbonosas con nódulos ferruginosos, limolitas intercaladas con areniscas. También es común la presencia de capas explotables de carbón. Estas rocas cretácicas presentan fracturamiento y meteorización hacia el tope de la columna estratigráfica y se correlacionan con la Formación Umir.

La información de resistividad da la evidencia de un posible acuífero ubicado en las Unidades Geoeléctricas IV, V y VI.

**7.1.5 SEV -3:** LOCALIZACIÓN: Parte alta talud inferior **Figura 24**

PROFUNDIDAD INVESTIGADA:  $AB/2 = 133.33$  m.

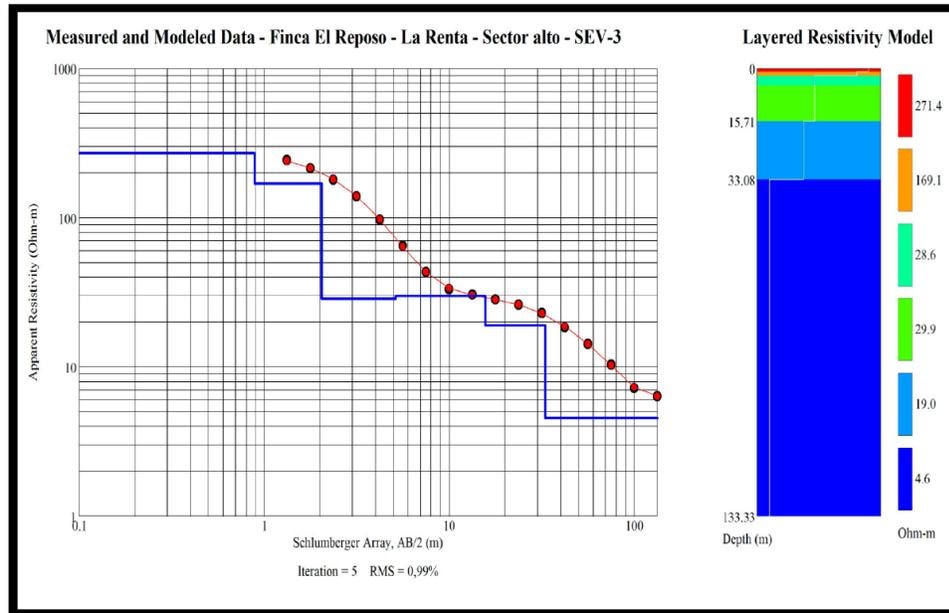
TERRENO: Plano ondulado

COORDENADAS: X = 1'281.437, Y = 1'084.028, Z = 687 msnm

**Tabla 7:** Datos Sondeo Eléctrico Vertical **SEV-3**

Profundidad (m) Desde - Hasta	Unidad Geoeléctrica	Resistividad (Ohm – m)	Correlación Hidrogeológica
0.00 - 1.00	I	271	Suelo areno-arcilloso con fragmentos de areniscas.
1.00 - 2.10	II	169	Depósito coluvial de bloques de areniscas embebidos en una matriz areno-arcillosa.
2.10 - 5.20	III	29	Depósito coluvial de bloques de areniscas embebidos en una matriz arcillo-arenosa.
5.20 - 15.71	IV	30	Depósito coluvial de bloques de areniscas embebidos en una matriz arcillo-arenosa.
15.71 - 33.08	V	19	Depósito coluvial de bloques de areniscas embebidos en una matriz areno-arcillosa. Muy húmedo.
33.08 – 133.33	VI	5	Basamento cretácico compuesto por lutitas carbonosas. Muy húmedo. Fm Umir

**Figura 27:** Curva Sondeo Eléctrico Vertical **SEV-3**



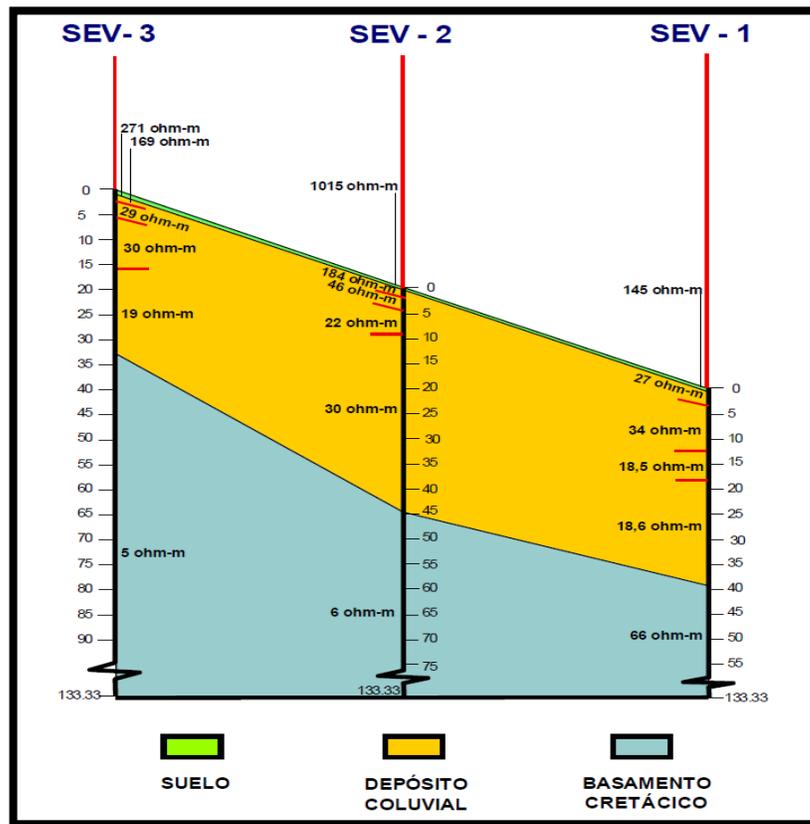
**7.1.6 Observación SEV-3:** La presente sección Geoeléctrica presenta un depósito coluvial de bloques, guijarros de areniscas embebidos en una matriz areno-arcillosa suprayaciendo rocas de edad Cretácica, compuestas por intercalaciones de shales carbonosos, micáceos, lutitas carbonosas con nódulos

ferruginosos, limolitas intercaladas con areniscas. También es común la presencia de capas explotables de carbón. Estas rocas cretácicas presentan fracturamiento y meteorización hacia el tope de la columna estratigráfica y se correlacionan con la Formación Umir.

La información de resistividad da la evidencia de un posible acuífero ubicado en las Unidades Geoeléctricas V y VI.

**7.1.7 Perfil según sondeo Eléctrico vertical:** De los perfiles verticales se puede realizar una estimación de los espesores de la formación Coluvial que se tiene en el sector como lo muestra la **Figura 28**, esto nos permite determinar que los espesores del coluvión en este sector están aumentando al bajar en la pendiente topográfica del terreno.

**Figura 28:** Perfil Geoeléctrico Esquemático entre los Sondeos Eléctricos Verticales Realizados



En este caso en particular poseemos un terreno con una gran cantidad de humedad que genera que las lecturas contenidas tengan una resistividad muy baja lo cual no permite una adecuada estimación de los cambios de frontera de las diferentes capas geológicas o de la formación coluvial con respecto a la formación roca UMIR; por tal motivo este método de investigación no es recomendado para estimar los espesores de este tipo de formaciones, por ende los espesores arrojados por el estudio no son relevantes y no se tendrán en cuenta en las consideraciones de los espesores de la formación coluvial.

## **7.2 TOMOGRAFÍA ELÉCTRICA 2D**

LOCALIZACIÓN: Paralelo Vía a Barrancabermeja sobre el costado izquierdo en la finca El Reposo (Ver **Figura 24**)

TERRENO: ligeramente inclinado.

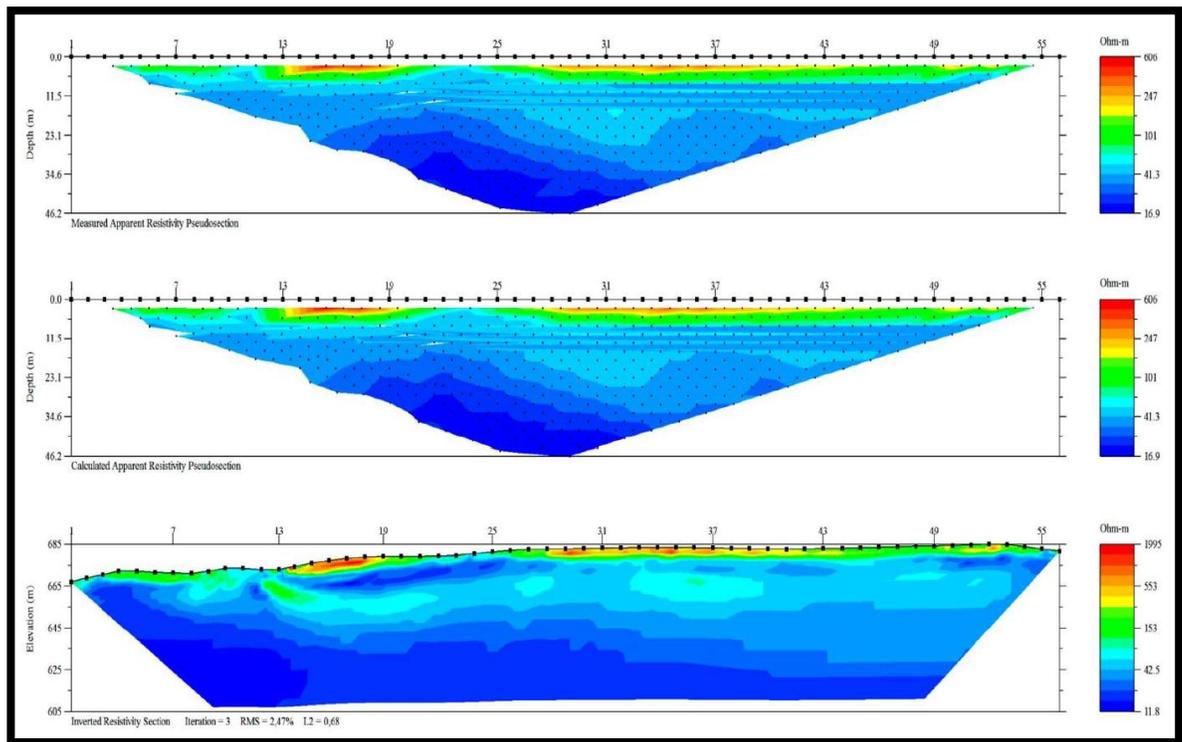
RUMBO TOMOGRAFÍA: SW-NE

COORDENADAS ELÉCTRODO 1 TOMOGRAFÍA: X = 1'281.347, Y = 1'083.779

COORDENADAS CENTRO TOMOGRAFÍA: X = 1'281.418, Y = 1'083.893

COORDENADAS ELÉCTRODO 56 TOMOGRAFÍA: X = 1'281.495, Y = 1'084.005

**Figura 29:** Imagen 2D de inversión y modelamiento de la tomografía Geoelectrica 2D



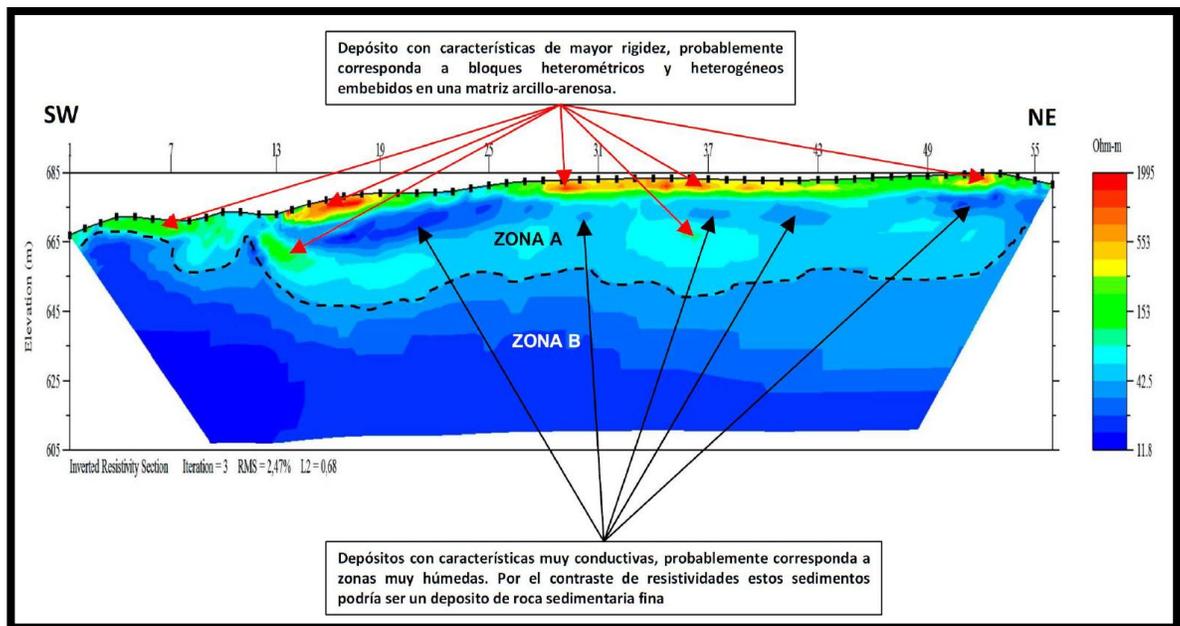
Se detecta un contraste de impedancia en los valores de resistividad, el cual corresponde a una variación composicional de la sección estudiada.

La parte superior de la **Figura 30** (Zona A) corresponde a valores de resistividad entre los 15 y 1200  $\Omega$ -m, con espesor variable de 15 a 34 m predominando el espesor hacia este último, solo hacia la posición de los electrodos 1-12 su espesor varía de 4 a 15m. Este sector litológicamente corresponde a un depósito coluvial conformado por bloques y guijarros de areniscas embebidos en una matriz arenarcillosa.

La parte inferior de la **Figura 30** (Zona B) corresponde a valores de resistividad entre 15 y 45  $\Omega$ -m, y corresponde litológicamente a rocas de edad Cretácica, compuestas por intercalaciones de shales carbonosos, micáceos, lutitas carbonosas con nódulos ferruginosos, limolitas intercaladas con areniscas. También es común la presencia de capas explotables de carbón. Estas rocas cretácicas presentan fracturamiento y meteorización hacia el tope de la columna estratigráfica y se correlacionan con la Formación Umir.

En el depósito coluvial se presentan anomalías puntuales con características muy conductivas (azul claro a oscuro), probablemente correspondan a zonas muy húmedas.

**Figura 30:** Imagen 2D de Tomografía Eléctrica.

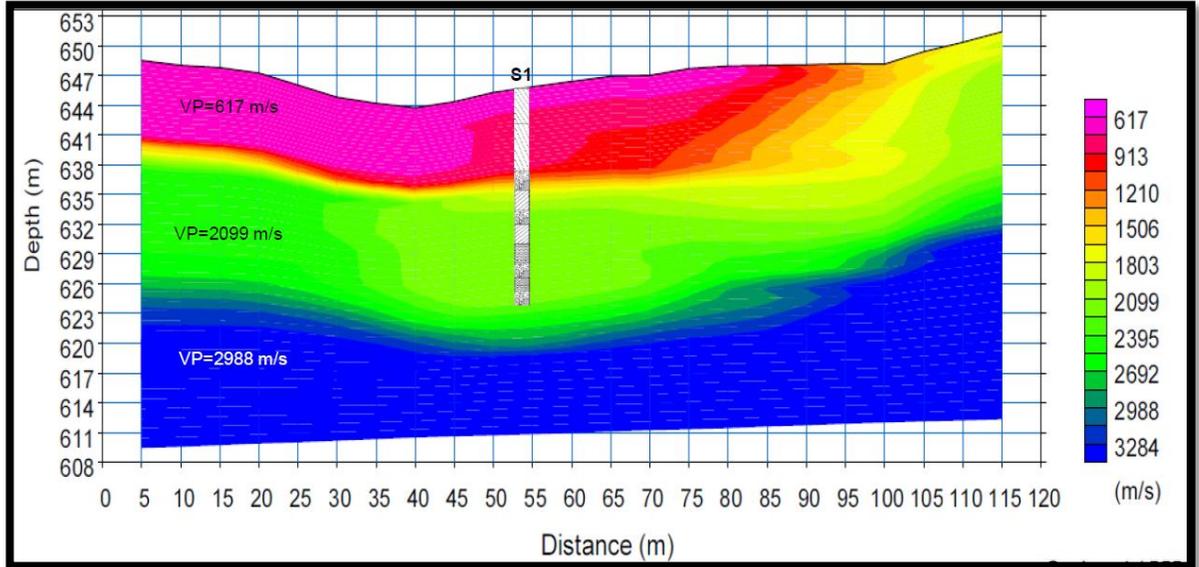


### 7.3 ENSAYOS GEOFÍSICOS (MÉTODOS INDIRECTOS)

A continuación, se presentan los resultados de la exploración geofísica desarrollada mediante refracción sísmica y ensayos de MAS-W.

**7.3.1 Método Tomografía sísmica:** La refracción sísmica permite identificar los cambios de estratificación mediante las variaciones de la densidad de las capas existentes bajo la línea, esta se presenta a través de una tomografía de velocidades sísmicas; a continuación, se expone la tomografía resultante en la **Figura 31.**

**Figura 31:** Tomografía Sísmica



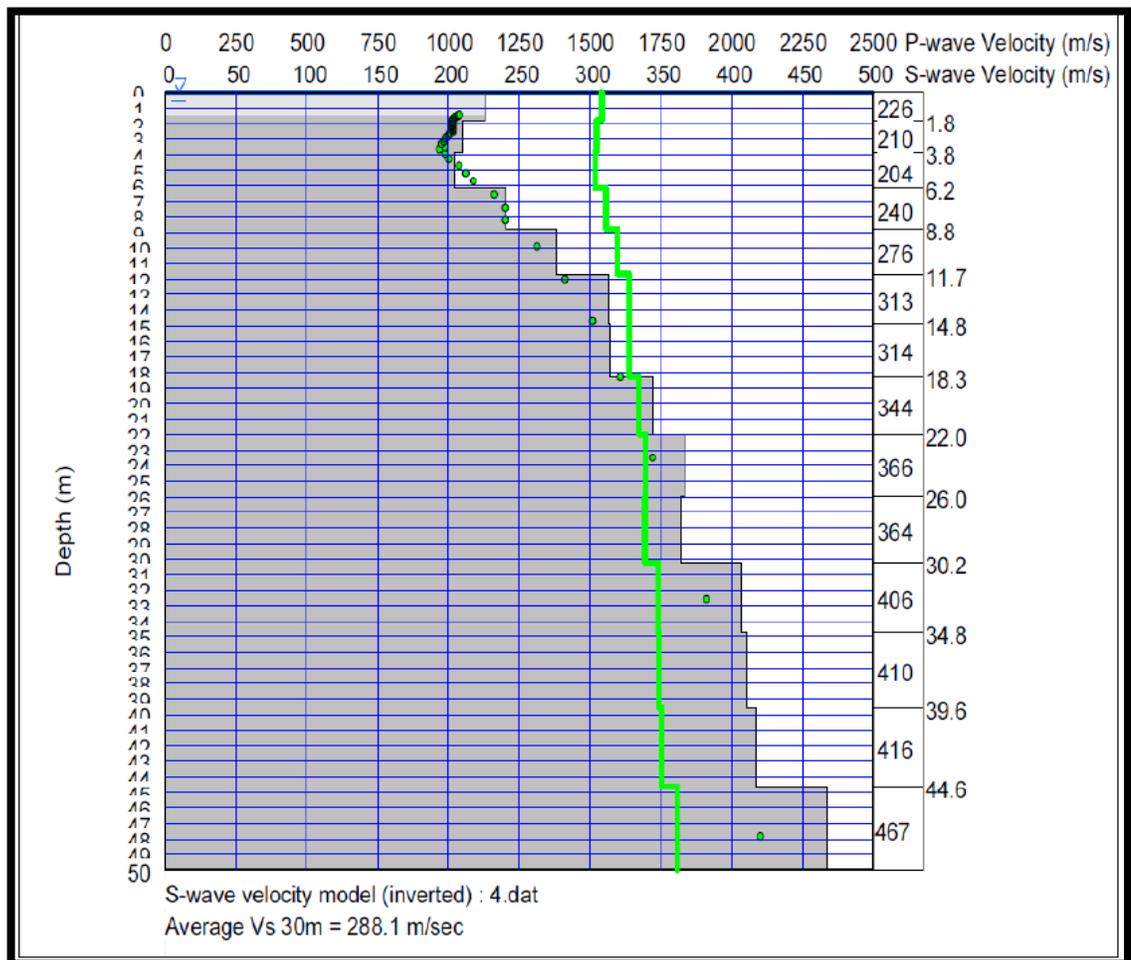
La tomografía sísmica desarrollada presenta un longitud igual a 115 metros y 42 metros de profundidad, en ella se delimitaron tres capas o litologías características, inicialmente se denota una capa con espesor variable entre 4.0 y 6.0 metros, la velocidad de onda longitudinal característica de esta capa corresponde a 617 m/s, bajo esta capa se localiza un segundo estrato con velocidad de onda P igual a 2099 m/s, esta capa presenta un espesor variable entre 10 y 15 metros, finalmente se identifica una capa con velocidad de onda longitudinal igual a 2988 m/s esta capa se extiende hasta una profundidad de 42 metros.

Al realizar la comparación de los resultados de la línea de refracción sísmica con el perfil estratigráfico delimitado mediante el sondeo a rotoperCUSión y la referenciación geológica, se define que las dos capas delimitadas en los primeros 21 metros de la tomografía sísmica corresponden a un depósito coluvial, la capa marcada con color magenta que se extiende a 6 metros de profundidad corresponde a un depósito coluvial matriz soportado compuesto principalmente por arcillas de baja plasticidad, posteriormente se localiza un aumento de la velocidad de onda P, de acuerdo al perfil estratigráfico se localizan intercalaciones de areniscas con arcillas y arenas, esto indica que la composición del depósito

coluvial cambia de matriz soportado a clasto soportado con cantos de areniscas con tamaños entre 1.0 y 2.0 metros, finalmente se encuentra una velocidad de onda cercana a los 3000 m/s esta corresponde a las rocas de la Formación La Luna compuestas por shales y calizas.

**7.3.2 Método MAS-W:** El método de **MAS-W** permite determinar un perfil de onda S como se puede ver en la **Figura 32** en este encontramos el perfil de corte del ensayo MASW

**Figura 32:** Perfil de corte MASW



En ensayo MASW se desarrolló en una cota 20 metros más alta que la refracción sísmica, en este ensayo se identifica que la velocidad de onda cortante aumenta

gradualmente desde una magnitud de 210 m/s hasta una magnitud de 467 m/s; en ella se expone una capa a una profundidad de 8.8 metros, esta capa corresponde al depósito principalmente matriz soportado, posteriormente se localiza otro cambio significativo a 30.2 metros, esto indica que el depósito clasto soportado se encuentra entre 8.8 metros y 30.2 metros , entre 30.2 metros y 44.6 se define un tercer cambio importante en la velocidad de onda cortante esta capa corresponde a la transición del suelo residual de la Formación La Luna y finalmente bajo los 44.6 metros se encuentran las rocas de la Formación la Luna, el ensayo MASW también permite definir la VS30 promedio con el fin de identificar la categoría del perfil de suelo de acuerdo a la NSR-10, de acuerdo a la tabla A-2-4-1 de la NSR-10 la litología identificada corresponde a perfil de suelo tipo D, perfil de suelo rígido con valor de velocidad de onda cortante entre 360 m/s y 180 m/s.

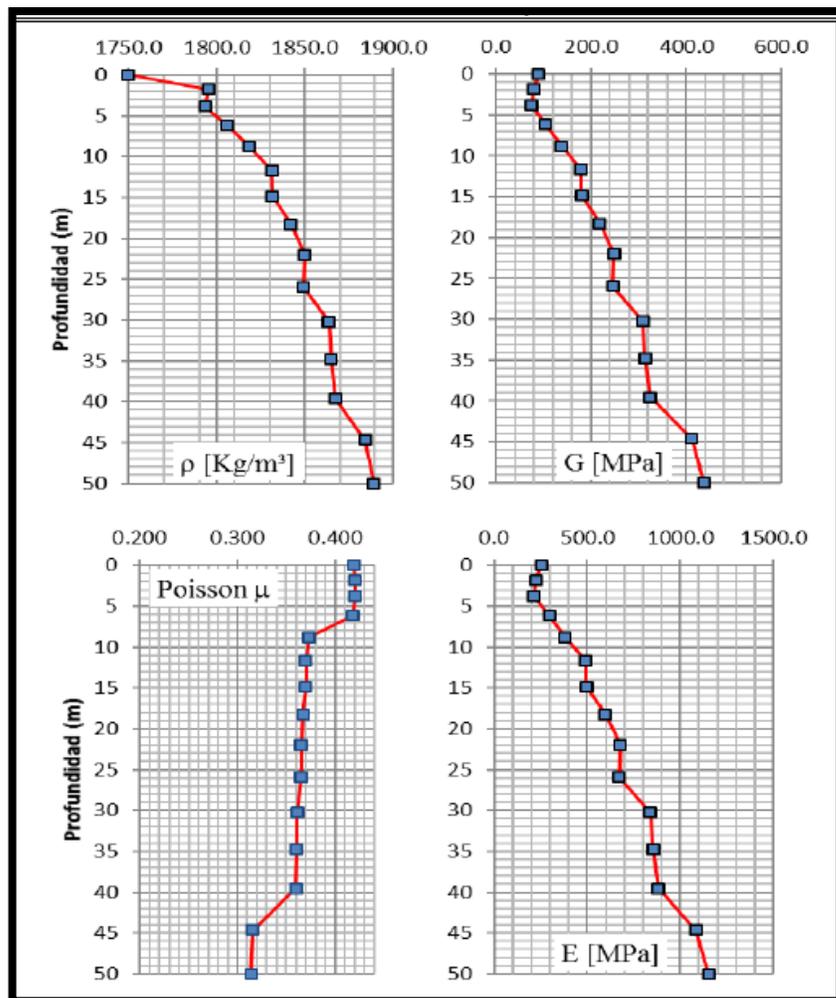
**7.3.2.1 Estimación de los Módulos en base a MAS-W:** Adicional al análisis de la velocidad de onda P se establece el análisis y los resultados inferidos mediante la velocidad de onda cortante Vs, es posible definir los módulos de corte del suelo, las ecuaciones utilizadas para este se presentan en la **Tabla 8**.

**Tabla 8:** Ecuaciones para determinar módulos dinámicos mediante ensayos sísmicos.

<b>Módulo de Elasticidad</b> [Mpa]	<b>Módulo de Corte</b> [Mpa]	<b>Relación de Poisson</b> (Adimensional)
$E = \frac{\rho * (3 * Vp^2 - 4 * Vs^2)}{\frac{Vs^2}{Vs^2 - 1}}$	$G = \rho * Vs^2$	$v = \frac{Vp^2}{\frac{(2 * Vs^2 - 1)}{(Vs^2 - 1)}}$

Los resultados de dichos módulos se exponen en la **Figura 33**.

**Figura 33:** Gráfica de los módulos dinámicos del suelo para el MASW



## 7.4 MÉTODOS DIRECTOS DE EXPLORACIÓN

Para realizar un chequeo en las interpretaciones de los muestreos indirectos realizados es necesario realizar muestreo directo que permita una verificación, por consiguiente se realizaron las siguientes exploraciones.

**7.4.1 Perforación:** Se realizó una perforación a una profundidad de 20 metros para poder realizar el chequeo de la refracción sísmica y de las Tomografía Eléctrica, los datos arrojados por la perforación se pueden ver en la **Figura 34**.



## 8 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DE ANÁLISIS

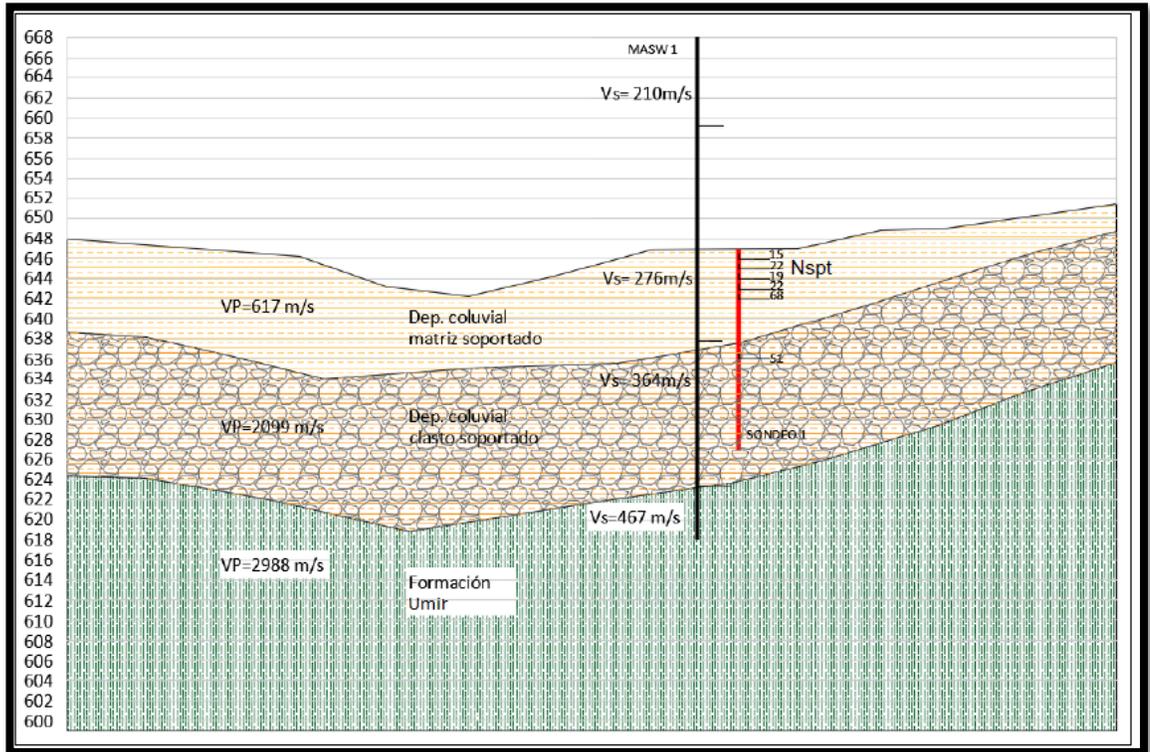
Teniendo todos los resultados de los diferentes métodos de investigación utilizados procedemos a definir los parámetros necesarios para el modelamiento del talud, ya que las variaciones en los suelos son considerables, tomamos unos rangos y definimos unas capas para la mejor aproximación del suelo y sus características.

**Tabla 9:** Parámetros de Análisis.

CAPAS	ESPESOR APROX. m	Vp m/s	Vs m/s	Relación de parámetros en base de Vp y Vs				Apiques y Perforación		Ensayo de Corte Directo	
				$\gamma$ Kg/m <sup>3</sup>	G Mpa	Poisson (v)	E Mpa	$\gamma$ Kg/m <sup>3</sup>	Clasificación U.S.C	$\phi$ °	C Ton/m <sup>2</sup>
Coluvión Matriz Soportado	0.00-7.00	617	210	1,810	100	0.42	270	2,114	CL	23.67	0.336
Coluvión Clasto Soportado	7.00-25.00	2,099	276	1,840	210	0.37	600	2,400	CL - SM	24.80	0.295
Roca Fracturada Formación Umir (Ksu)	25.00-42.00	2,988	364	1,870	310	0.37	800		Roca Fracturada		
Roca Sana Formación Umir (Ksu)	42.00-xxx	3,500	467	1,890	405	0.32	1,000		Roca Macizo		

Los parámetros obtenidos de las pruebas de campo y las correlaciones estimadas para caracterización del suelo en el sector de estudio se plasman en la **Tabla 9**, adicionalmente se puede observar un modelo aproximado en la **Figura 35**.

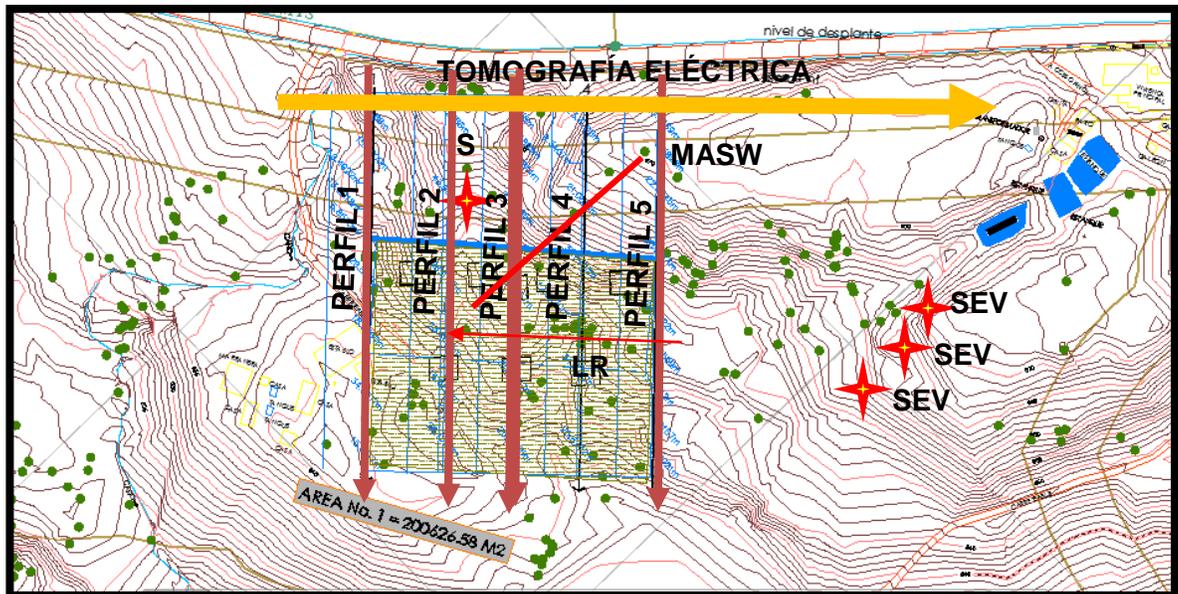
**Figura 35:** Perfil del Terreno



## 9 MODELAMIENTO DEL TALUD

El objetivo principal del proyecto corresponde a la evaluación de una cimentación para viviendas de 1 o 2 niveles teniendo en cuenta los esfuerzos producidos por el depósito coluvial existente en el predio el Reposo; Con el fin de evaluar los esfuerzos producidos en el nivel de la cimentación, se realiza una aproximación matemática a los esfuerzos producidos por el talud mediante un modelamiento a través de la metodología de elementos finitos, empleando el software Plaxis 2D (Brinkgreve), a continuación se presenta la distribución en planta de los perfiles de la localización de los perfiles y la sección transversal de cada uno de ellos, ver **Figura 36**.

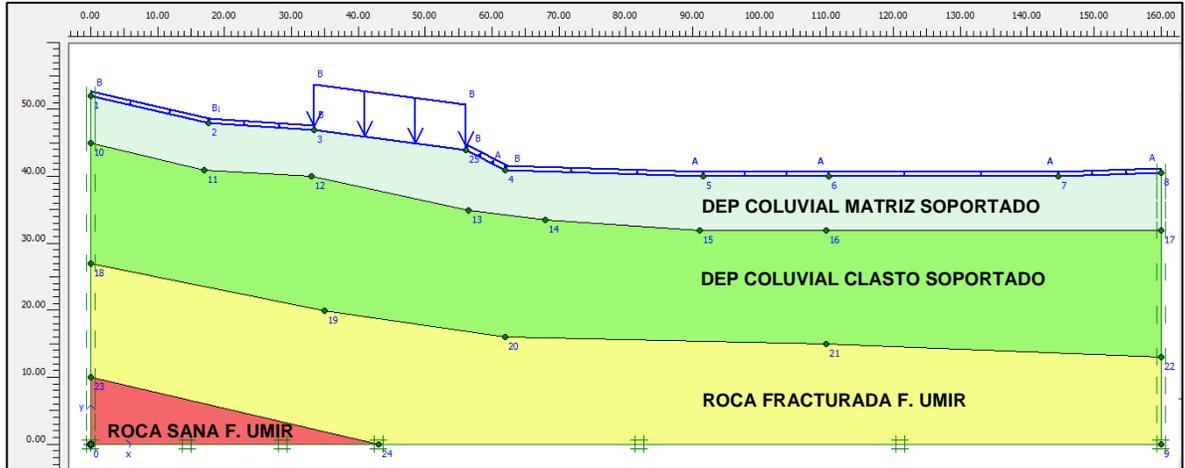
**Figura 36:** Localización de los perfiles en estudio



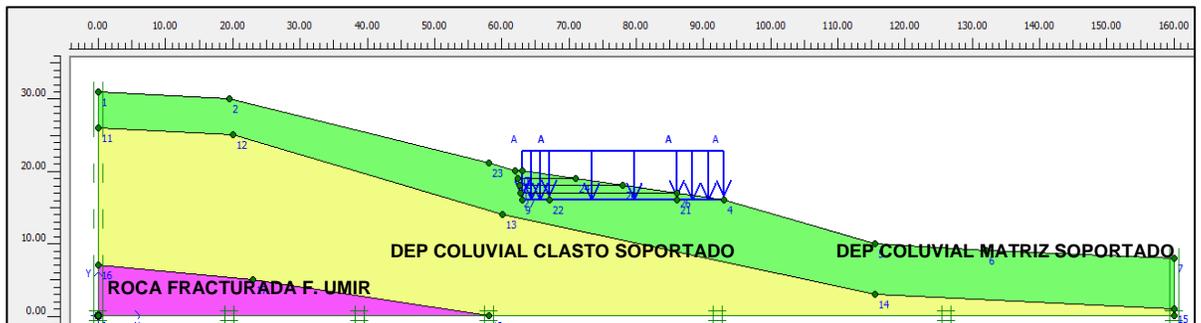
En las siguientes imágenes se encuentra el modelo conceptual de cada uno de los perfiles analizados, teniendo en cuenta la litología de los materiales los modelos se desarrollan a través del modelo constitutivo de Mohr Coulumb, en la **Figura 37**, **Figura 38**, **Figura 39**, **Figura 40** y **Figura 42** teniendo en cuenta que para la construcción de las viviendas unifamiliares se hace necesario nivelar el terreno en

los perfiles se contemplan los cortes por etapas en los perfiles que requieren este tratamiento.

**Figura 37:** Modelo conceptual del Perfil 1.



**Figura 38:** Modelo conceptual del Perfil 2.



**Figura 39:** Modelo conceptual del Perfil 3.

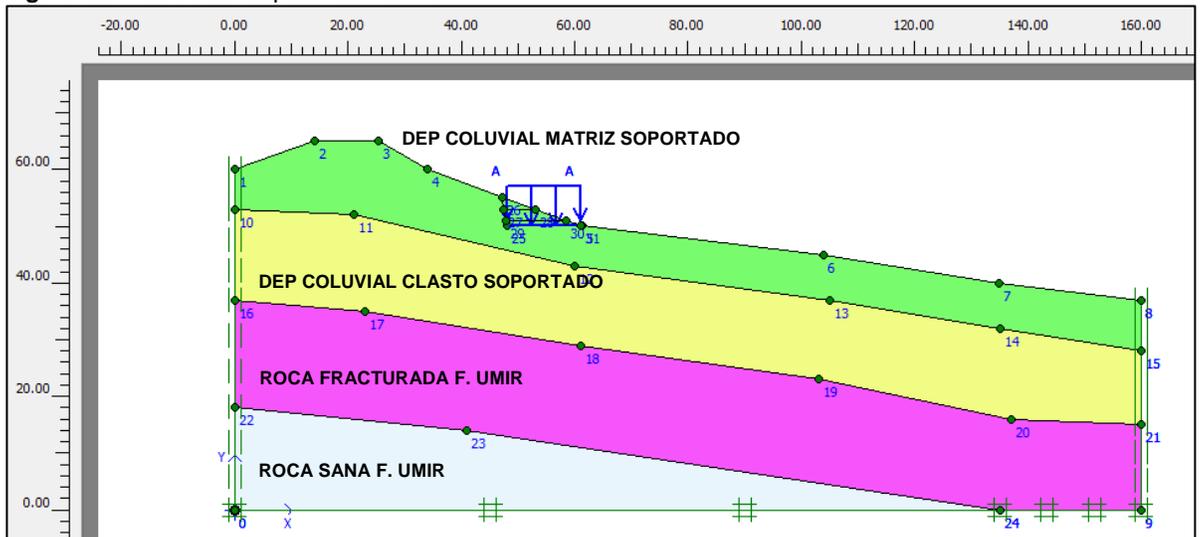


Figura 40: Modelo conceptual del Perfil 4.

Figura 41: Modelo conceptual del Perfil 4.

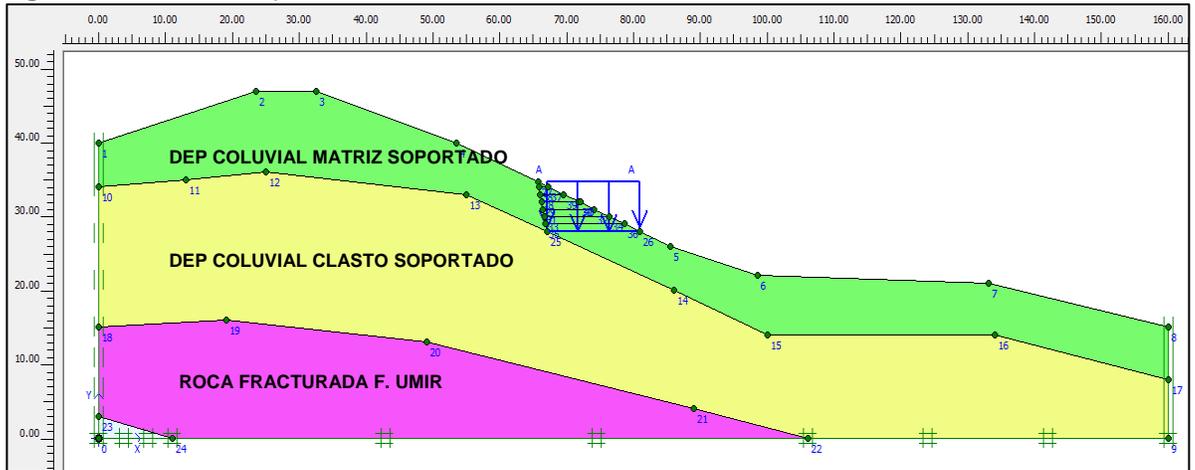
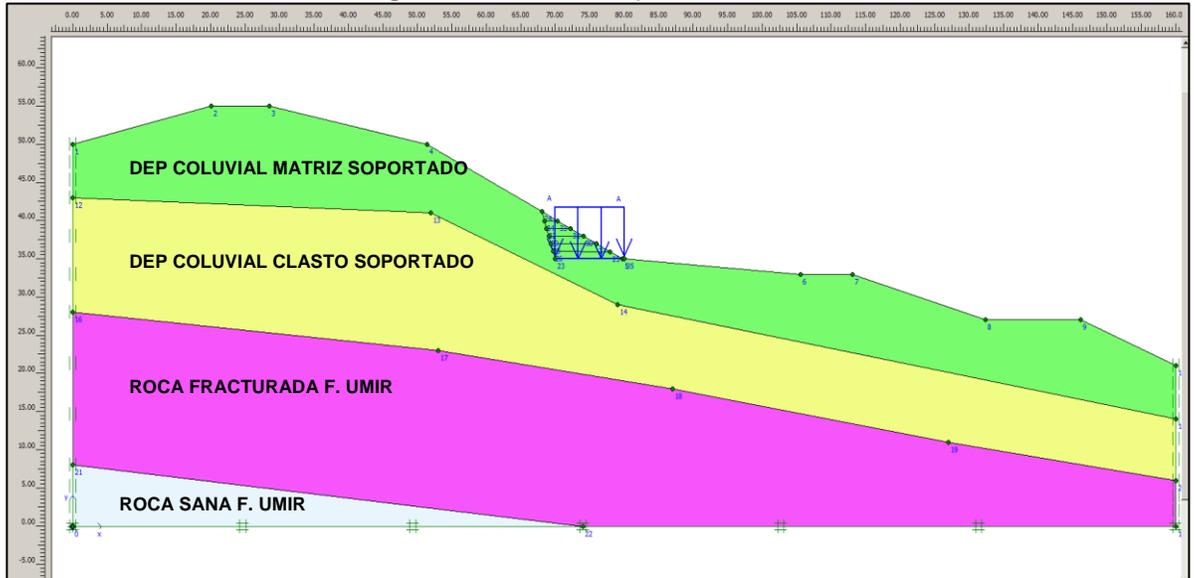


Figura 42: Modelo conceptual del Perfil 5.



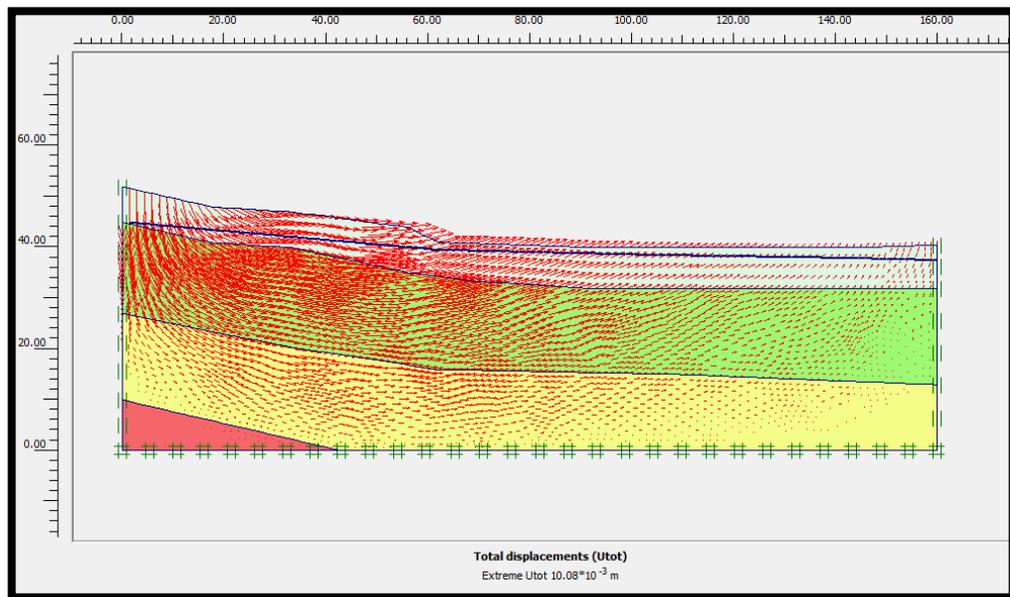
Para la ejecución de los modelos se incluyen los parámetros geotécnicos de diseño expuestos en el capítulo anterior, los cuales obedecen al modelo constitutivo de Mohr Coulomb, en cada uno de los perfiles analizados se evalúan sus deformaciones máximas, esfuerzos normales efectivos, esfuerzos normales totales y esfuerzos cortantes, a continuación, se presentan estos resultados en condiciones saturadas + sismo y en el nivel donde se ejecutará la cimentación de las viviendas unifamiliares proyectadas, para la modelación en condiciones

sísmicas se tiene en cuenta un coeficiente de aceleración sísmica  $A_a$  correspondiente a 0.25 tal como se presenta en el capítulo de condiciones de sismicidad.

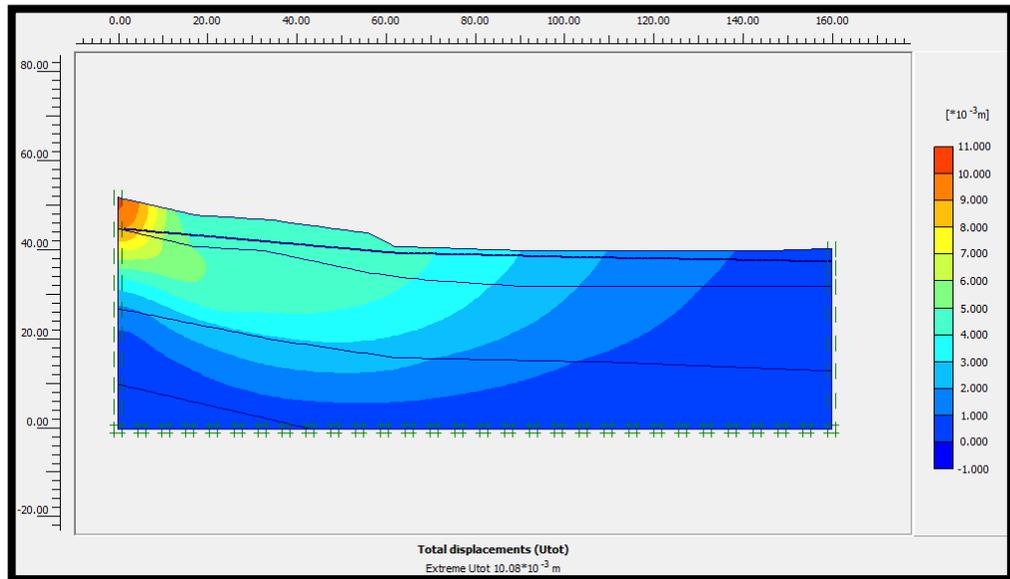
## 9.1 RESULTADOS MODELO DE ELEMENTOS FINITOS PERFIL 1

En las imágenes se observa los resultados de las deformaciones encontradas al realizar el análisis por elementos finitos para el perfil 1, teniendo en cuenta que el perfil 1 no requiere la conformación del terreno o movimientos de tierra se ejecuta el análisis en condiciones dinámicas, los resultados se evidencian en las siguientes figuras.

**Figura 43:** Resultado vectores de desplazamiento para el perfil 1 con sismo

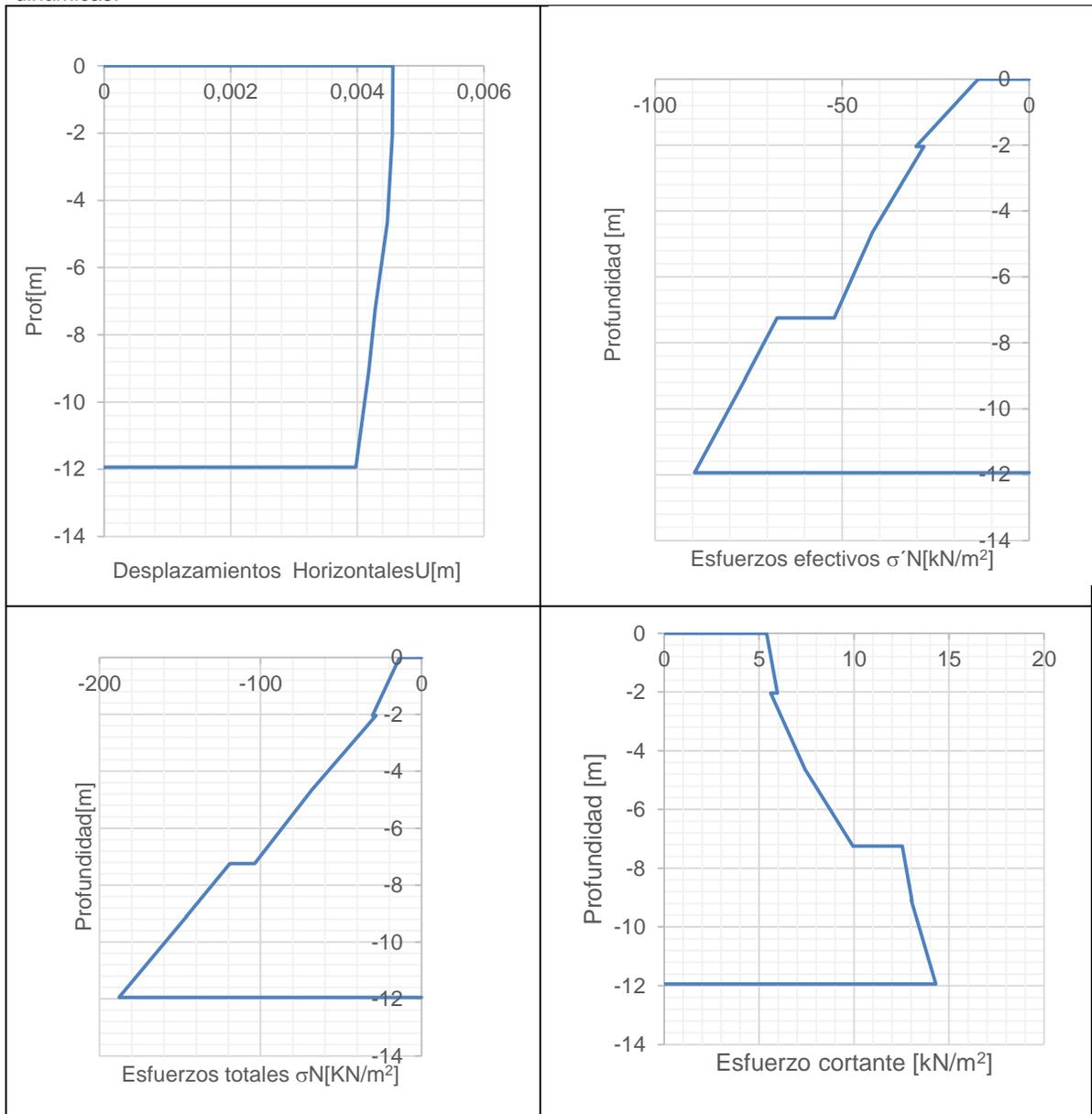


**Figura 44:** Isolneas de desplazamiento perfil 1 con sismo.



Como se evidencia en el perfil la pendiente del terreno es baja, aumenta levemente en la corona de la ladera. En la evaluación de los efectos en un talud del depósito coluvial, se conjuga no solamente el efecto del coluvión, sino también la pendiente del terreno; debido a esto las deformaciones en el sector del predio se encuentran entre 4 y 5 milímetros, el resumen de las deformaciones y esfuerzos se encuentra en la siguiente tabla:

**Tabla 10:** Resultados de los esfuerzos y las deformaciones horizontales para el perfil 1 en condiciones dinámicas.

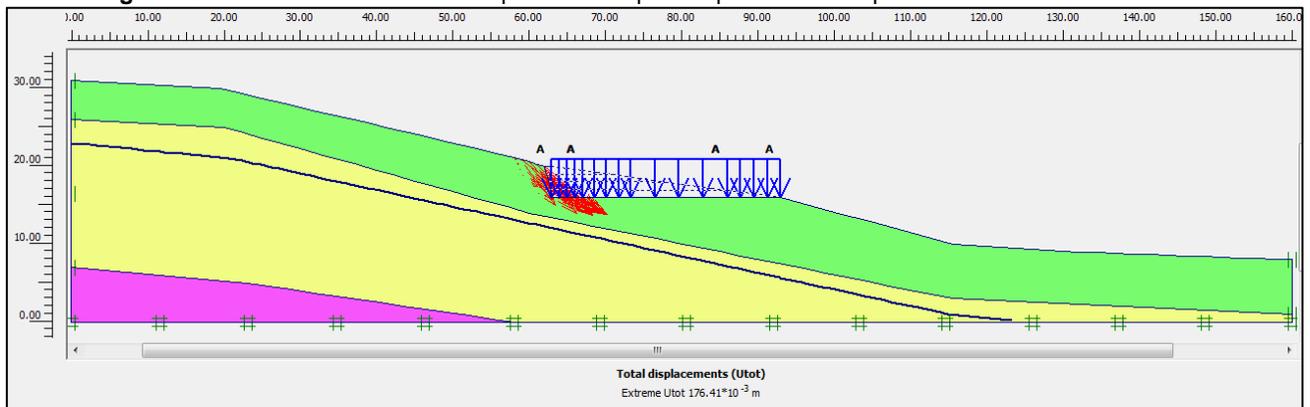


En la tabla anterior se encuentra la distribución de tensiones y deformaciones a lo largo de la sección definida para la construcción de la vivienda unifamiliar, los esfuerzos totales presentan su mayor magnitud, siendo esta **-188 KN/m<sup>2</sup>** con una deformación máxima de 4.5 mm.

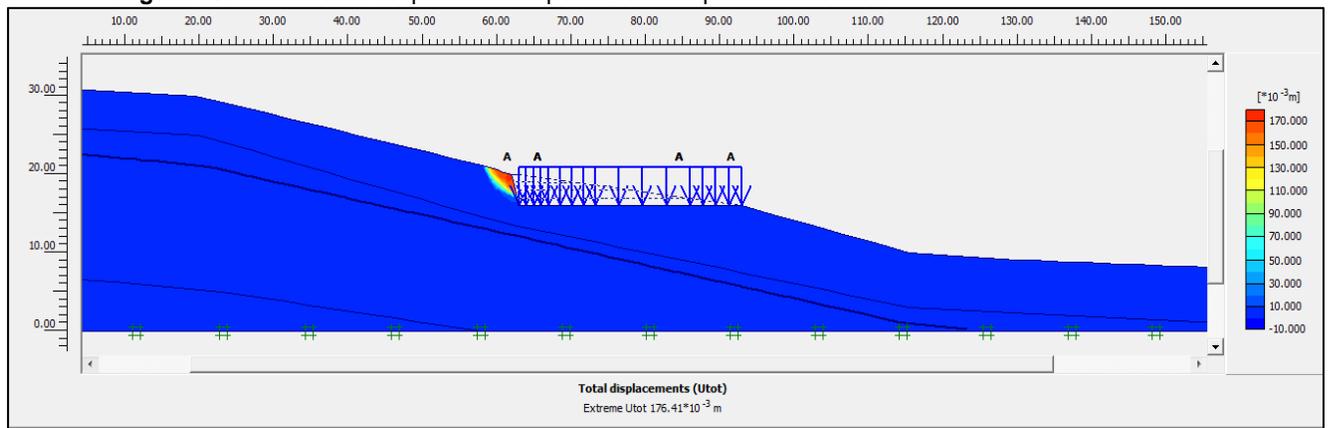
## 9.2 RESULTADOS MODELO DE ELEMENTOS FINITOS PERFIL 2

El perfil número dos se encuentra en un sector con mayor variación topográfica en el sector donde se propone el corte nombrado, se recomienda realizar el corte hasta el nivel de cimentación por etapas distribuidas en 4 cortes cada uno de un metro de altura, en las siguientes gráficas se encuentran los resultados de los esfuerzos y deformaciones al desarrollar el modelo.

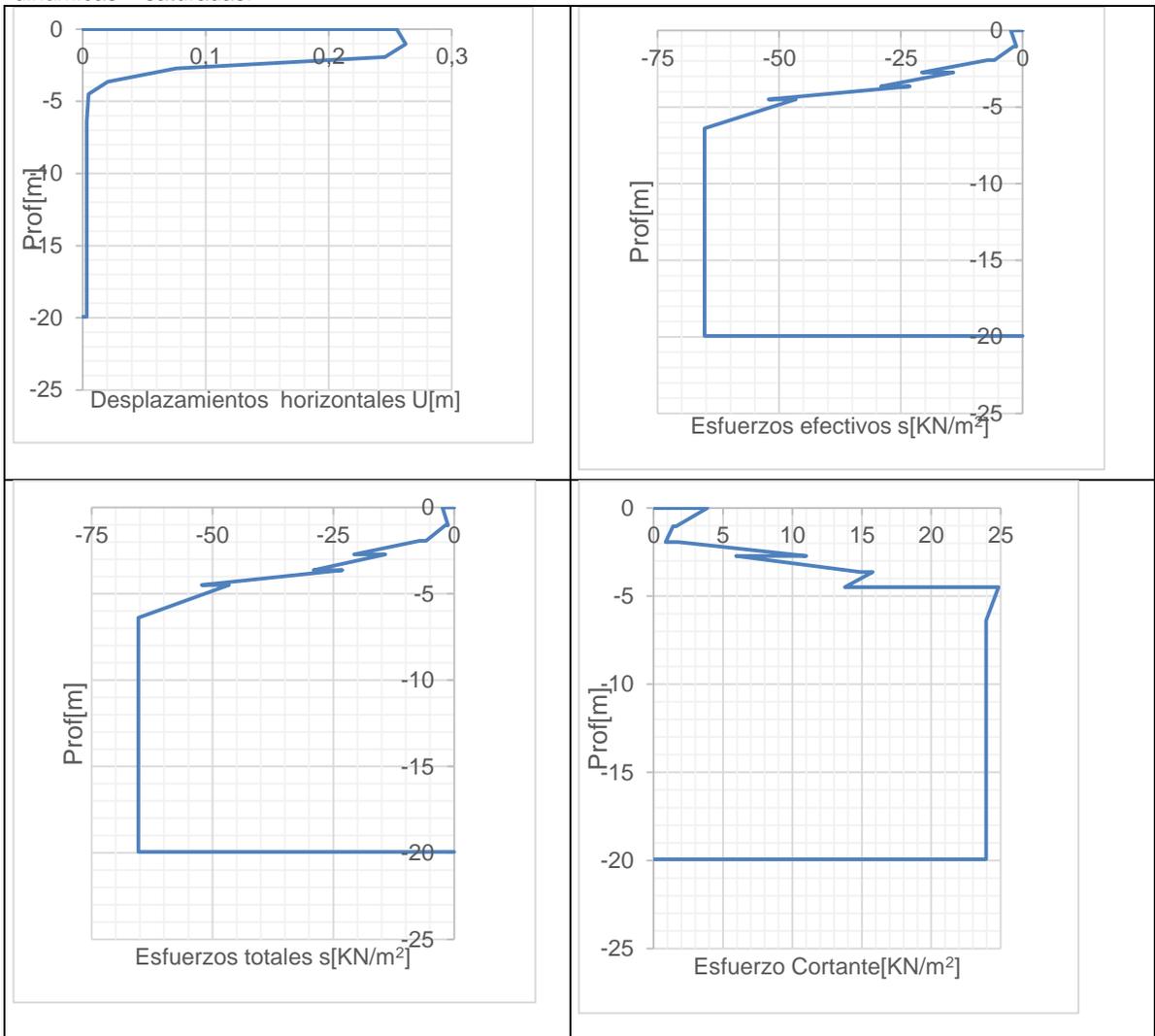
**Figura 45:** Resultado vectores de desplazamiento para el perfil 2 contemplando los cortes.



**Figura 46:** Isolneas de desplazamiento perfil 2 contemplando los cortes.

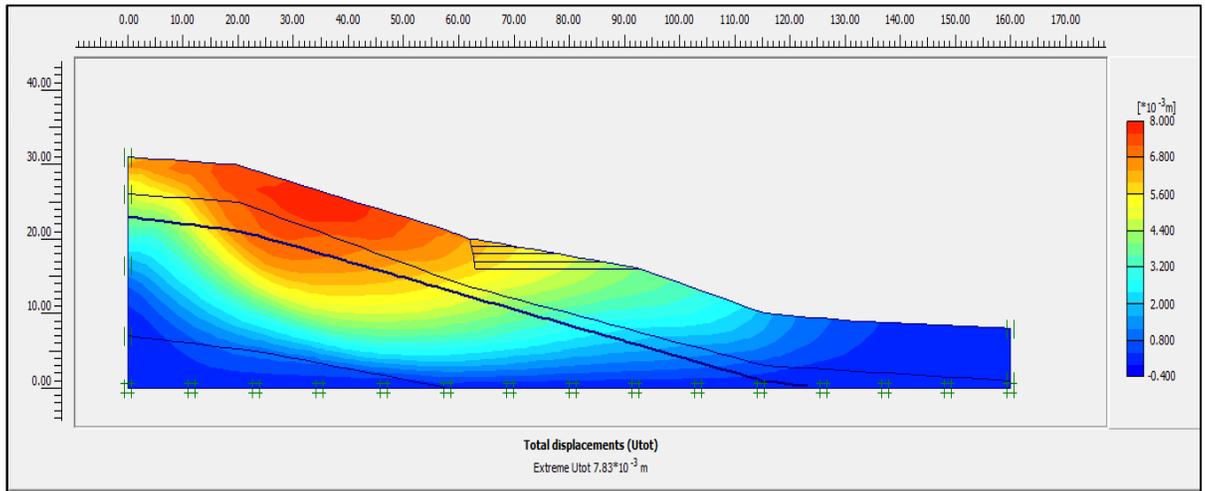


**Tabla 11:** Resultados de los esfuerzos y las deformaciones horizontales para el perfil 2 en condiciones dinámicas + saturadas.

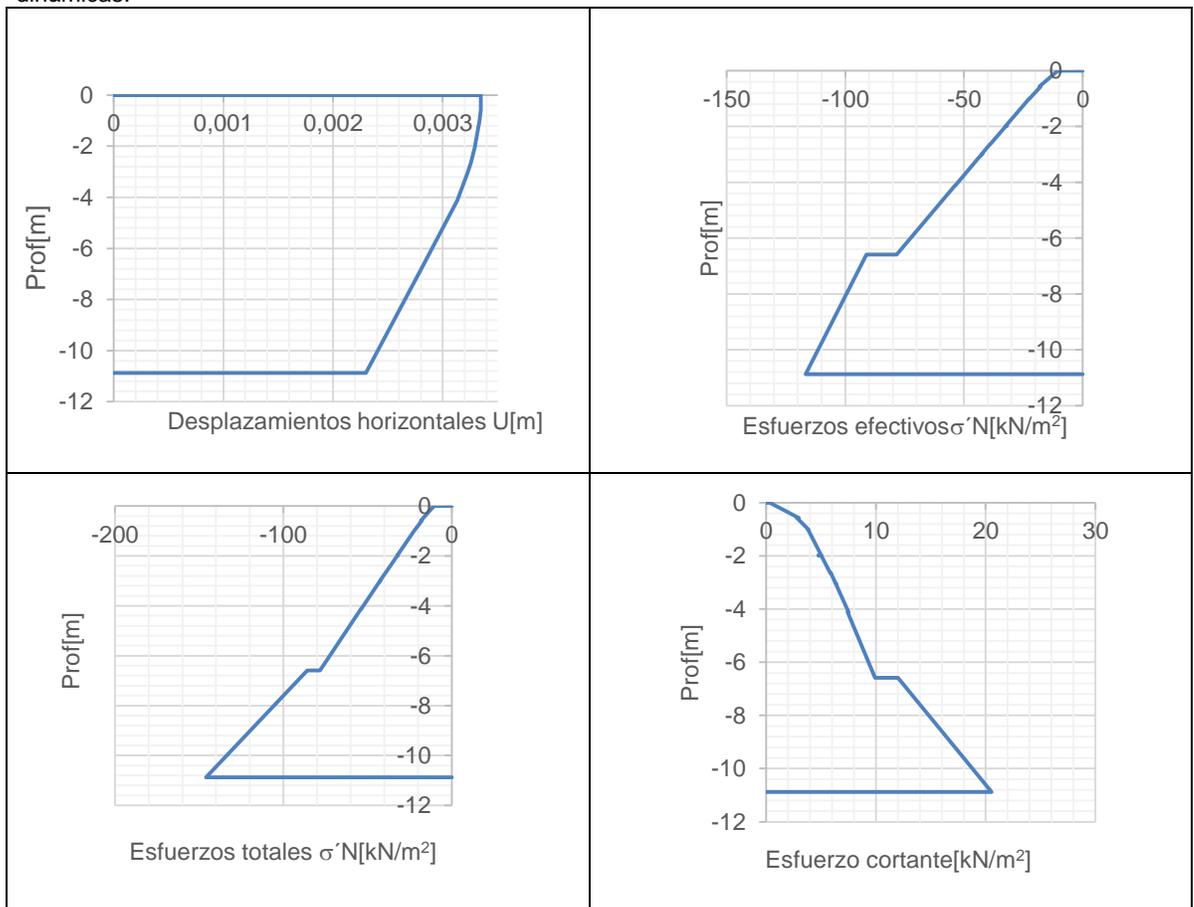


En las siguientes figuras se encuentran los resultados de la evaluación en condiciones dinámicas.

**Figura 47:** Resultado vectores de desplazamiento para el perfil 2 en condiciones dinámicas.



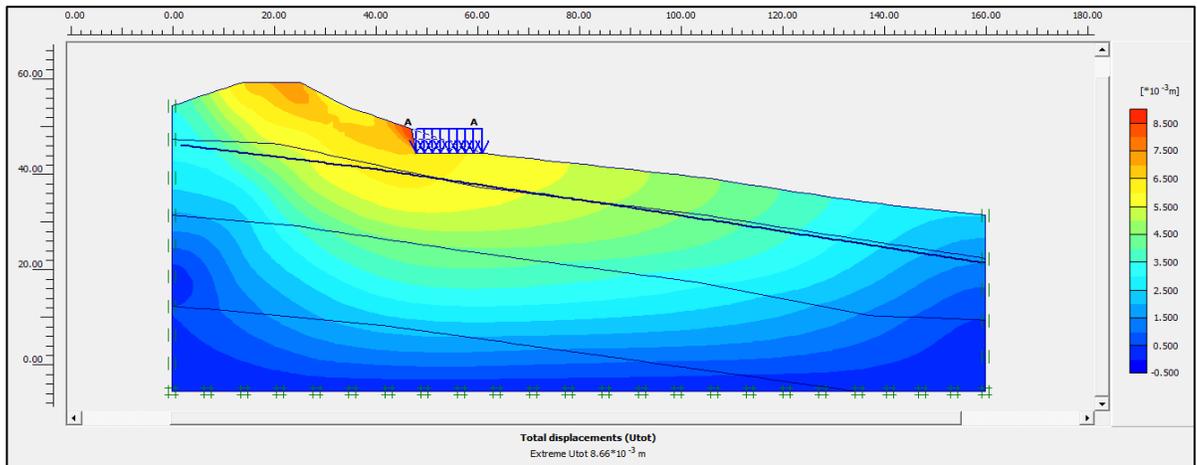
**Tabla 12:** Resultados de los esfuerzos y las deformaciones horizontales para el perfil 2 en condiciones dinámicas.



### 9.3 RESULTADOS MODELO DE ELEMENTOS FINITOS PERFIL 3

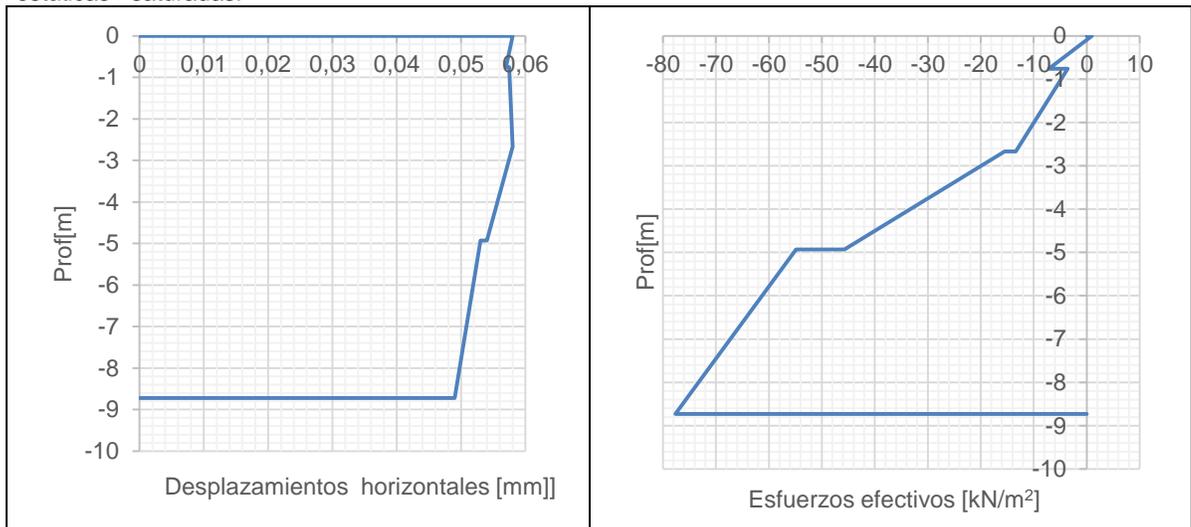
El perfil número 3 requiere la ejecución de un corte de 3 metros tal como se expone en la siguiente figura, en ella se describen las deformaciones generadas por el depósito coluvial en dicho perfil.

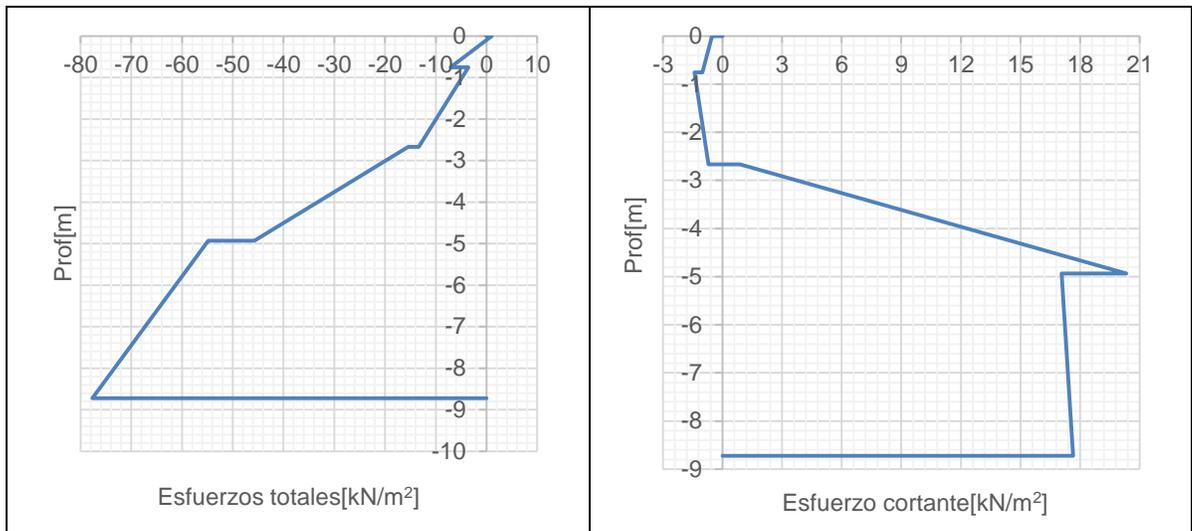
**Figura 48:** Isolneas de desplazamiento perfil 3 contemplando los cortes.



Los resultados de los esfuerzos y las deformaciones en el sector del corte se presentan en la siguiente tabla:

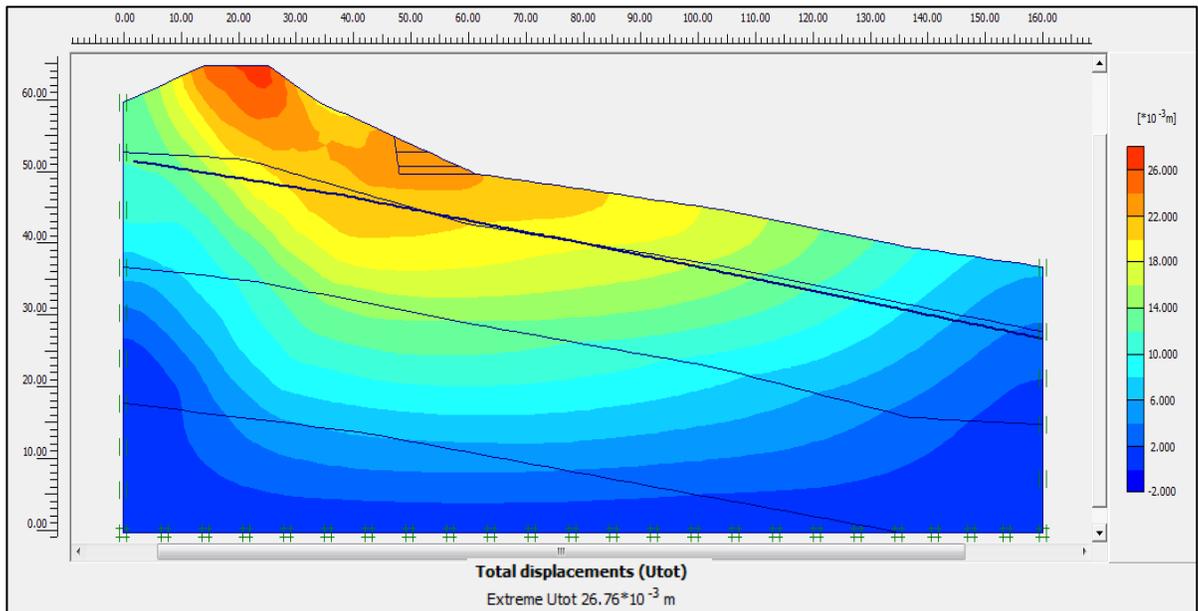
**Tabla 13:** Resultados de los esfuerzos y las deformaciones horizontales para el perfil 3 en condiciones estáticas+ saturadas.





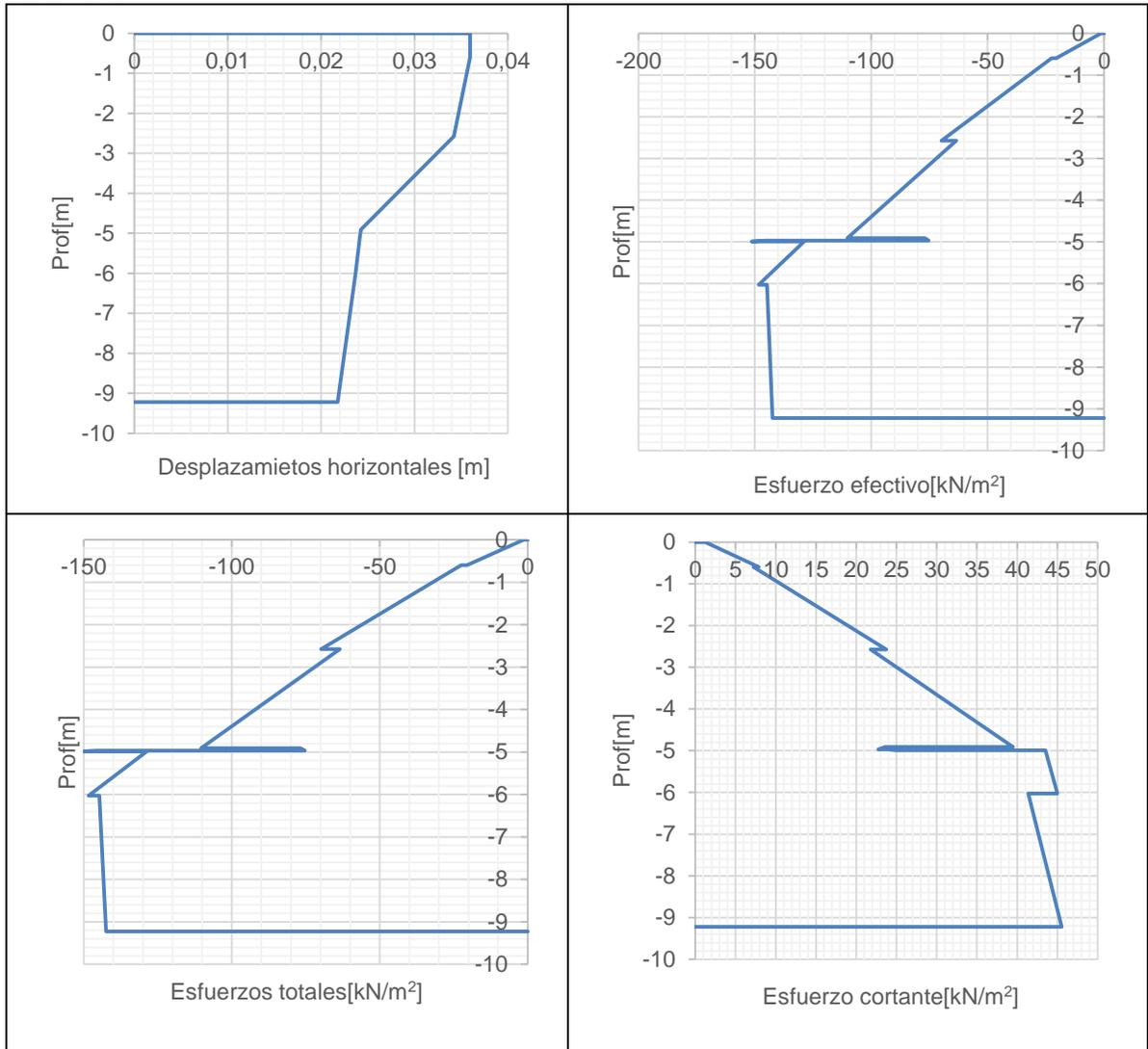
Se observa que para el corte número 3 el esfuerzo total máximo en el sector del corte corresponde a 55.65 KN/m<sup>2</sup> en condiciones estáticas, adicionalmente se realiza la evaluación del comportamiento dinámico del talud, este se expone en la siguiente figura.

**Figura 49:** Isolinias de desplazamiento perfil 3 en condiciones dinámicas



Los esfuerzos y deformaciones máximas en el corte donde se proyectará la construcción de las viviendas se resume en las siguientes tablas:

**Tabla 14:** Resultados de los esfuerzos y las deformaciones horizontales para el perfil 3 en condiciones dinámicas.

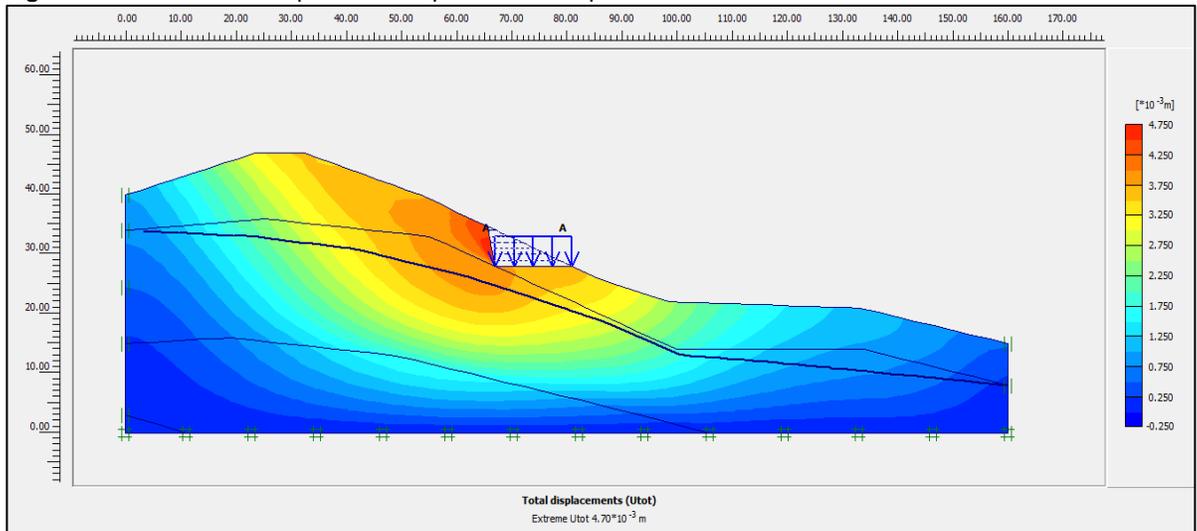


De acuerdo a los resultados obtenidos en el perfil 3 en condiciones dinámicas se generan esfuerzos máximos de 151.57 KN/m<sup>2</sup>.

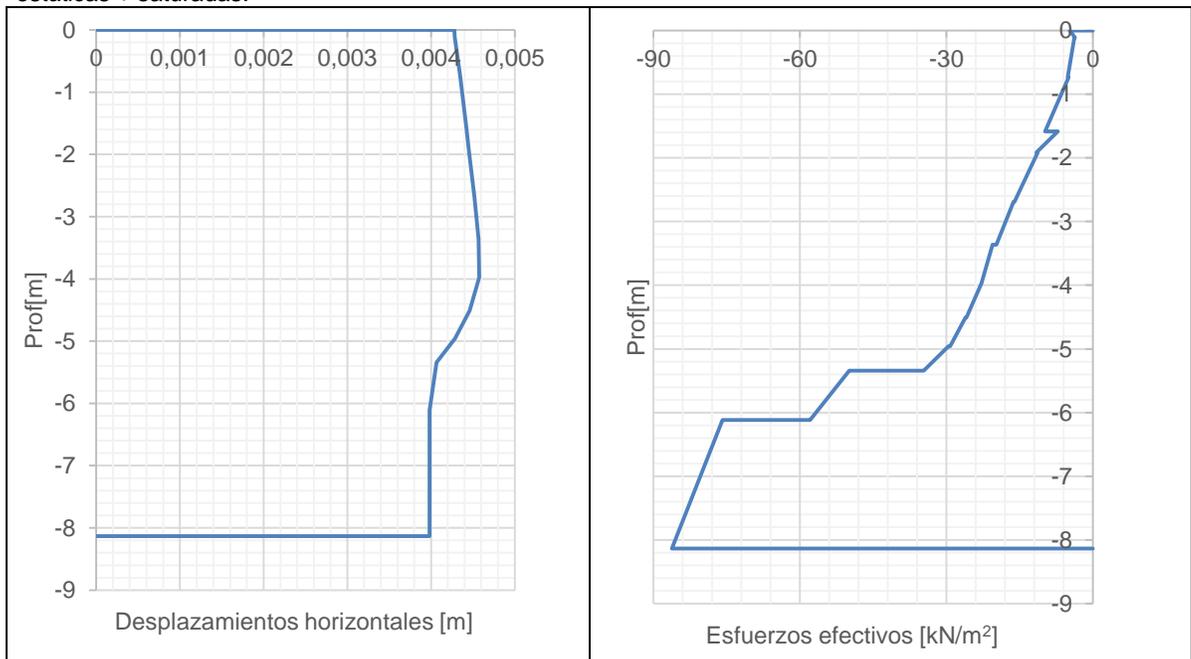
## 9.4 RESULTADOS MODELO DE ELEMENTOS FINITOS PERFIL 4

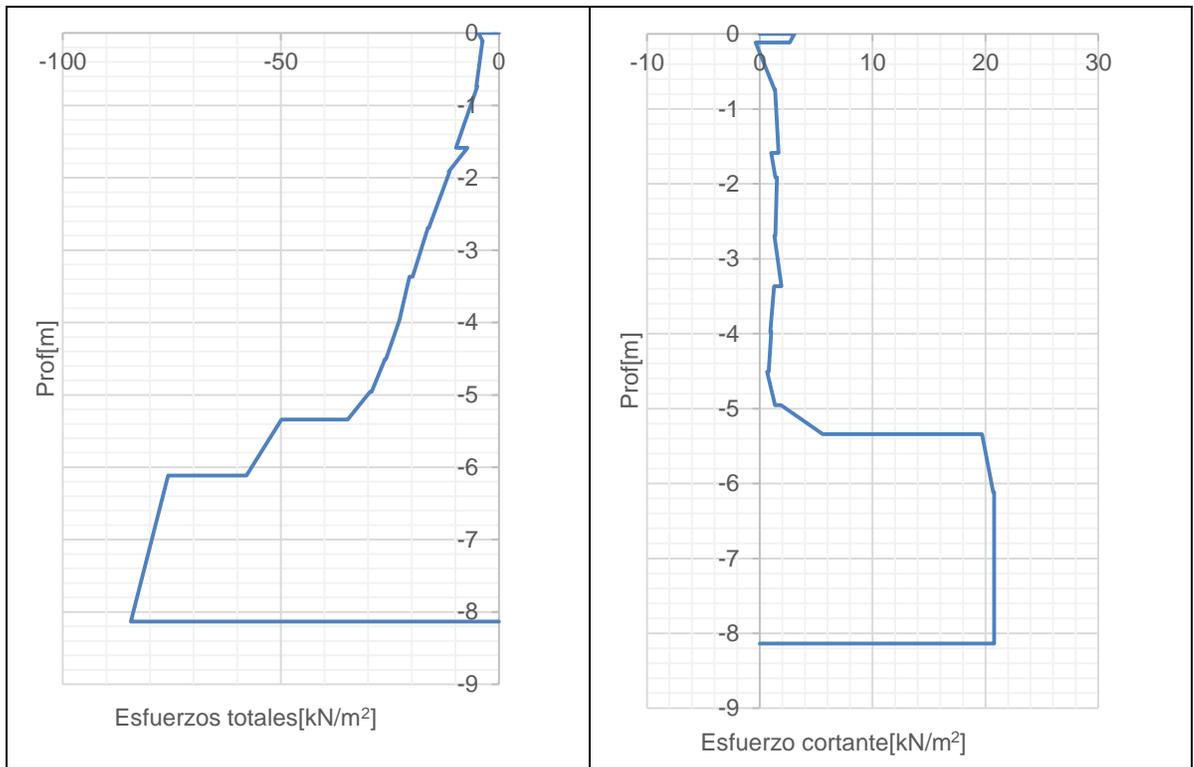
De acuerdo a la topografía del sitio 4 se requiere desarrollar un corte máximo de 7 metros, el modelo de deformaciones para dicha condición se expone en la siguiente gráfica, en las tablas adicionales se encuentran los resultados de las deformaciones y esfuerzos en el perfil donde se localizaran las viviendas propuestas.

**Figura 50:** Isolinias de desplazamiento perfil 4 contemplando los cortes



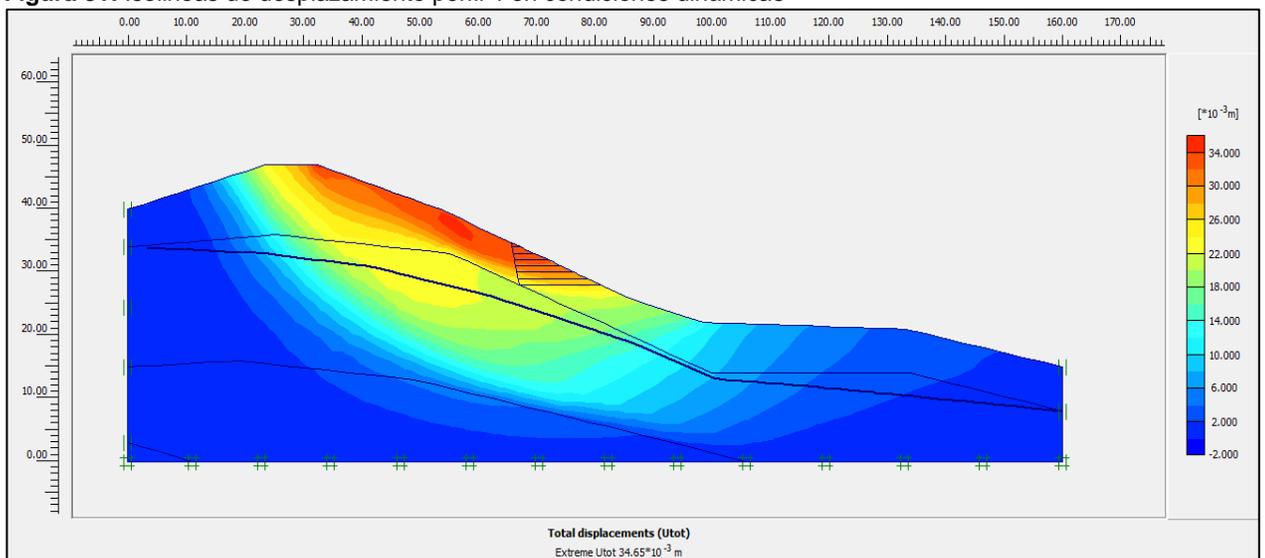
**Tabla 15:** Resultados de los esfuerzos y las deformaciones horizontales para el perfil 4 en condiciones estáticas + saturadas.



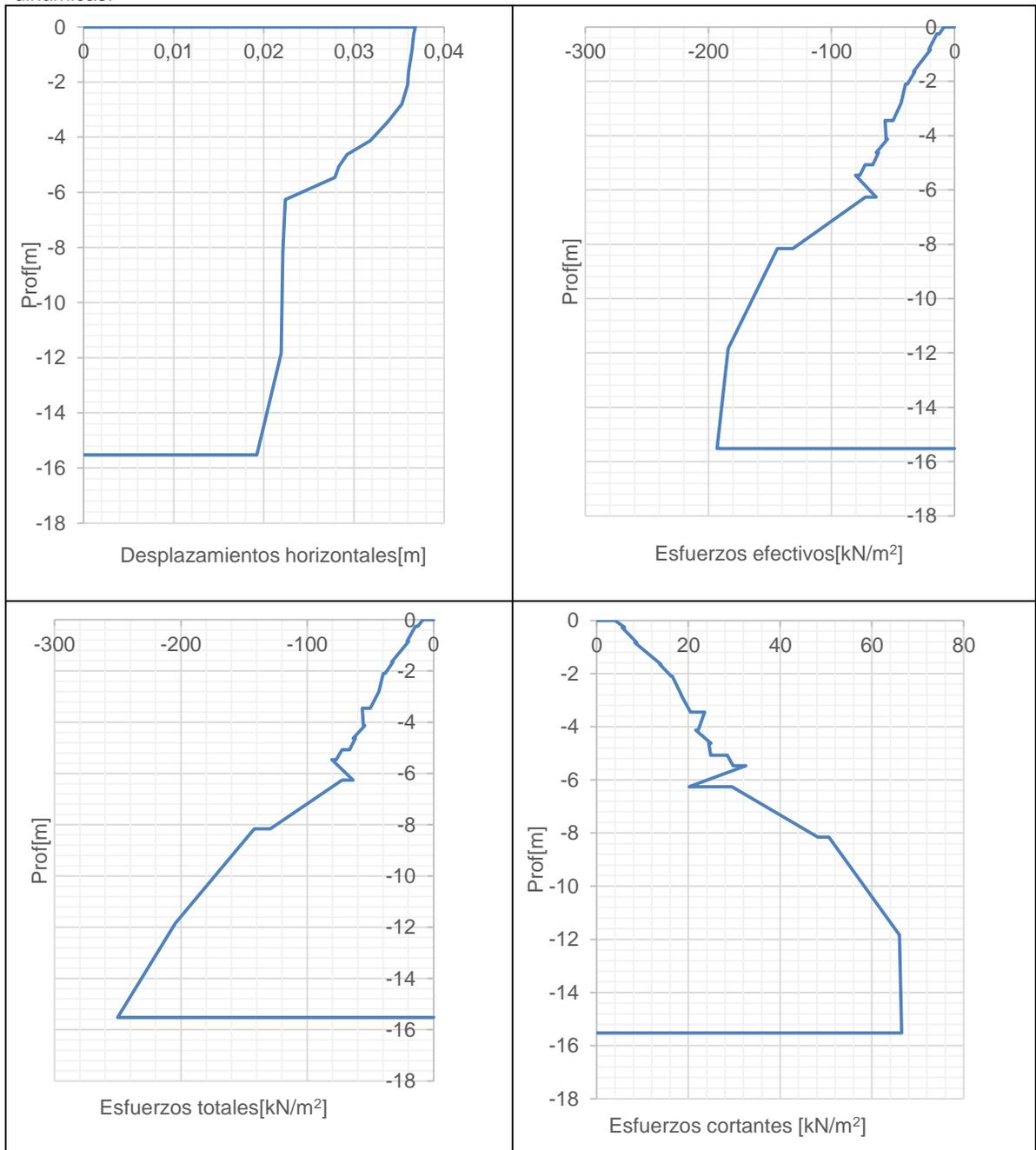


De acuerdo a las gráficas definidas por el software el esfuerzo máximo al ejecutar el corte corresponde a 84.43 KN/m<sup>2</sup>, adicionalmente se desarrolló la ladera en condiciones dinámicas.

**Figura 51:** Isolinneas de desplazamiento perfil 4 en condiciones dinámicas



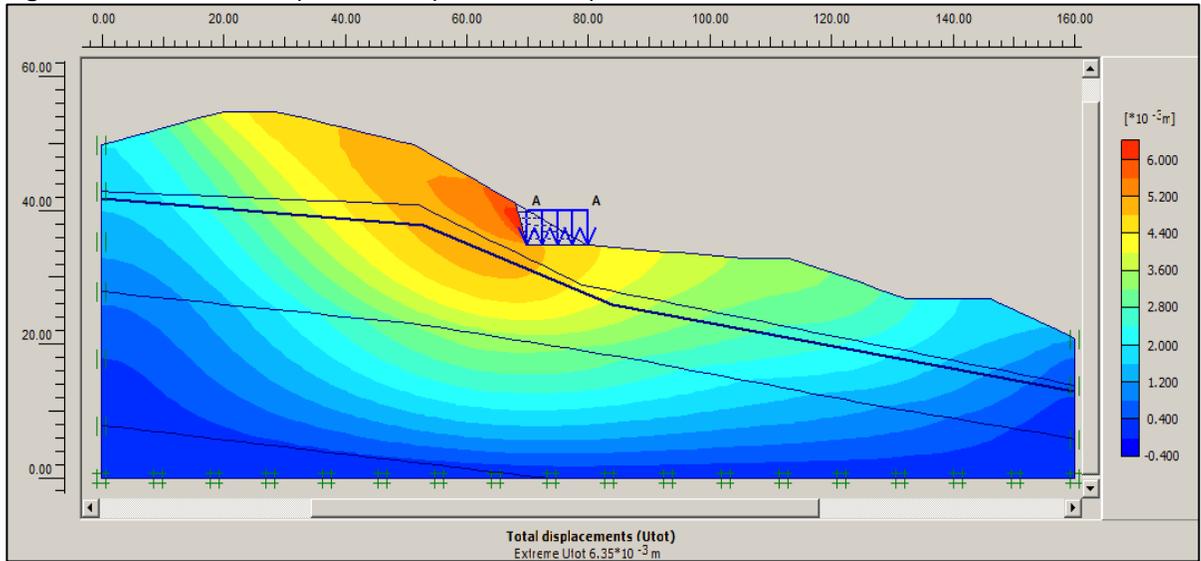
**Tabla 16:** Resultados de los esfuerzos y las deformaciones horizontales para el perfil 4 en condiciones dinámicas.



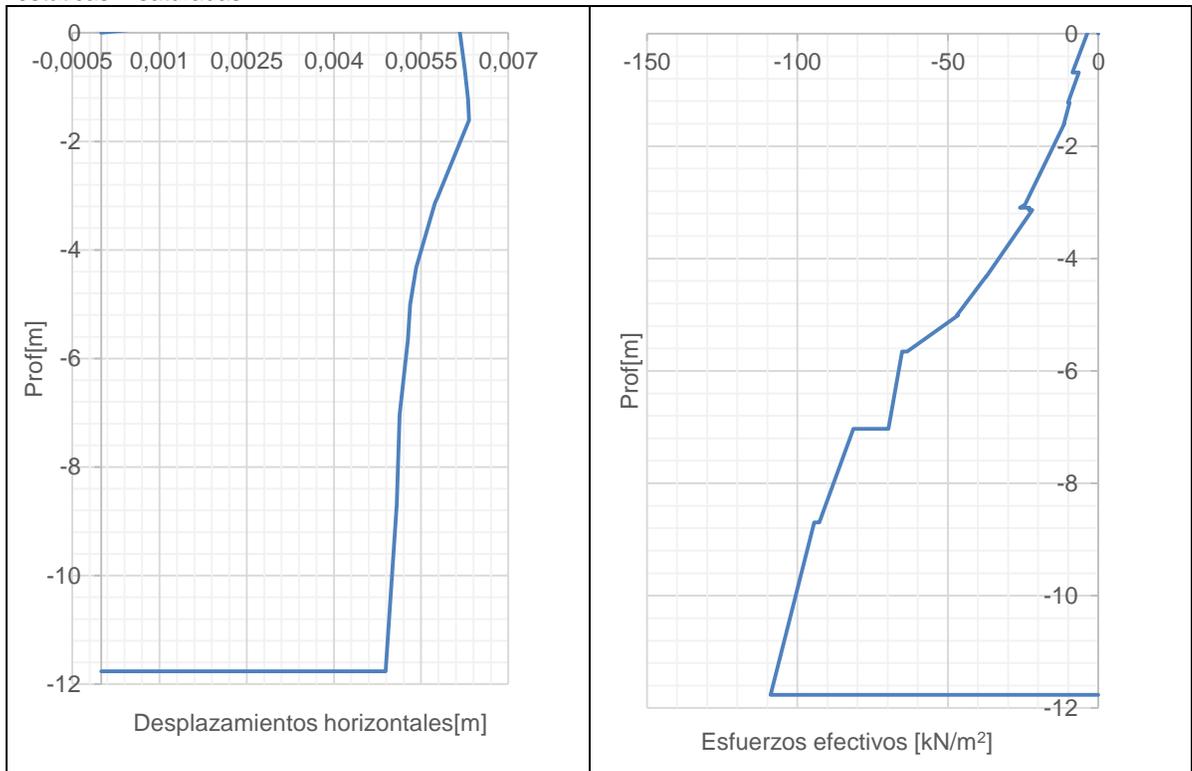
De acuerdo a los resultados definidos por el software Plaxis 2D el esfuerzo máximo producido en la zona de cimentación en condiciones dinámicas corresponde a 250.2 KN/m<sup>2</sup>.

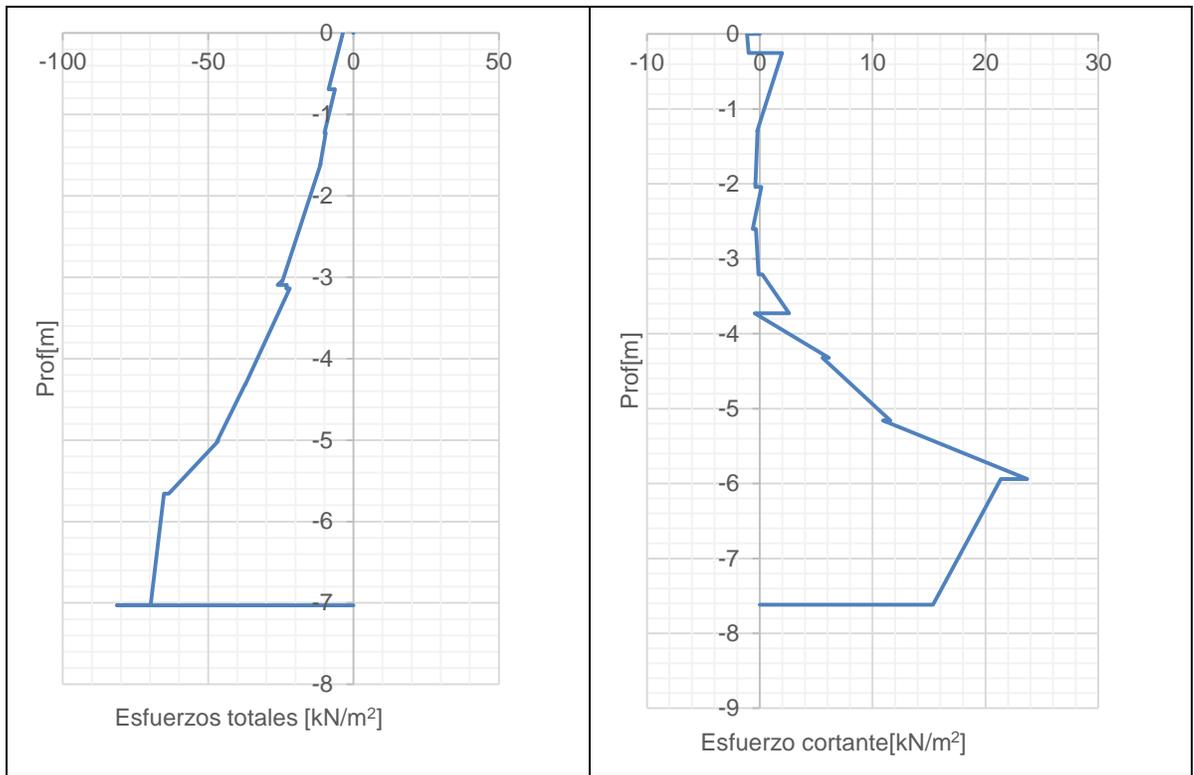
## 9.5 RESULTADOS MODELO DE ELEMENTOS FINITOS PERFIL 5

**Figura 52:** Isolinesas de desplazamiento perfil 5 contemplando los cortes



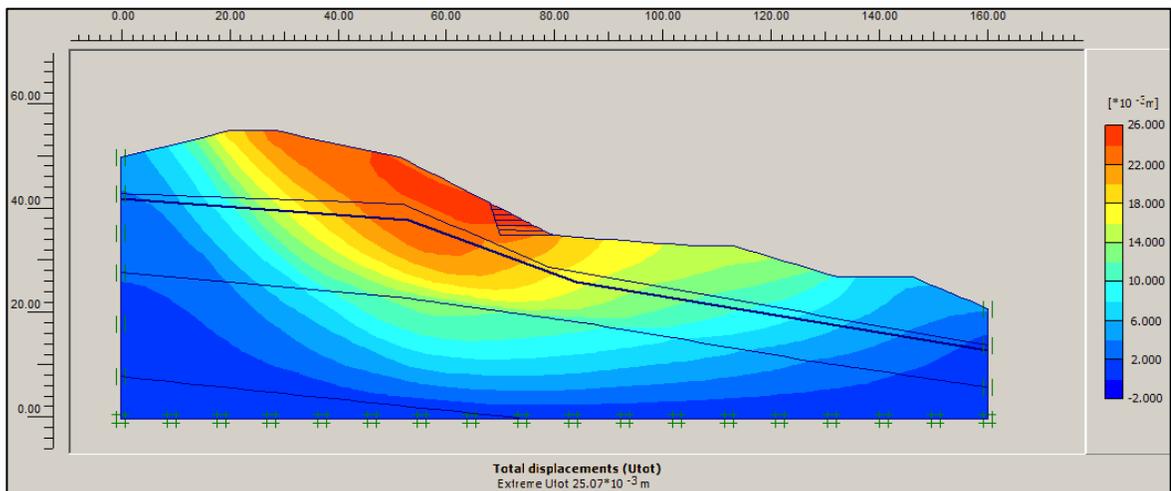
**Tabla 17:** Resultados de los esfuerzos y las deformaciones horizontales para el perfil 5 en condiciones estáticas + saturadas



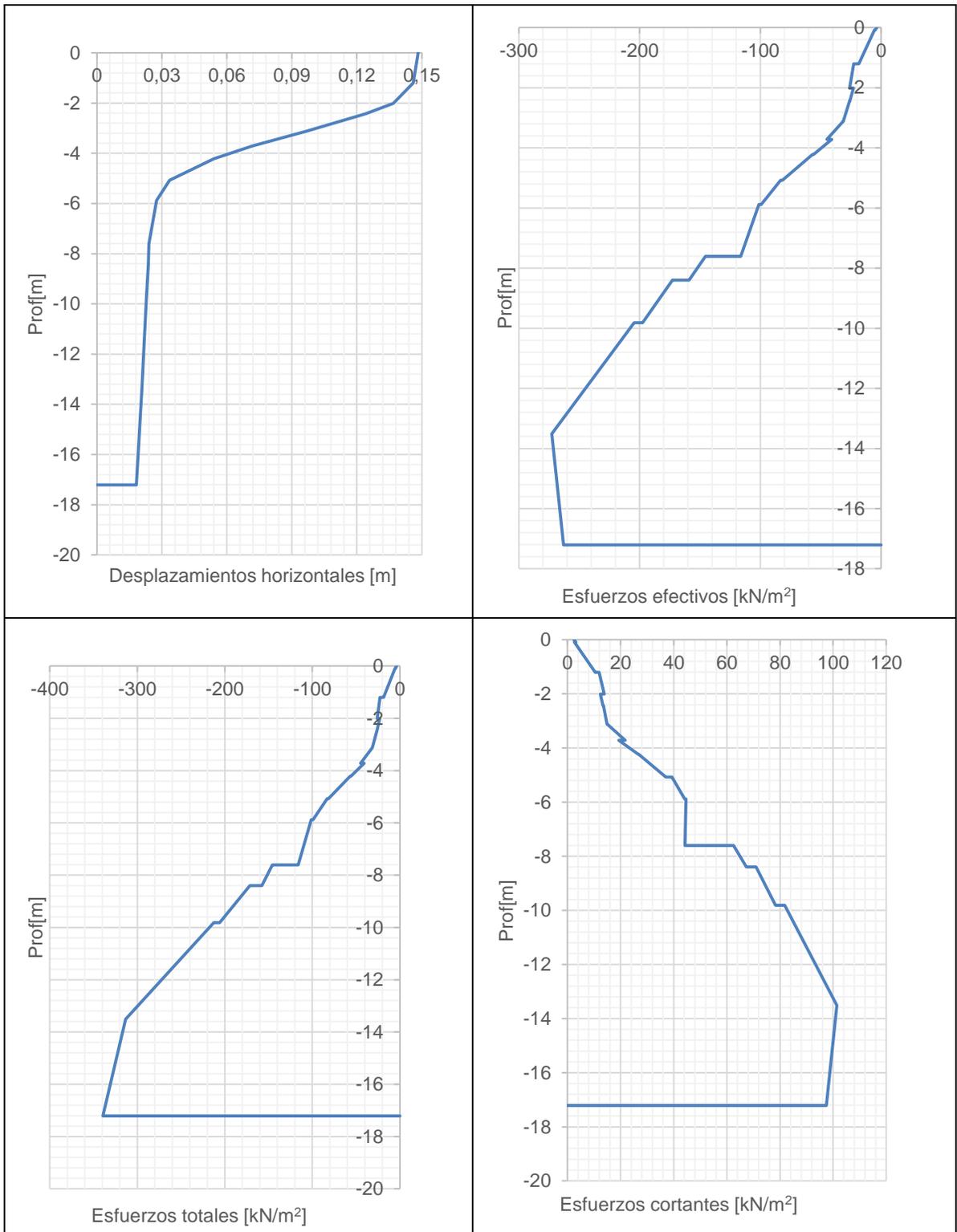


De acuerdo a la evaluación ejecutada el esfuerzo máximo producido al finalizar los cortes en el nivel de cimentación corresponde a 69.45 KN/m<sup>2</sup> en condiciones estáticas, el modelo en condiciones dinámicas se presenta en la siguiente figura, los esfuerzos y deformaciones resultantes se encuentran en la tabla adicional:

**Figura 53:** *Isolneas de desplazamiento perfil 5 en condiciones dinámicas*



**Tabla 18:** Resultados de los esfuerzos y las deformaciones horizontales para el perfil 5 en condiciones dinámicas.



En base a los resultados obtenidos se evidencia que los esfuerzos totales máximos en la zona de cimentación corresponden a 230 KPa.

## 9.6 DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS DE MODELAMIENTO

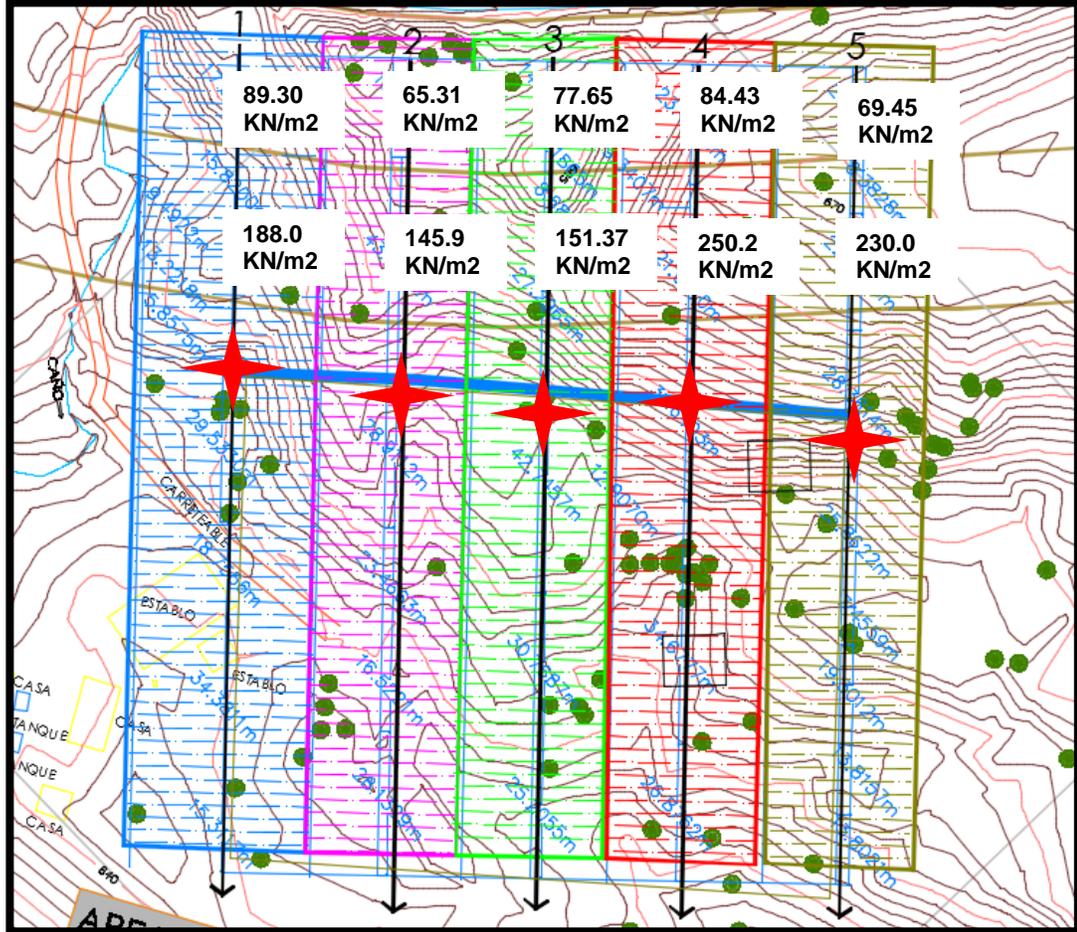
Con base en los resultados obtenidos anteriormente, se ejecuta la especialización de los resultados; en ella se evidencian las magnitudes de los esfuerzos totales máximos al finalizar el corte y en condiciones dinámicas de cada uno de los perfiles, el resumen de los resultados se observa en la **Tabla 19**.

**Tabla 19:** Resultado de los esfuerzos producidos.

ESCENARIO ANALIZADO	ESFUERZOS TOTALES PARA CADA PERFIL QUE AFECTA LA CIMENTACIÓN DE LAS VIVIENDAS [KPA]				
	1	2	3	4	5
AL FINALIZAR EL CORTE	89.30	65.31	77.65	84.43	69.45
LADERA EN CONDICIONES DINÁMICAS	188.00	145.95	151.37	250.20	230.00
LADERA INCLUYENDO LA CARGA DE 2 Ton/m <sup>2</sup> A NIVEL DE LA EXPLANACIÓN	91.5	68.7	81.4	90.5	74.8

Con el fin de evaluar espacialmente el efecto de los esfuerzos sobre el terreno definido para la construcción se ejecuta la especialización de los resultados, esta se presenta gráficamente en la **Figura 54**.

Figura 54: Especialización de los esfuerzos.



Como se puede observar en la figura anterior, la mayor acumulación de esfuerzos se desarrolla en el costado noreste de la proyección del predios, con esfuerzos totales entre 84.43 KPa y 69.45KPa en condiciones estáticas + saturadas y esfuerzos del orden de 250 KPa en condiciones saturadas + sismo. Teniendo en cuenta que el sector mencionado anteriormente se define con los esfuerzos críticos, se propone ejecutar la evaluación y el comportamiento de la cimentación en dicho sector, evaluando tres tipos de cimentaciones diferentes que permitan soportar los esfuerzos producidos en condiciones saturadas + sismo.

## 10 EVALUACIÓN DE LA CIMENTACIÓN

Como se menciona en el capítulo anterior para la evaluación de los esfuerzos sobre la cimentación de la vivienda se propone ubicarla en una zona aferente a la influencia de los esfuerzos del perfil 4 y del perfil 5, evaluando los esfuerzos en condiciones dinámicas, por ser éste el escenario crítico. Para la evaluación se propone la implementación de tres tipos de cimentación, el primer tipo corresponde a zapatas aisladas unidas mediante vigas de amarre, la segunda corresponde a una losa de Cimentación y la tercera propuesta corresponde a la conjugación entre la placa de cimentación y micropilotes, el análisis matemático se desarrolla en el software Plaxis 3D Fundación, el cual utiliza la metodología de los elementos finitos. Por consiguiente es necesario definir las dimensiones de la cimentación a utilizar, teniendo en cuenta que el uso será para viviendas unifamiliares con un máximo de dos niveles, se considera una estructura de categoría baja de acuerdo a la tabla H-3-1-1. (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título H, 2010), a continuación se expone la tabla citada.

**Tabla 20:** Clasificación de las unidades de construcción **NSR-10 Tabla H.3.1-1**

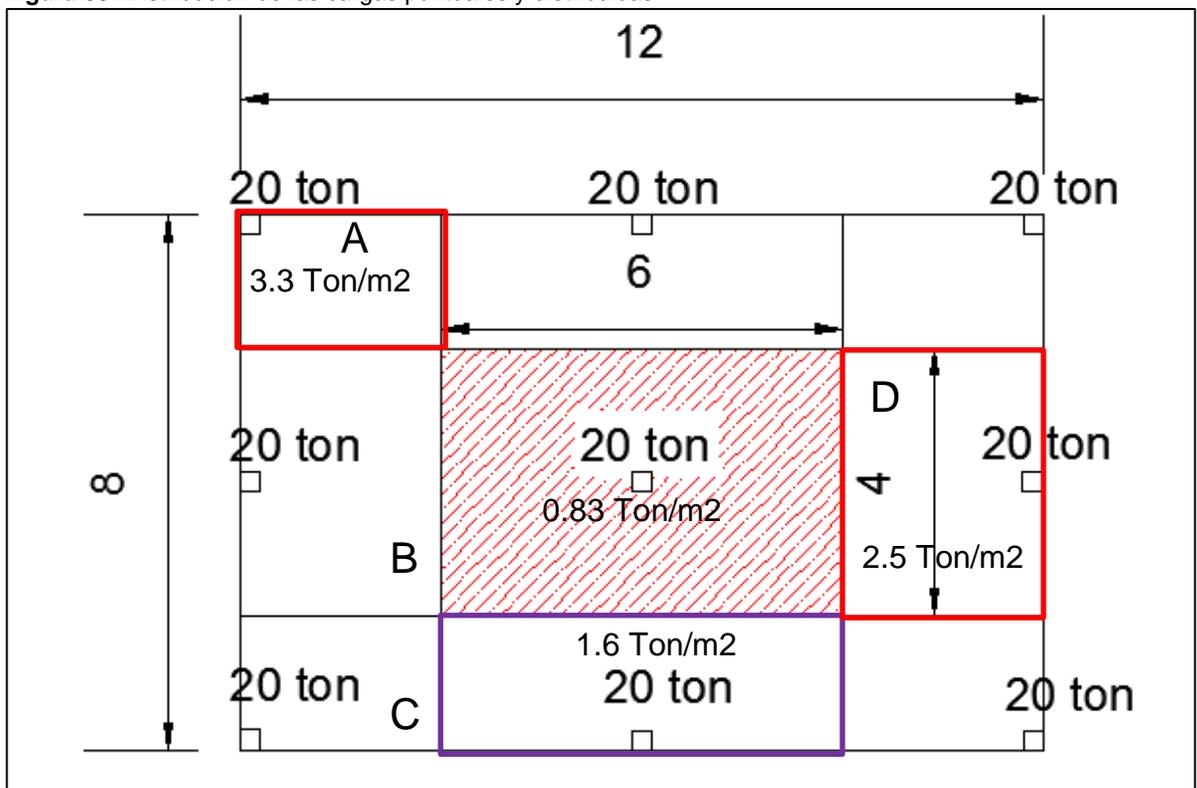
Categoría de la unidad de construcción	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800 kN
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4,000 kN
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4,001 y 8,000 kN
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8,000 kN

De acuerdo a la NSR-10 para viviendas de categoría baja las cargas transmitidas a la cimentación son inferiores a 800 KN, es decir 80 Ton. Teniendo en cuenta el tipo de viviendas propuesta para el predio se estima una capacidad máxima transmitida a la cimentación de 200KN, es decir 20 Ton, al poseer una vivienda

con una extensión superficial de 96 m<sup>2</sup>, distribuidos en 12 m de largo por 8 metros de frente.

En el esquema (ver **Figura 54**) se expone la distribución de columnas y su respectiva distribución de cargas con el análisis de las áreas aferentes para cada columna y el cálculo de su carga distribuida, en este caso se tiene tres valores de carga distribuida siendo el mayor el del área de 6 m<sup>2</sup>, en dicha superficie la carga distribuida corresponde a 3.3Ton/m<sup>2</sup>.

**Figura 55:** Distribución de las cargas puntuales y distribuidas



Para definir la carga distribuida en la totalidad de la superficie se realiza un promedio de las cargas recibidas en toda la losa dicho promedio se presenta a continuación

**Tabla 21:** Resultado de la distribución de cargas

ÁREA	ÁREA PARCIAL	No de ÁREAS	ÁREA TOTAL	CARGA DISTRIBUIDA	%	CARGA PONDERADA
ÁREA A	6	4	24	3.33	0.25	0.83
ÁREA B	24	1	24	0.83	0.25	0.21
ÁREA C	12	2	24	1.67	0.25	0.42
ÁREA D	12	2	24	1.67	0.25	0.42
ÁREA TOTAL [m2]			96	CARGA DISTRIBUIDA [Ton/m2]		1.875

De acuerdo al análisis realizado anteriormente, las zapatas recibirán una carga de 20 Ton y la carga distribuida corresponde a 1.87 Ton/m<sup>2</sup>, aproximados a 2Ton/m<sup>2</sup>. Con base en dicha capacidad se verifica el tipo de sección necesaria en cada uno de los casos, para ello se verifica la geometría de la sección necesaria a partir del software LoadCap.

### 10.1 VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN DE LA CIMENTACIÓN PROPUESTA

Para la propuesta de zapatas aisladas se propone la sección de zapatas expuesta a continuación, correspondientes a zapatas con base de 1.0 metros y longitud de 1.0 metros, espesor de 0.4 cm, al evaluar dicha sección se observa que la capacidad admisible cumple con el factor de seguridad exigido por la NSR-10 correspondiente a 3, la verificación se encuentra en la siguiente figura.

**Figura 56:** Esquema gráfico de las zapatas propuestas.

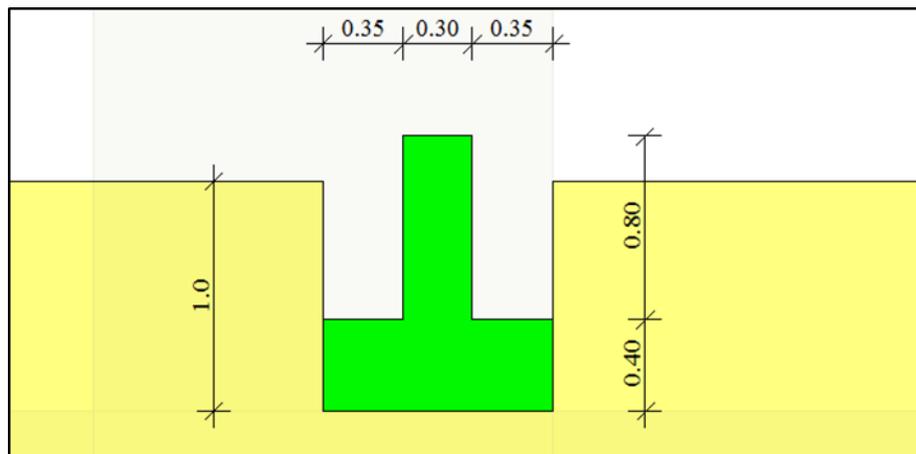


Figura 57: Resultados de la evaluación de la capacidad de carga.

The screenshot shows the 'Acciones - Resistencias' software interface. It is divided into three main sections: 'Cargas de proyecto actuantes en cimentación', 'Sismo + Coef. parciales parámetros geotécnicos terrenos + Resistencias', and 'Resultados'.

**Cargas de proyecto actuantes en cimentación**

Nr.	Nombre combinación	Presión normal del proyecto (kN/m <sup>2</sup> )	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Hx (kN)	Hy (kN)	Tipo
1	Carga última	0	200	0	0	0	0	Proyecto

**Sismo + Coef. parciales parámetros geotécnicos terrenos + Resistencias**

Nr.	Corrección sísmica (Ninguna)	Tangente ángulo de resistencia al corte	Cohesión efectiva	Cohesión sin drenaje	Peso específico en cimentación	Peso específico cobertura	Coef. Red. Cap. de carga vertical	Coef. Red. Cap. de carga horizontal
1	<input type="checkbox"/>	1	1	1	1	1	3	3

**Resultados**

Carga última vertical Verificación al deslizamiento

Nombre combinación	Autor	Carga última [Qult] (kN/m <sup>2</sup> )	Resistencia de proyecto [Rd] (kN/m <sup>2</sup> )	Tensión [Ed] (kN/m <sup>2</sup> )	Factor de seguridad [Fs=Qult/Ed]	Condición de verificación [Ed<Rd]	Tipo ruptura	Constante subsuelo (kN/m <sup>2</sup> )
*	TERZAGHI	187.16	62.39	200.00	0.94	Sin verificar	*	7486.34
	MEYERHOF	235.57	78.52	200.00	1.18	Sin verificar	*	9422.80
	VESIC (1975)	216.02	72.01	200.00	1.08	Sin verificar	*	8640.64
	Brinch - Hansen	251.37	83.79	200.00	1.26	Sin verificar	*	10054.69

Buttons at the bottom: [Imprimir...], Carga última, Ok, ?

Las viviendas contemplada para el análisis se proponen con un ancho de 12 metros y largo de 8 metros, al cimentar mediante losas de cimentación se hace necesario recubrir la totalidad de la extensión de la vivienda por la estructura mencionada, la cual tendrá 12 metros de ancho 8 de largo y 0.3 metros de espesor, la verificación de la capacidad de soporte de la estructura se ejecuta en el software LoadCap, a continuación se encuentran las imágenes con el procesamiento matemático y resultados de los factores de seguridad de la losa cumpliendo con los rangos tolerables por la NSR-10.

**Figura 58:** Resultados de la evaluación de la capacidad de carga en la losa de cimentación.

Cargas de proyecto actuantes en cimentación								
Nr.	Nombre combinación	Presión normal del proyecto (kN/m <sup>2</sup> )	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Hx (kN)	Hy (kN)	Tipo
1	Carga última	66.66		0	0	0	0	Proyecto

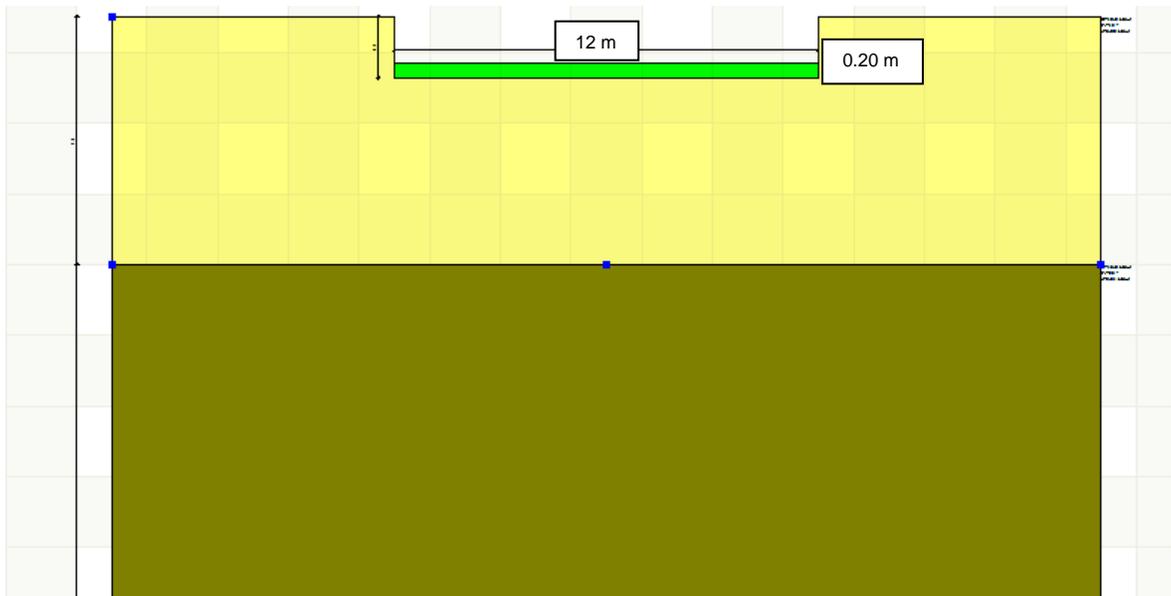
  

Sismo + Coef. parciales parámetros geotécnicos terrenos + Resistencias								
Nr	Corrección sísmica (Ninguna)	Tangente ángulo de resistencia al corte	Cohesión efectiva	Cohesión sin drenaje	Peso específico en cimentación	Peso específico cobertura	Coef. Red. Cap. de carga vertical	Coef. Red. Cap. de carga horizontal
1	<input type="checkbox"/>	1	1	1	1	1	3	3

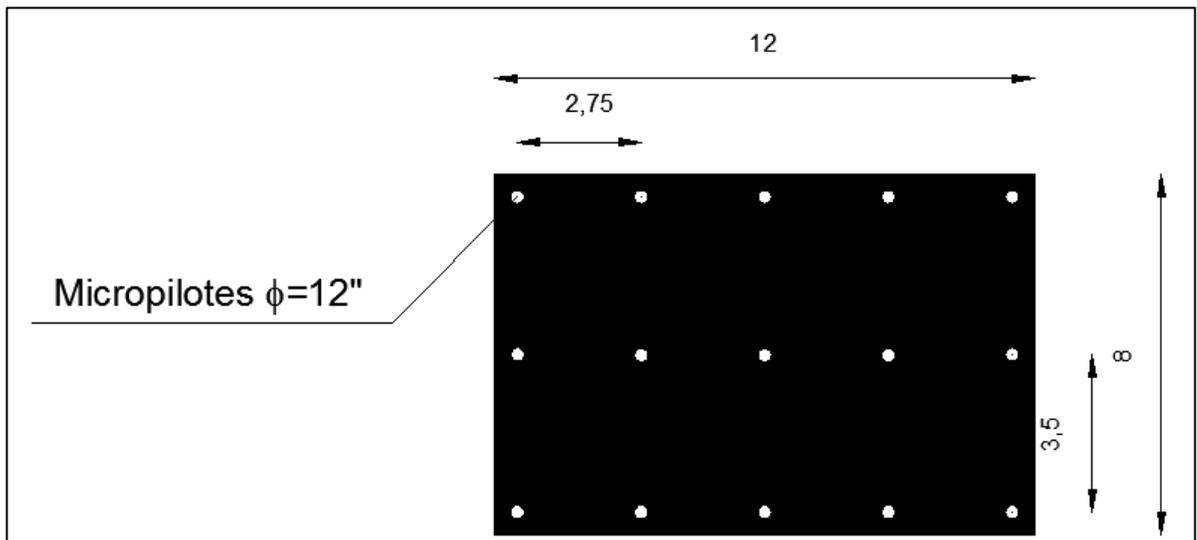
Resultados								
Carga última vertical Verificación al deslizamiento								
Nombre combinación	Autor	Carga última [Qult] (kN/m <sup>2</sup> )	Resistencia de proyecto [Rd] (kN/m <sup>2</sup> )	Tensión [Ed] (kN/m <sup>2</sup> )	Factor de seguridad [Fs=Qult/Ed]	Condición de verificación [Ed<Rd]	Tipo ruptura	Constante subsuelo (kN/m <sup>2</sup> )
*	HANSEN	263.62	87.87	66.66	3.95	Verificado	*	10544.95
	TERZAGHI	431.18	143.73	66.66	6.47	Verificado	*	17247.21
	MEYERHOF	332.60	110.87	66.66	4.99	Verificado	*	13303.82
	VESIC (1975)	345.95	115.32	66.66	5.19	Verificado	*	13837.80

**Figura 59:** Modelo conceptual de la losa de cimentación propuestas

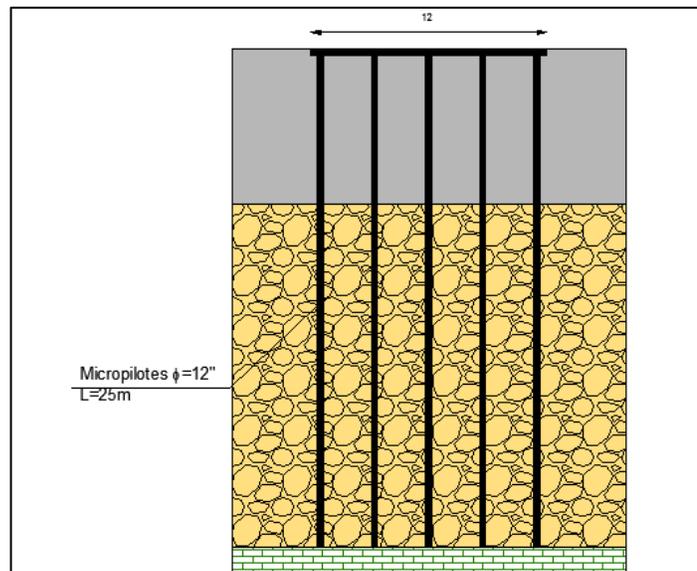


Finalmente se propone la construcción de micropilotes metálicos junto con la losa de cimentación, con longitud de 25 metros y 15 metros y diámetro de 0.3 metros (12") y espesor de 1/2", en las siguiente figuras se presenta de manera esquemática la distribución de los micropilote y la sección transversal de los micropilotes cimentados a 15.0 metros y los micropilotes cimentados a 25 metros (ver **Figura 60**).

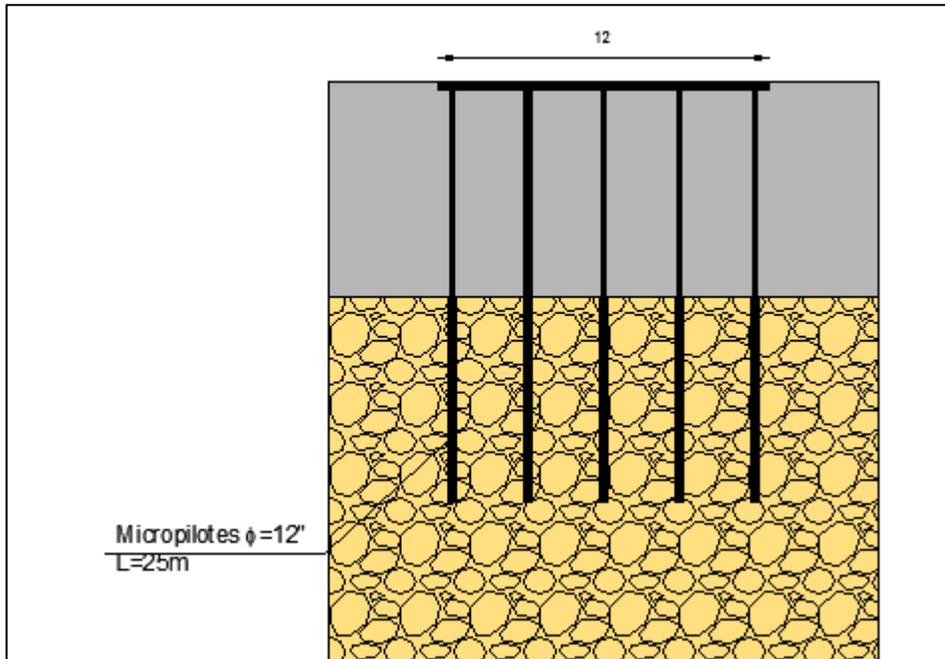
**Figura 60:** Planta de los micropilotes propuestos.



**Figura 61:** Sección transversal de los micropilotes de 25 metros de profundidad, diámetro de 12".



**Figura 62:** Sección transversal de los micropilotes de 15 metros, diámetro de 12”.



A continuación se calcula la capacidad de soporte de los micropilotes definidos. La capacidad de soporte de los micropilotes se calcula de acuerdo al título 10.9.3.5 del código CCP-2014 del INVIAS, a continuación, se relaciona la ecuación empleada y los resultados obtenidos.

$$R_r = \phi R_n = \phi_p R_p + \phi_s R_s$$

En el cual:

$$R_p = Q_p \cdot A_p$$

$$R_s = Q_s \cdot A_s$$

Donde.

$R_p$ = Resistencia de punta nominal del eje [kips].

$R_s$ = Nominal grout to ground bond resistance [kips].

$\phi_p$  = Factor de resistencia por punta según la tabla 10.5.5.2-1.

$\phi_s$  = Factor de resistencia nominal ground bond resistance según la tabla 10.5.5.2-1.

$Q_p$ = Unidad de resistencia de punta [ksf].

$Q_s$ =Unidad de resistencia lateral [ksf].

$A_p$ = área de la punta del eje [ft<sup>2</sup>].

As= área of ground to ground bond surface[ft<sup>2</sup>]

### RESISTENCIA POR PUNTA:

La evaluación de la Resistencia por punta se realiza mediante la ecuación 10.8.3.5.4 c-1 del CCP-14, esta se relaciona a continuación:

- Si la roca por debajo de la base del eje hasta una profundidad de  $2.0B$  es articulada, las juntas tienen una orientación aleatoria, y la condición de las articulaciones puede ser evaluada como:

$$q_p = \left[ \sqrt{s} + \sqrt{m\sqrt{s} + s} \right] q_u \quad (10.8.3.5.4c-2)$$

Dónde:

$s, m$  = parámetros de masa de roca fracturada y se especifican en la tabla 10.4.6.4-4

$q_u$  = resistencia a compresión simple de la roca (ksf)

Para la evaluación de los parámetros de las rocas de la Formación Paja ( Shales y calizas) necesarias para el cálculo de la capacidad de soporte se realiza la conversión de parámetros de Mohr Coulb a Hoek and Brown utilizando la herramienta roclab, a continuación, se exponen los resultados

$$q_u = 35 \text{ MPa.}$$

$$m = 0.128$$

$$s = 9 \times 10^{-6}$$

realizando los cálculos

$$q_p = 79.88 \text{ ton/m}^2,$$

La capacidad por pilote es de 1.46.ton.

Aplicando el factor de resistencia de 0.50 (tabla 10.5.5.2.-1 CCP-14)

$$R_r = \Phi R_m$$

$$R_r = 1.73 \text{ ton}$$

### RESISTENCIA NOMINAL GROUT TO GROUND BOND:

$$R_s = \pi * db * \alpha * b * L_b$$

Donde:

$db$ = Diámetro del orificio de perforación del micropilote a través de la longitud del vínculo (ft).

$\alpha b$ =Nóминаl micropile grot to ground bond strength (ksf).

Lb= Longitud del micropilote (ft).

De acuerdo a la ecuación anteriormente nombrada los parámetros de diseño se relacionan a continuación:

$$Db= 0.5 \text{ ft}$$

$$\alpha_b= 21.6 \text{ ksf (según tabla C10.9.3.5.2-1).}$$

$$Lb= 16.4 \text{ ft}$$

realizando los cálculos

$$q_p= 18.7 \text{ ton/m}^2,$$

La capacidad por pilote es de 9.36.ton.

Aplicando el factor de resistencia de 0.45 (tabla 10.5.5.2.-1 CCP-14)

$$R_r=\Phi R_m$$

$$R_r=8.45 \text{ ton}$$

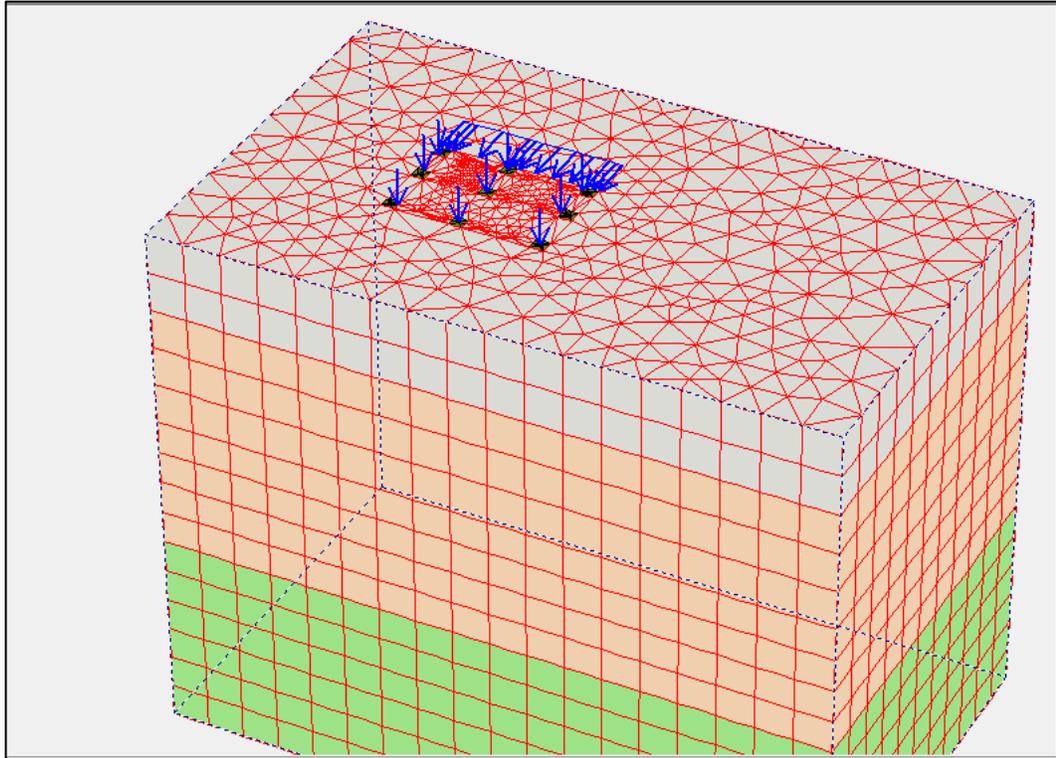
$$R_r = 1.73 \text{ Ton} + 8.45 \text{ Ton}$$

$$R_r = 10.18 \text{ Ton}$$

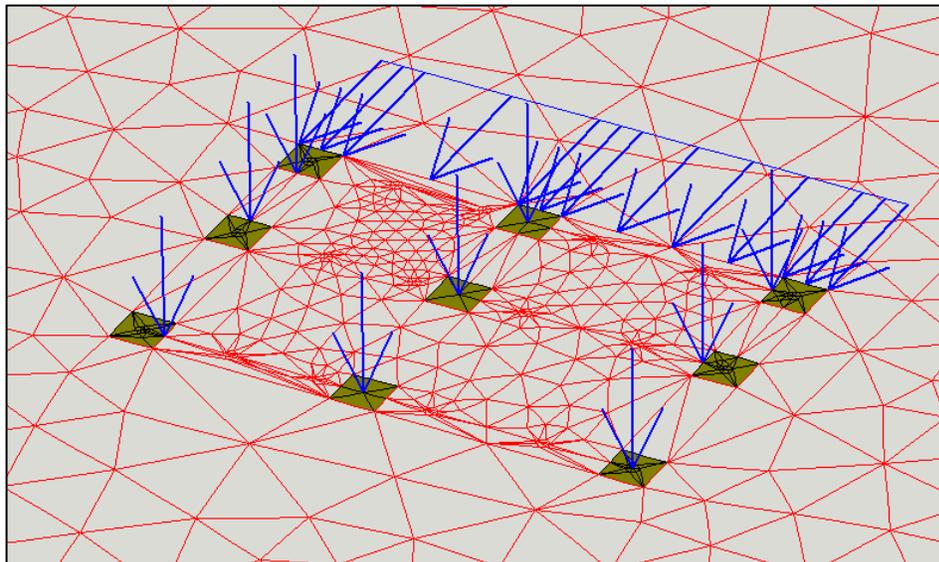
## **10.2 ANÁLISIS DE LAS DEFORMACIONES PARA CADA UNA DE LAS CIMENTACIONES PROPUESTAS.**

Teniendo en cuenta el alcance de la verificación de la mejor alternativa para la cimentación de estructuras en depósitos coluviales se analizan las tres cimentaciones descritas en el capítulo anterior mediante el Software *Plaxis 3D Foundation*, para la evaluación se compara un modelo de la vivienda con las 3 cimentaciones propuestas, las cuales serán expuestas a los esfuerzos totales definidos en condiciones saturadas + sismo, a continuación se expone el modelo conceptual ejecutado en la fase inicial del modelo, contemplando las cargas propias de la estructura sobre la cimentación, siendo la magnitud para la evaluación de 20 Ton, adicionalmente se incluye como carga horizontal correspondiente a 250.2 KN/m<sup>2</sup> correspondiente al esfuerzo máximo en condiciones dinámicas evaluadas en los perfiles realizados en plaxis 2d, este esfuerzo horizontal corresponde a los empujes correspondientes al depósito coluvial en la base de la explanación (Ver **Figura 63** y **Figura 64**).

**Figura 63:** Modelo conceptual de la evaluación de cimentaciones sin influencia de esfuerzos totales.



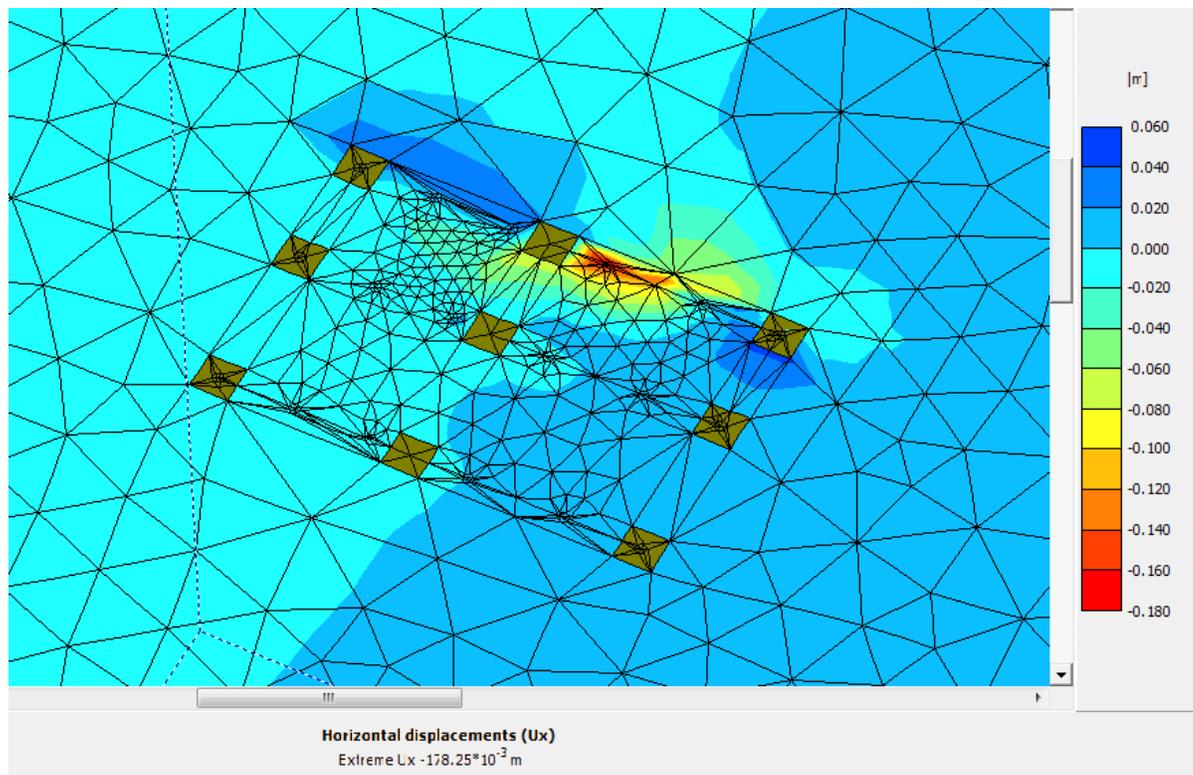
**Figura 64:** Modelo conceptual de la evaluación de cimentaciones con influencia de esfuerzos totales.



A continuación se exponen los resultados de los modelos desarrollados para cada una de las cimentaciones evaluadas; Los resultados de las deformaciones producidas en el modelo cimentado con zapatas unidas por vigas de amarre se

exponen en la siguiente figura, ellos arrojaron un desplazamiento máximo en sentido (x) de 18 cm, como lo presenta la figura las zapatas no permiten una distribución uniforme de los esfuerzos y generan acumulaciones de desplazamientos en un costado de la estructura, este hecho se denomina asentamientos diferenciales, los cuales pueden llegar a hacer del orden de los 22 cm, lo que genera molestias y daños en los elementos estructurales y no estructurales de las viviendas, en base al resultado obtenido por la propuesta con zapatas se observa que aunque estas cumplan con la capacidad de soporte necesario son altamente susceptibles a movimientos aislados y diferenciales en su estructura **Figura 65**.

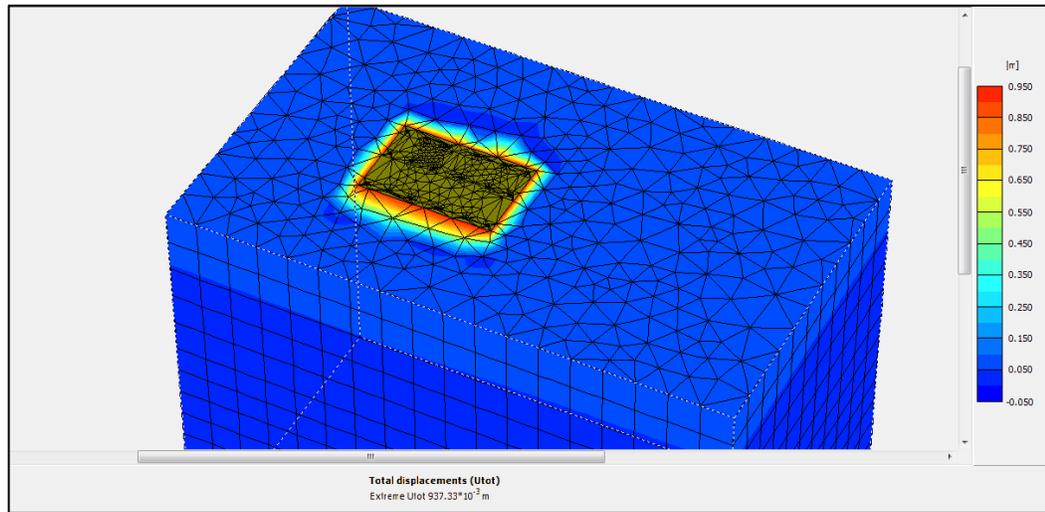
**Figura 65:** Resultado del modelo cimentación mediante zapatas.



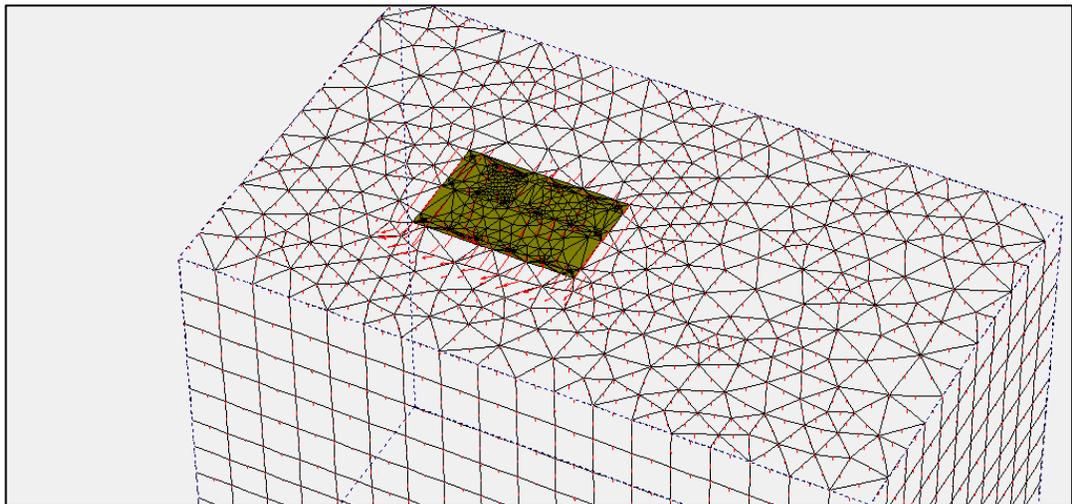
Posteriormente se realiza la verificación del modelo cimentado en la losa con las dimensiones propuestas, de acuerdo al modelo de elementos finitos al cimentar mediante losa de cimentación los asentamientos totales disminuyen en

comparación de la propuesta de zapatas aisladas, sin embargo se mantienen algunos asentamientos diferencia en menor escala en comparación a la cimentación de zapatas aisladas, para este caso tenemos desplazamiento diferenciales de 14 cm, la figura también se evidencia que los desplazamientos manejan una tendencia uniforme entre ellos, lo que genera que toda la estructura tienda a desplazarse en un bloque, mas no de forma aislada, esto hace que no se generen grietas o fisuras. Los resultados de esta alternativa se encuentran en la **Figura 66** y **Figura 69**.

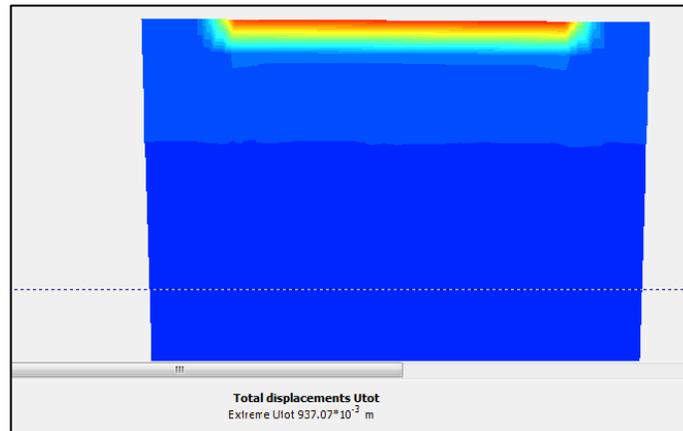
**Figura 66:** Resultado del modelo cimentación mediante losa de cimentación deformaciones totales.



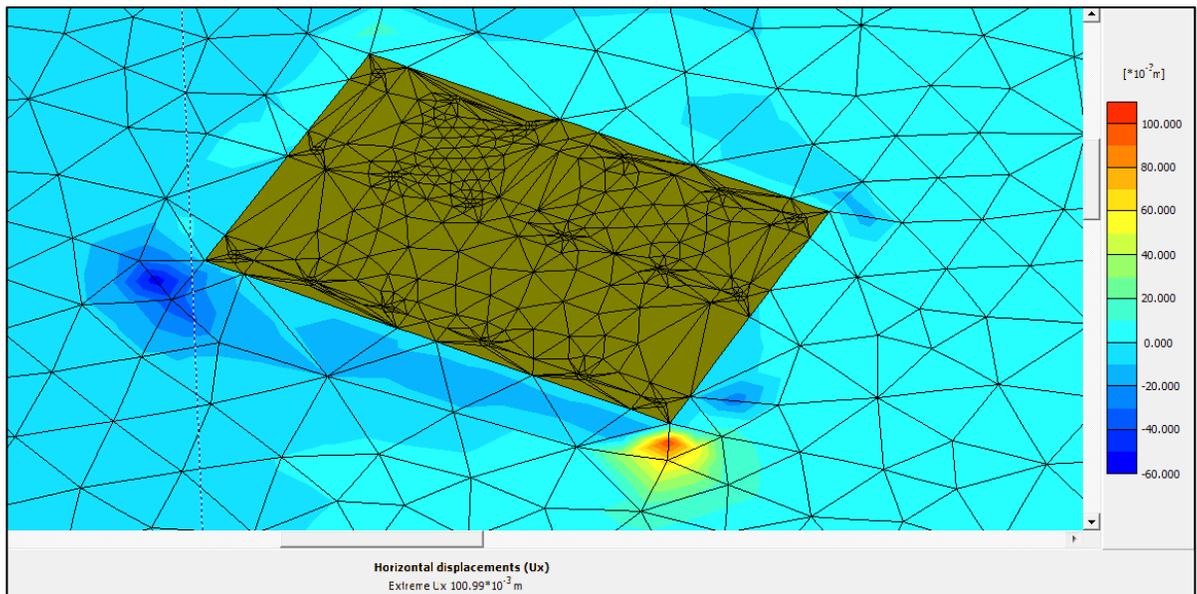
**Figura 67:** Resultado del modelo cimentación mediante losa de cimentación deformaciones totales.



**Figura 68:** Bulbo deformaciones de la losa, deformaciones totales.



**Figura 69:** Resultado del modelo deformaciones horizontales cimentación mediante losa.



De acuerdo al resultado del modelo de deformaciones totales y horizontales se observa que la interacción entre la losa de cimentación, el suelo de fundación, las cargas propias de la vivienda y los empujes propios del sitio generan un desplazamiento máximo de 95 cm y un desplazamiento horizontal máximo de 10.9 cm como se observa en las figuras anteriores.

Finalmente se ejecutó la modelación empleando micropilotes de 0.3 metros (12") y longitud de 25 y 15 metros los cuales llegan hasta el estrato competente conjugados con la losa de cimentación, estos pilotes se localizan distribuidos en la

losa tal como se expone al inicio del capítulo, al ejecutar la evaluación matemática del modelo se define que los desplazamientos máximos totales corresponden a 3.81 mm para los micropilotes con longitud de 25 metros y una deformación máxima de 3.9 mm para los micropilotes con longitud de 15 metros, también se observa que al incorporar los micropilotes se disminuyen significativamente las deformaciones aumentando la rigidez de la misma y generando mayor seguridad a la vivienda proyectada **Figura 72**.

**Figura 70:** Resultado del modelo deformaciones horizontales cimentación mediante micropilotes con longitud de 25 metros.

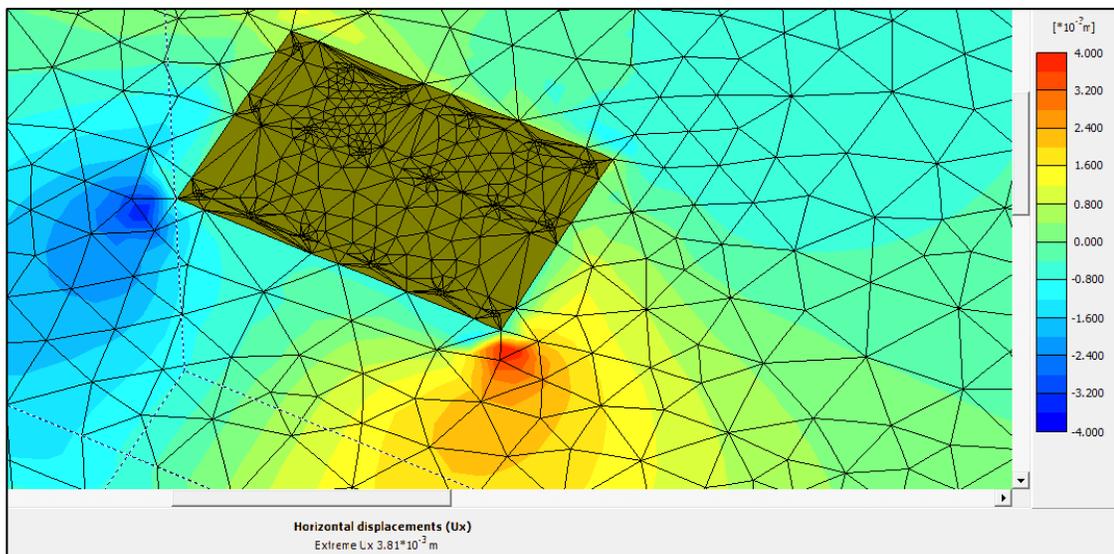
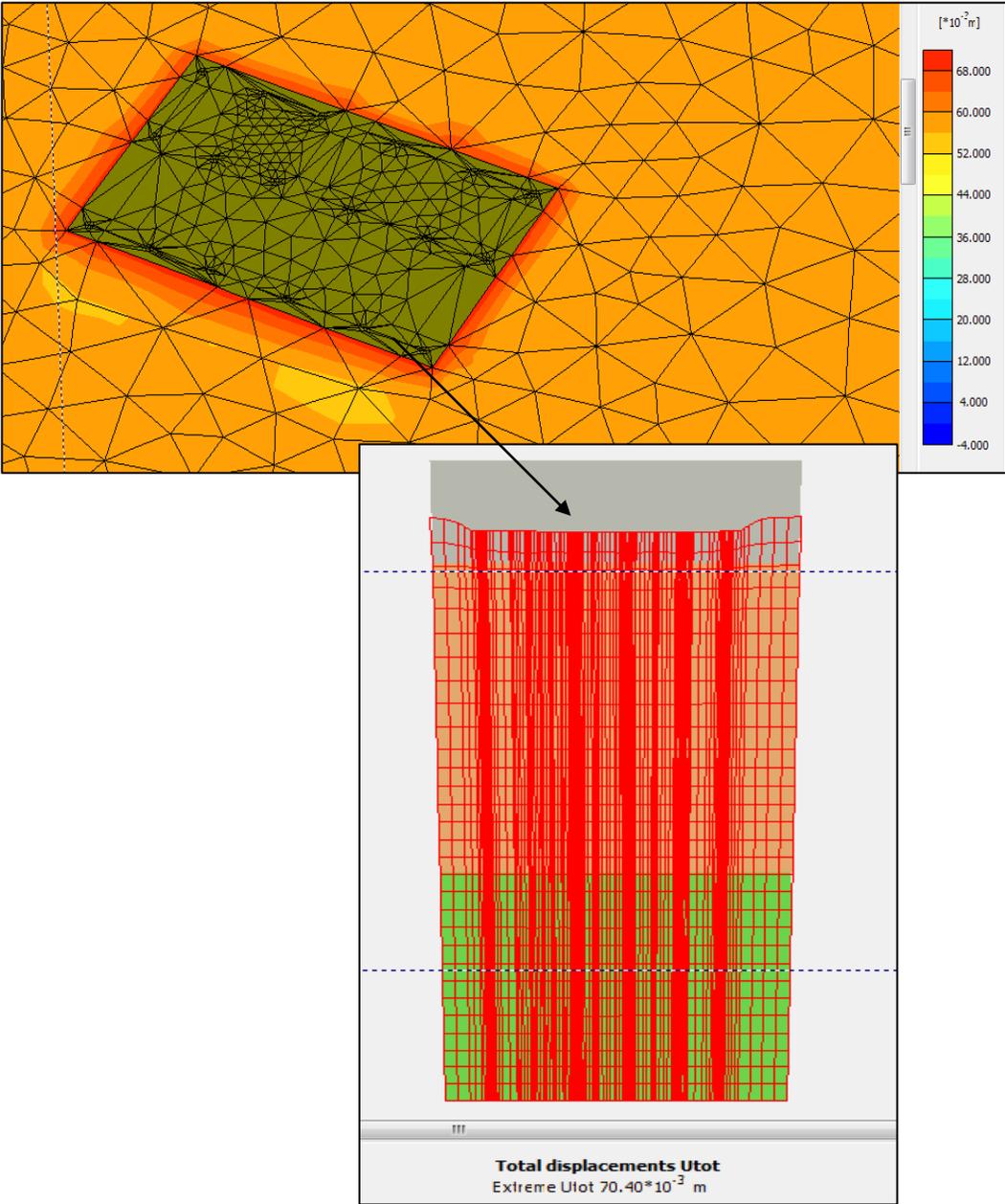
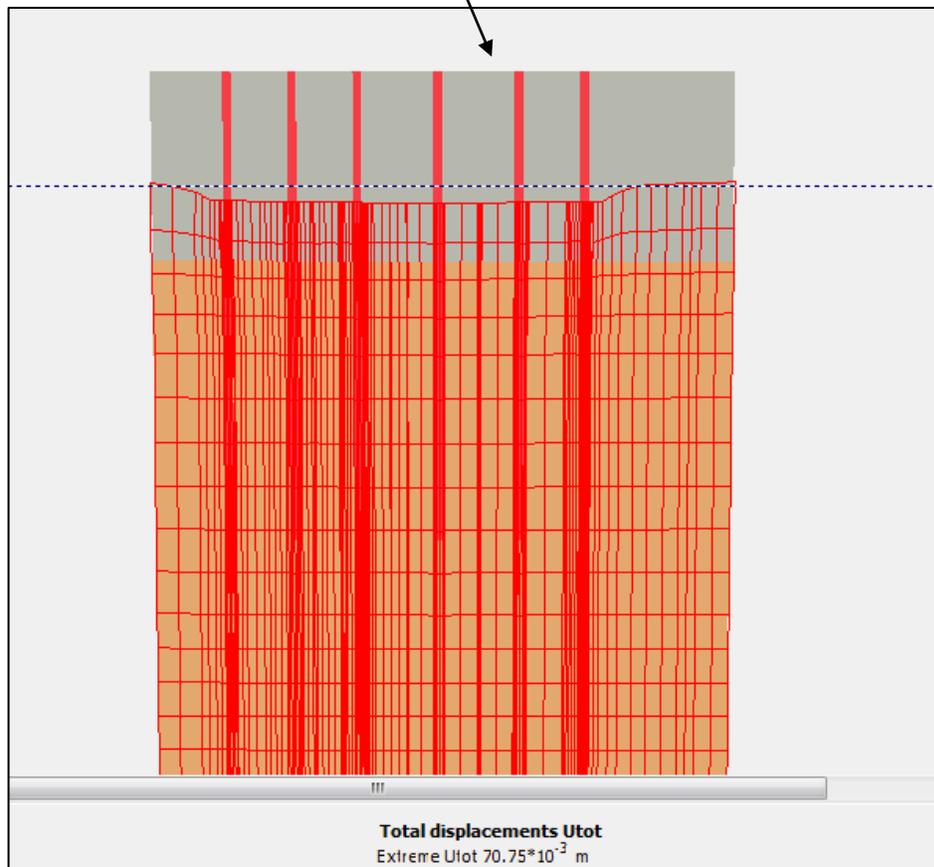
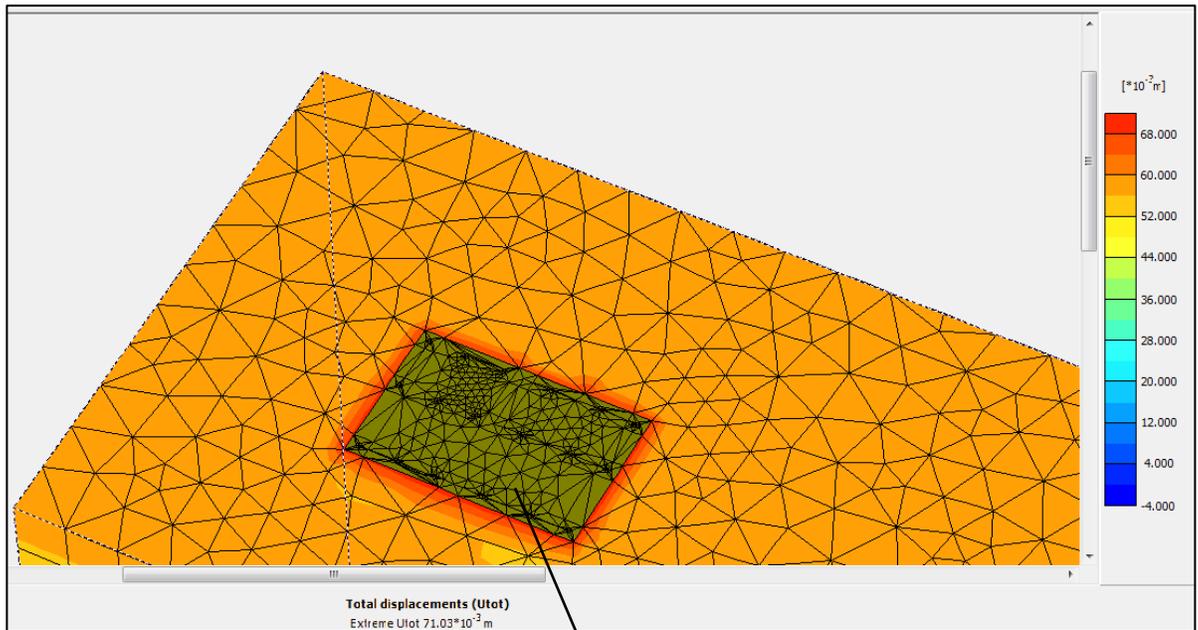


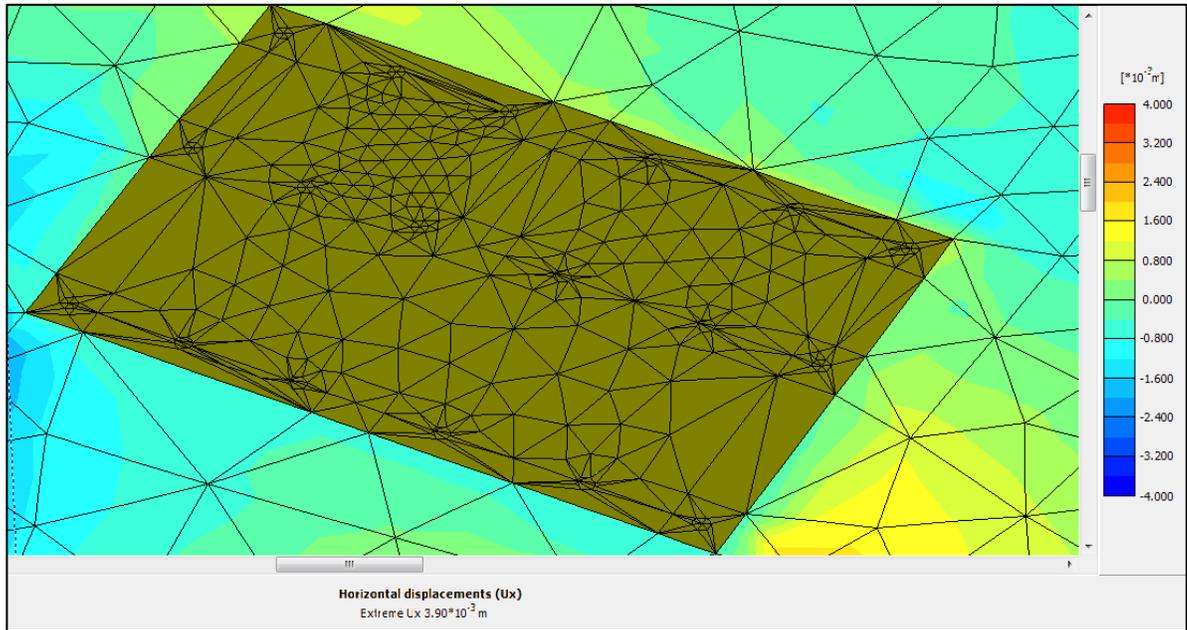
Figura 71: Resultado del modelo cimentación mediante micropilotes con longitud de 25 metros.



**Figura 72:** Resultado del modelo cimentación mediante micropilotes con longitud de 15 metros.



**Figura 73:** Resultado del modelo deformaciones horizontales cimentación mediante micropilotes con longitud de 15 metros.

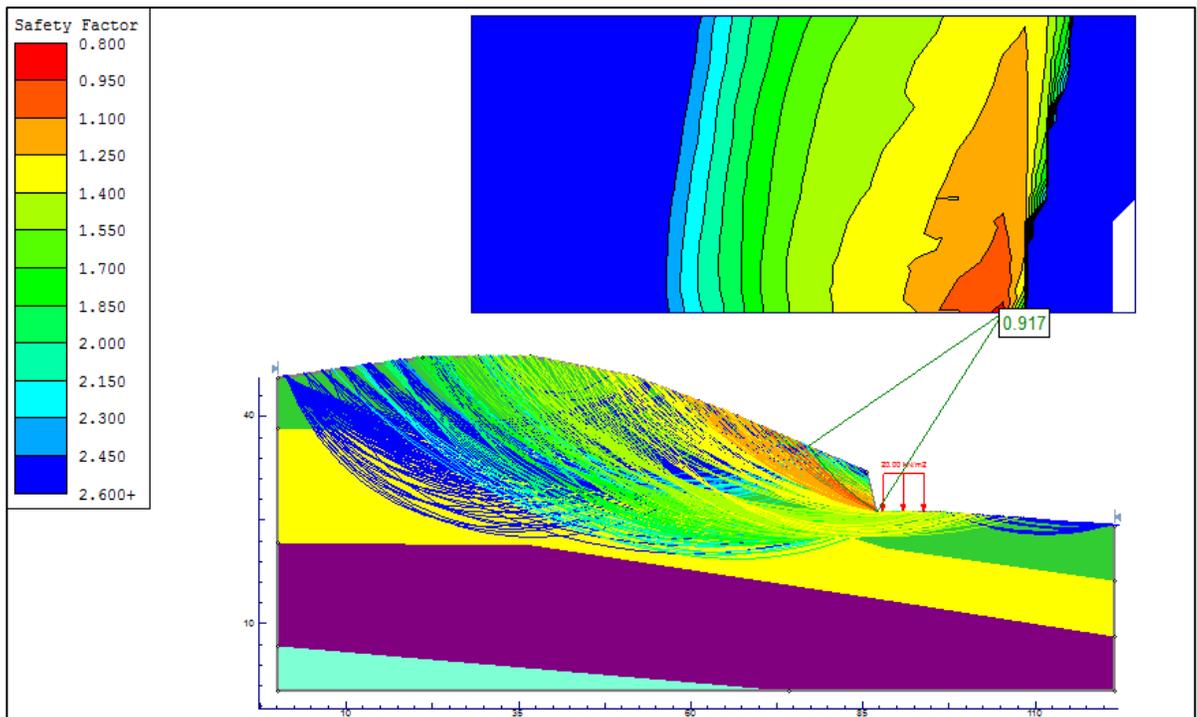


Tal como se observa y como se esperaba las menores deformaciones se presentan al incorporar como cimentación los micropilotes a una profundidad aproximada de 25 metros, las deformaciones diferenciales que se pueden presentar en la estructura son de un orden inferior a lo mostrado en las otras cimentaciones con solo 7.8 mm para la cimentación de micropilotes de 15 metros y de 7.62 mm para la cimentación de micropilotes de 25 metros; comparando las dos opciones de losa con micropilote la diferencia entre los desplazamientos máximos como de las deformaciones diferenciales, no son significativas, por tal motivo se puede decir que la cimentación de losa y micropilotes de 15 metros es la más adecuada de entre estas dos opciones ya que la implementación de esta es un 40% más económica que la de micropilotes de 25 metros.

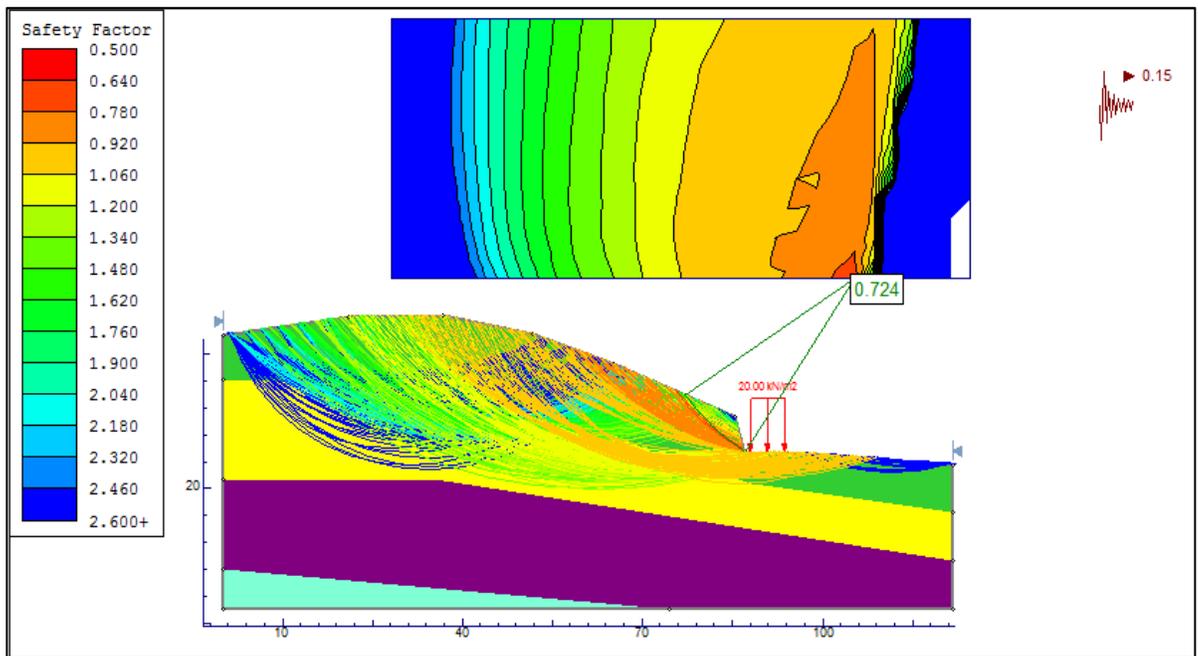
## 11 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA PERFILACIÓN DEL TALUD

Con el fin de evaluar la estabilidad del talud generado por el corte de la explanación para la construcción de las viviendas se realiza el análisis de estabilidad tomando como perfil crítico el número 5 ya que el corte en este sector presenta una altura aproximada de 5 metros, este análisis se desarrolla utilizando el software Slide utilizando el método de equilibrio límite, el cual permite modelar la estabilidad de las laderas existente evaluándola a partir de los factores de seguridad, las modelaciones se desarrollaron utilizando los parámetros expuestos en capítulo 8, para el análisis se evaluaron tres escenarios, el primero corresponde al escenario estático, el segundo al escenario corresponde al dinámico y el tercero al escenario saturado, a continuación se presenta el análisis de estabilidad al realizar el corte ( ver **Figura 74. Figura 75 y Figura 76**).

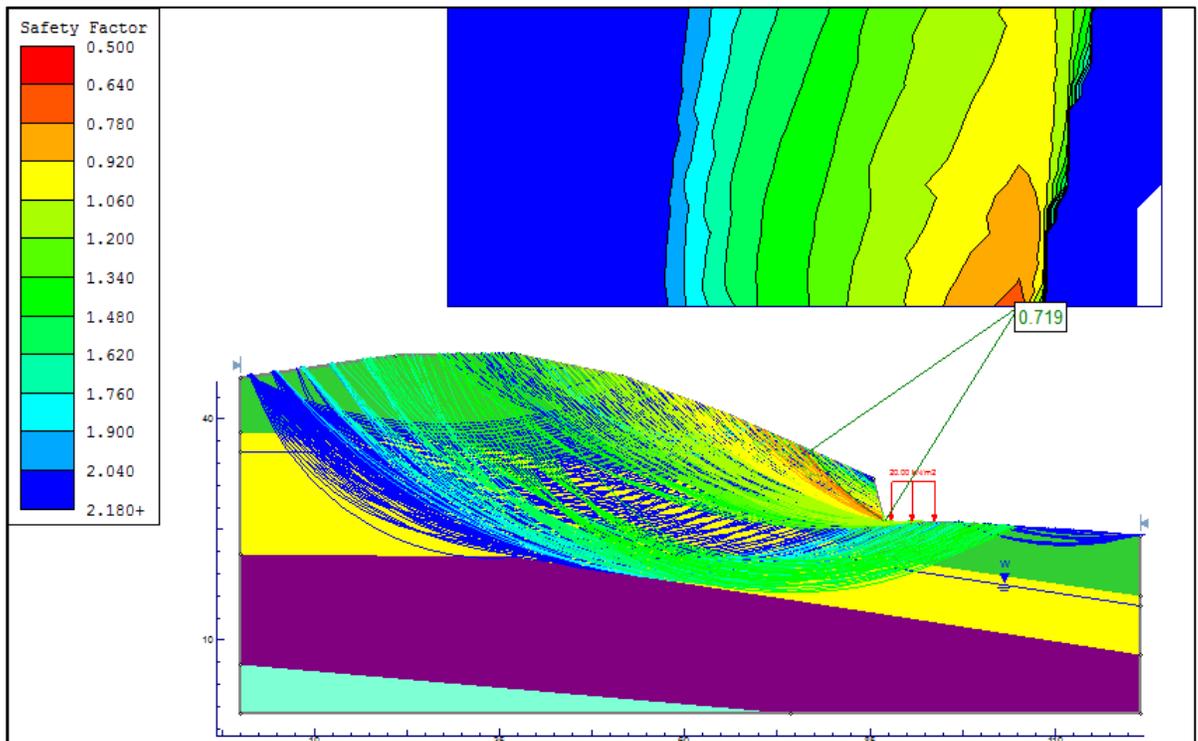
**Figura 74:** Resultado del análisis de estabilidad perfil 5, escenario estático (Teoría Fellenius).



**Figura 75:** Resultado del análisis de estabilidad perfil 5, escenario dinámico (Teoría Fellenius).

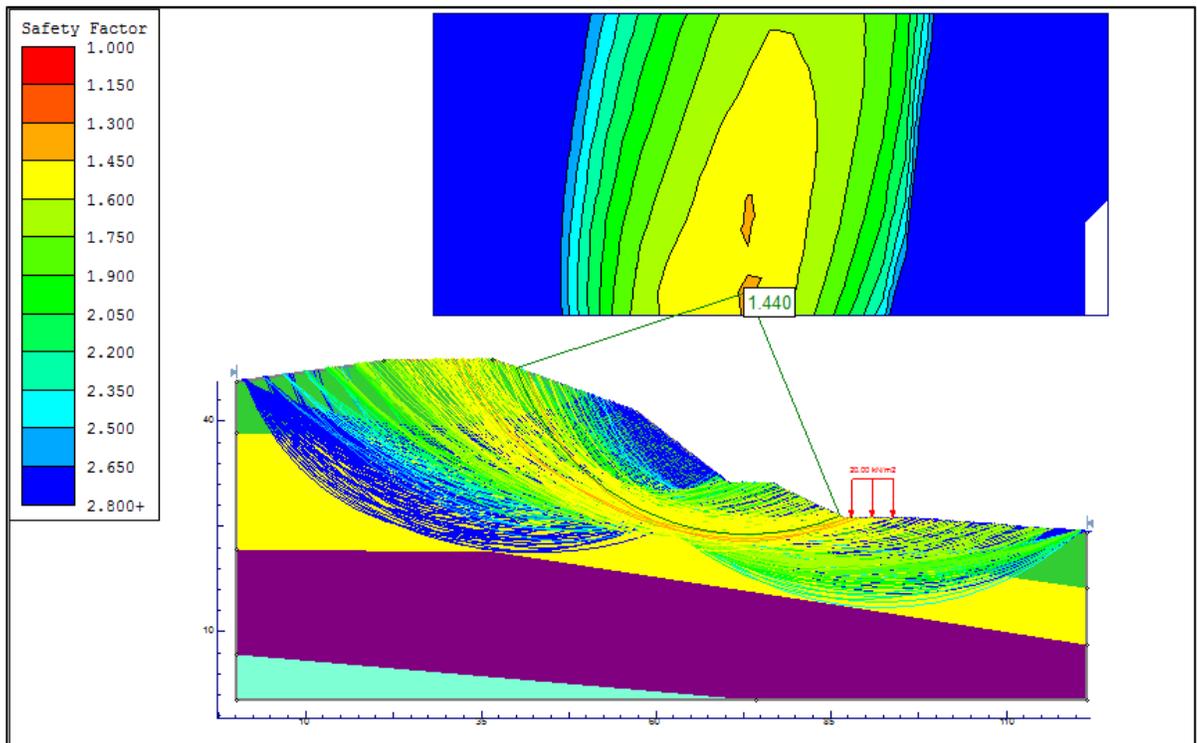


**Figura 76:** Resultado del análisis de estabilidad perfil 5, escenario saturado (Teoría Fellenius).

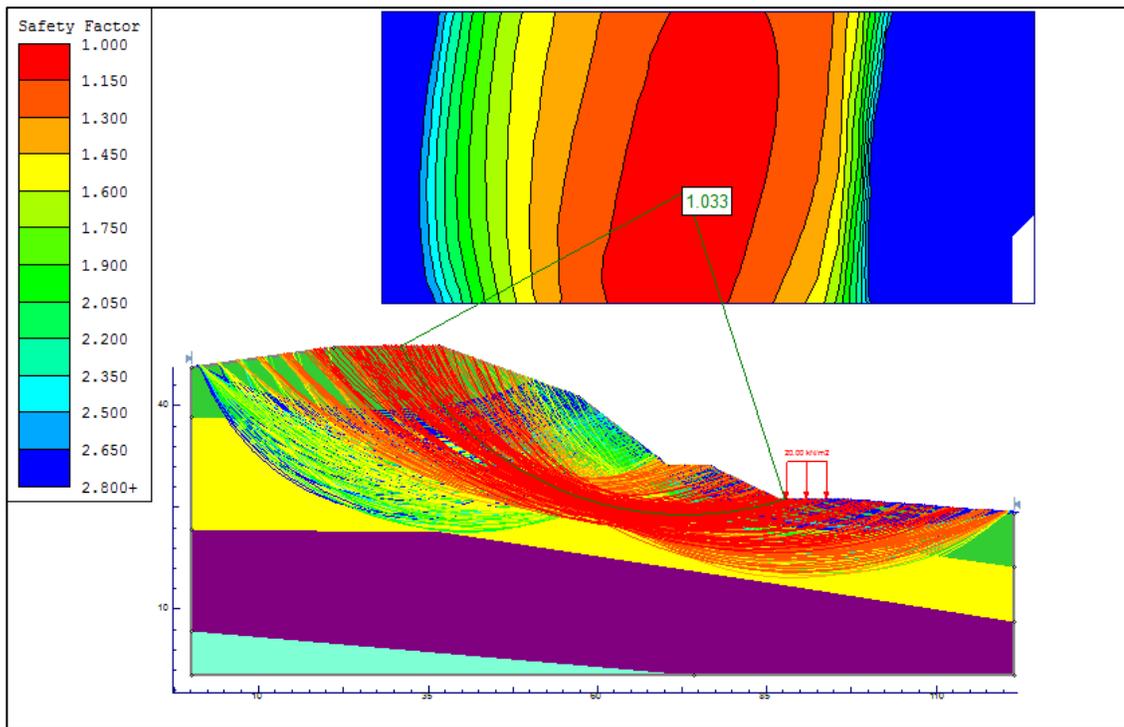


Tal como se identifica en las figuras anteriores por la naturaleza geológica de los materiales al realizar el corte los factores de seguridad obtenidos son inferiores a 1.0 indicando que el talud es determinísticamente inestable al realizar el corte; teniendo en cuenta que el alcance del proyecto corresponde a la construcción de viviendas con un máximo de 2 niveles se propone un mecanismo de estabilización de rápida construcción, para ello se propone la perfilación del talud con una pendiente máxima 2H: 1V y la construcción de una berma superior, adicional a esto se propone la construcción de zanjas de coronación en geomembrana ( ya que en depósitos coluviales se recomiendan estructuras flexibles), con el fin de mantener la saturación controlada en el coluvión, con lo anteriormente mencionado se procede a evaluar la estabilidad de la propuesta y se presenta los resultados en las **Figura 77, Figura 78 y Figura 79.**

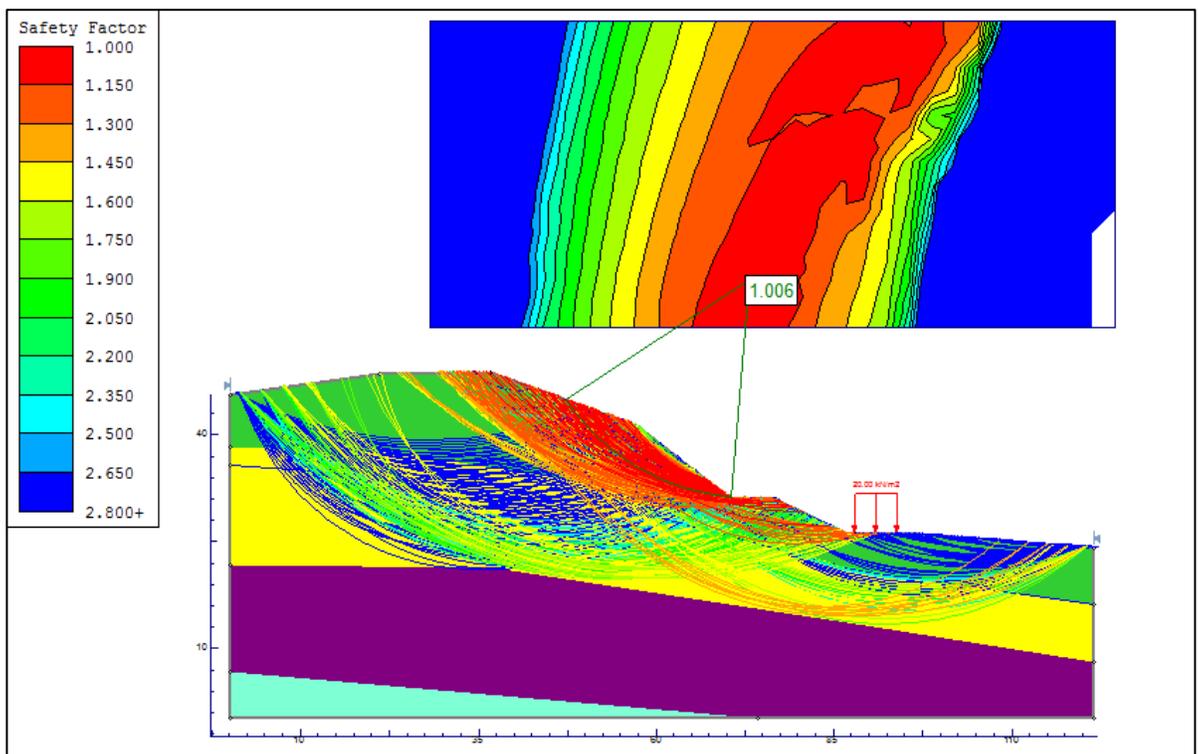
**Figura 77:** Resultado del análisis de estabilidad con el talud perfilado, escenario estático (Teoría Fellenius).



**Figura 78:** Resultado del análisis de estabilidad con el talud perfilado, escenario dinámico (Teoría Fellenius).



**Figura 79:** Resultado del análisis de estabilidad con el talud perfilado, escenario saturado (Teoría Fellenius).



Al realizar la perfilación del talud se observa que los factores de seguridad aumentan, presentando magnitudes iguales y superiores a 1.0 indicando que la propuesta realizada mitiga la inestabilidad del talud al realizar el corte, en la siguiente tabla se encuentra el resumen de los factores de seguridad obtenidos mediante el análisis.

**Tabla 22:** Resultado de los factores de seguridad obtenidos.

PERFIL	PERFIL AL REALIZAR EL CORTE			PERFIL AJUSTANDO LA PENDIENTE DEL TALUD		
	Estático	Sismo	Saturado	Estático	Sismo	Saturado
Método						
Ordinario-Fellenius	0.917	0.724	0.719	1.44	1.033	1.006
Bishop	0.992	0.745	0.714	1.40	1.031	1.008
Janbu	0.941	0.715	0.718	1.45	1.034	1.001
Spencer	0.915	0.725	0.705	1.48	1.041	1.002
Morgenstern-Price	0.956	0.711	0.702	1.42	1.038	1.005

Teniendo en cuenta los análisis de estabilidad geotécnica, las obras de mitigación para complementar la perfilación del talud son el manejo de aguas lluvias y de escorrentía con la construcción de zanjas de corona y cunetas en el pie del talud de corte; canales de encausamiento de aguas de escorrentía. Las medidas restrictivas para el proyecto son los aislamientos a la corona de taludes y pie de taludes y drenajes.

A continuación se presentan las obras de estabilización adicionales para un adecuado manejo del talud. Es relevante mencionar que estas son obras que se deben ejecutar de manera conjunta para su presentar un adecuada estabilización.

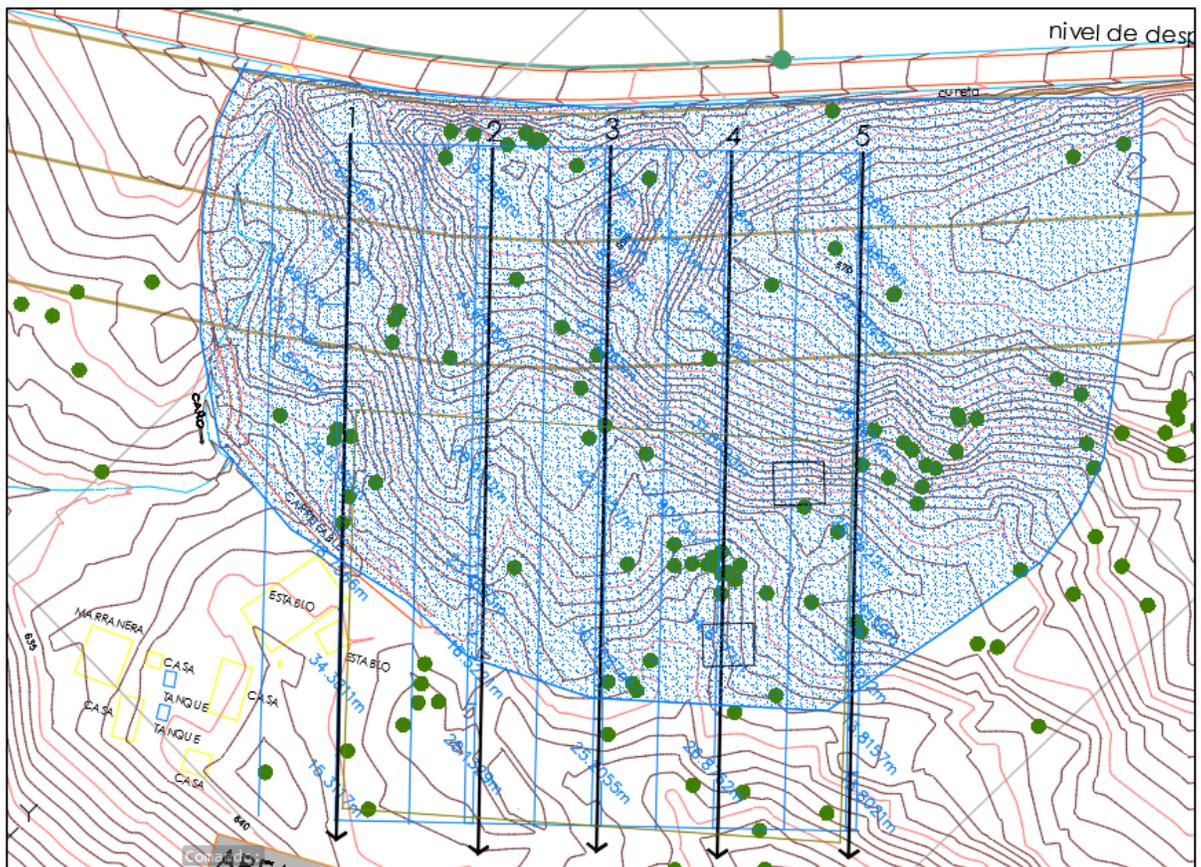
## 11.1 MANEJO DE AGUAS LLUVIAS Y DE ESCORRENTÍA

Dentro de las recomendaciones adicionales se propone construir canales intermedios en las bermas y zanjas de coronación en la corona del talud propuesto, teniendo en cuenta que la litología corresponde a suelos coluviales se

propone realizar un sistema de canales flexibles en geomembrana a continuación se presenta la verificación de los canales propuestos.

De acuerdo al capítulo de precipitación presentado dentro del presente documento se identifica que la precipitación media histórica de la estación San Vicente del Chucurí corresponde a 180 mm, de acuerdo a esto se tomara dicha precipitación como la intensidad de la lluvia de diseño, el uso del suelo del predio en estudio corresponde principalmente a cultivos de cítricos y pastoreo, de acuerdo a esto y según la clasificación del SCC se emplea un coeficiente de escorrentía de 0.45, finalmente se determina el área de drenaje aportante al canal de diseño

**Figura 80:** Delimitación del área de drenaje aferente a los canales



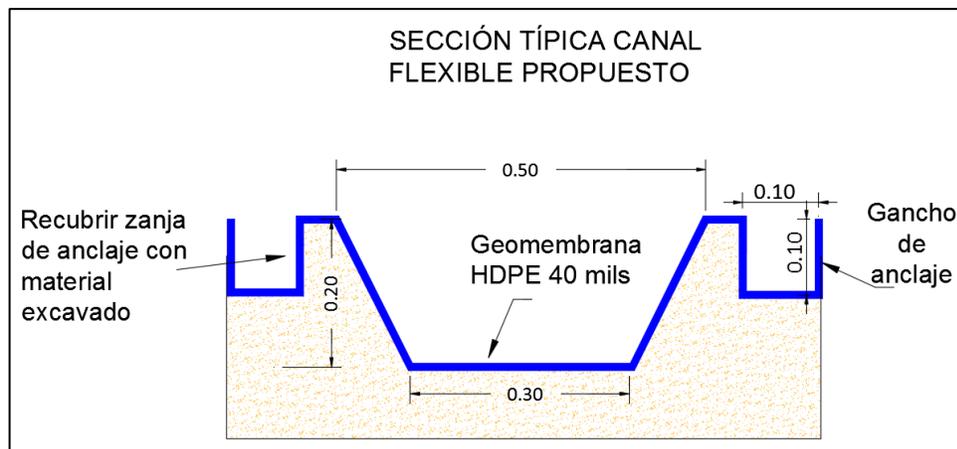
El área de drenaje corresponde a 26974 m<sup>2</sup>, es decir a 0.027km<sup>2</sup>, a partir de esta información se calcula el caudal máximo probable que reciben los canales flexibles propuestos a partir del método racional.

$$Q_p = 0.278 * 0.027 \text{ km}^2 * 180 \text{ mm/h} * 0.45$$

$$Q_p = 0.119 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

El caudal que recibe el canal corresponde a  $0.119 \text{ m}^3/\text{s}$ , en la siguiente figura se presenta el esquema del canal que recibe dicho caudal.

**Figura 81:** Sección transversal del canal propuesto



En el análisis de la capacidad hidráulica se tuvieron en cuenta los siguientes criterios consignados en el RAS-2000.

- La profundidad de la lámina de agua (Y) debe ser menor que el 80% de la altura total del conducto (H).
- La velocidad mínima necesaria para lavar los sólidos en periodos de caudal bajo es de  $0.75 \text{ m/s}$ .
- La velocidad máxima permitida es de  $5 \text{ m/s}$ .
- Rugosidad (n) de 0.014 según la tabla B.6.2 del RAS-2000.

Para determinar el caudal captado por el box couvert se utiliza la ecuación propuesta por Manning descrita a continuación

$$Q_{cap} = \frac{1 * AR^{2/3} \sqrt{S}}{n}$$

Donde,

**Qcap:** Caudal captado [m<sup>3</sup>/s].

**S:** Pendiente

**n:** Coeficiente de manning.

**AR<sup>2/3</sup>:** Parámetros geométricos de la sección [m]

Teniendo en cuenta esta relación y los parámetros nombrados en el RAS-2000, se evaluó la capacidad hidráulica del canal proyectado, la verificación de la capacidad hidráulica se presenta en la siguiente tabla, en ella se evalúa la capacidad para transportar el caudal del área 1 del talud interno, correspondiente a 0.2174 m<sup>3</sup>/s.

**Tabla 23** Evaluación de la sección del canal flexible.

Pendiente vía	Parámetros geométricos		N manning	Q cap [m <sup>3</sup> /s]	Q diseño[m <sup>3</sup> /s]	Check
	A[m2]	R[m2]				
2.0%	0.07	0.098	0.01	0.217	0.119	OK

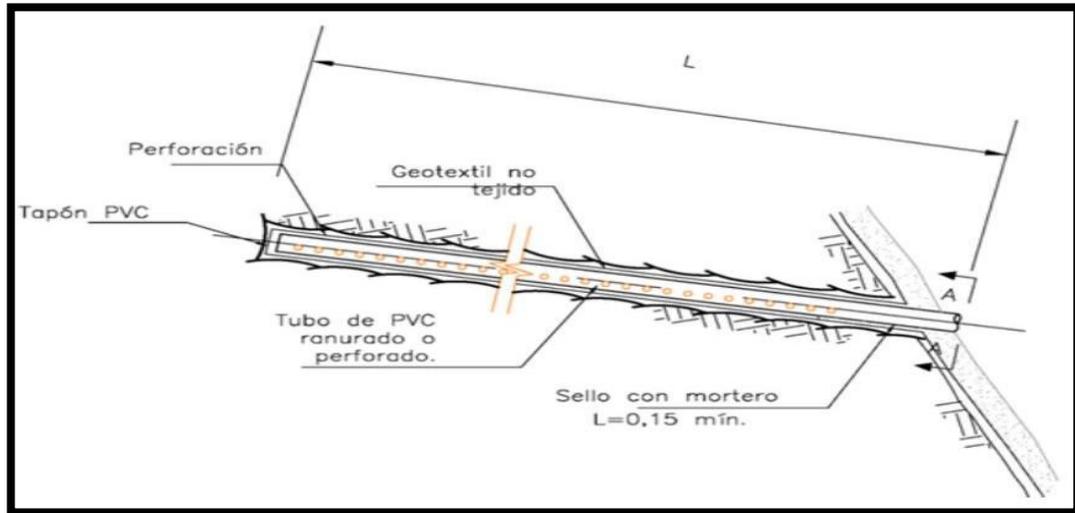
## 11.2 MANEJO DEL NIVEL FREATICO Y SATURACION DEL TERRENO

Uno de los puntos mas importantes para el manejo de la estabilidad genertal del predio es no permitir la saturacion de los taludes de Coluvion, esto implica tener que manejar una gran cantidad de sistemas complementarios para tal fin.

**11.2.1 Drenes Horizontales:** Los drenes horizontales son la medida ideal para evitar la saturacion del terreno estos deben ser instalados en las base o parte intermedia de los taludes, todo talud que posea un corte de mas de 2 metros de altura debe tener un dren horizontal que permita la eliminacion del exceso de agua del Coluvion estos no deben tener una separacion superios a los 20 metros entre filtros y una profundidad recomendada minima de 10 metros, las características de estos drenes se ilustra en la **Figura 82**, la descarga de estos drenes debe estar

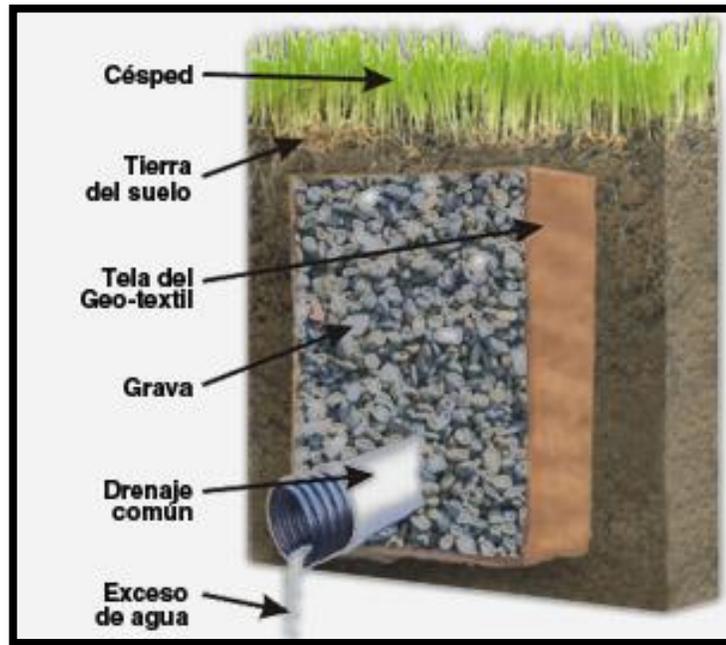
dirigida a un manejo a canales, que permita la evacuacion a la fuente hidrica mas proxima.

**Figura 82:** Modelo de Sub-drenaje Horizontal



**11.2.2 Drenes superficiales:** Los drenes Superficiales son la medida obligatoria para toda la zona de influencia de la base del talud, estos nos permitira tener los niveles de saturacion del suelo del Coluvion bajos que es el primordial promebla de este tipo de formacion, estos drenes deben ser tipo frances con una profundidad minima de 1 metro simple deben tener la tuberia minimo de 4" o' 10 cm para que no sufra un taponamiento por acumulacion de material fino, Deben ubicarse en las partes superiores del talud, el exceso de agua de estos taludes deben ser diiriguidos a otro sistema de manejo de aguas lluvias como canaletas superficiales o alcantarillado para que re direcciones estas aguas a la fuente hidrica mas proxima.

**Figura 83:** Modelo de drenaje Superficial



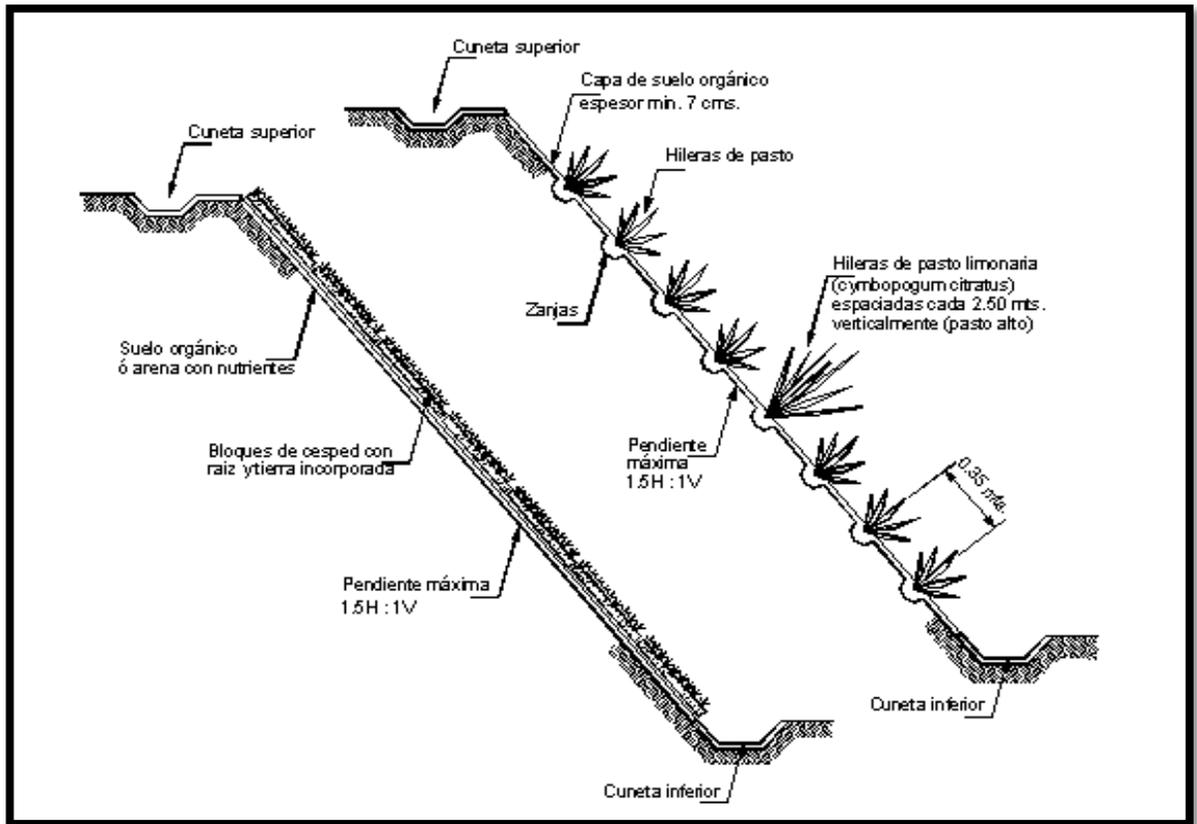
### **11.3 AISLAMIENTO A BASE Y CORONA DE TALUDES**

Los Aislamientos para edificaciones permanentes a taludes de Corte que no posean ningún tipo de estructura de contención será de 5.00 metros tanto para la base del talud como a su corona.

### **11.4 CONTROL DE EROSIÓN.**

Para evitar la erosión de los taludes se efectuaran sistemas de re-vegetalizacion de taludes que permitan la protección y que el sistema radicular de las plantas contribuya en la estabilidad del suelo superficial de la cara del talud, como se muestra en la

Figura 84 : Esquema Re-vegetalización de taludes



## 11.5 ESTABILIZACION VEGETAL

Como parte integral de la estabilidad general del predio a desarrollar es necesario la implementación de sistemas de estabilización del terreno mediante sistemas radicales, que nos permitan generar zonas de estabilidad mediante raíces, que cumplan con las siguientes características, Sean especies del sector o que se adapten bien al clima, árboles de gran tamaño con raíces pivotantes para que estas nos sirvan en el anclaje del suelo al estrato inferior.

La siembra de estas especies se deben realizar en franjas preferiblemente continuas que nos generen surcos de estabilidad compacta, estos surcos deben tener un espesor de mínimo 30 metros para que pueda haber un bloque de

vegetación lo suficientemente amplio para general estabilidad a la ladera circundante.

Los árboles allí sembrados deben tener un sistema de siembra diferente, las especies se debe estimular el crecimiento de las raíces en profundidad por tal motivo se deben sembrar de manera más densa a lo normal para que el crecimiento se radicular principal pivotante sea más profunda en su afán de búsqueda de agua y nutrientes , por tal motivo se pueden sembrar con un sistema de 3x3 metros en tres bolillos.

## 12 CONCLUSIONES

- De acuerdo a la caracterización geológica y exploración geotécnica del sitio en estudio se encuentra compuesto por un depósito coluvial inicialmente matriz soportado y posteriormente clasto soportado, este depósito aumenta hasta una profundidad de aproximadamente 25 metros a partir del nivel actual del terreno, este coluvión se encuentra sobre una roca de la formación Umir (**Ksu**) el cual es una intercalación de areniscas y limolitas, el espesor del depósito definido genera una alta susceptibilidad a movimientos en masa progresivos en el sector en estudio también influenciados por la falla de “San Vicente”, de acuerdo a los ensayos se identificó el nivel freático a una profundidad de 8.0 metros, en base a los ensayos geofísicos se establece que el tipo de perfil de suelo corresponde a suelos Tipo D de acuerdo a la NSR-10.
- Con base a las pruebas, los estudios realizados y el cálculo de correlaciones se logró el objetivo de realizar una caracterización de la zona de estudio ubicado en el predio el *Reposo*; se puede considerar que la caracterización hecha posee una gran concordancia con lo existente en el terreno, al haberse efectuado diversas pruebas se obtuvo un espectro amplio de datos el cual permitió tener valores característicos del suelo idóneos para el modelamiento.
- Mediante el modelamiento de los taludes del sector de estudio, con la metodología de elementos finitos, el modelo constitutivo de Mohr- Coulomb y empleando la herramienta computacional de Plaxis 2D, se ha determinado las condiciones de cargas a las que pueda estar sometida una vivienda por los desplazamientos ocasionados en este tipo de formaciones; por ende se logra concluir que la zona de estudio presenta unos esfuerzos

de entre **65.31KN/m<sup>2</sup>** y **84.43KN/m<sup>2</sup>** para la condición estática + saturación y unos esfuerzos de entre **145.9KN/m<sup>2</sup>** y **250.2KN/m<sup>2</sup>** para la condición de sismo + saturación; siendo el sector noreste de la zona de estudio el que posee los mayores valores de esfuerzos y por consiguiente siendo este el sector escogido para el modelamiento de las cimentaciones.

- Al ejecutar la evaluación matemática en *Plaxis 3D Foundation* para los tres tipos de cimentaciones propuestas, se puede ver claramente la gran diferencia que existe entre estas, teniendo una clara diferencia entre sus valores de desplazamiento; En el caso de la cimentaciones de zapatas aisladas tenemos un desplazamiento diferencial horizontal del orden de los 22 cm; para el caso de la cimentación mediante losa se obtuvo un desplazamiento horizontal del orden de 10 cm, con unos desplazamientos diferenciales del orden de los 14 cm; para el caso de losa con micropilotes de 15 y 25 metros, observamos que es una cimentación mucho más competente que las otras dos anteriores lo que nos genera unos desplazamientos horizontales de 3.9 mm para la de 15 metros y de 3.91mm para la de 25 metros, en estas cimentaciones se presenta un desplazamiento diferencial del orden de 7.8 y 7.62 mm respectivamente, lo que no genera gran esfuerzo a la estructura.
- Teniendo la evaluación de los tres tipos de cimentación propuesta, se puede concluir que la opción más competente y la que genera la menor incertidumbre es la de losa con micropilotes, entre las dos opciones de micro pilotes de 15 y 25 metros podemos decir que la diferencia entre estas dos son muy pequeñas del orden de un 2,4% y con relación a los costos de implementación los micropilotes de 25 metros son un 66.6% más costosos que los de 15 metros, por tal motivo la opción de micropilotes de 15 metros es la adecuada; pero como este sistema de construcción es costoso y presenta varios retos de ejecución se puede plantear que la cimentación

más asequible para ser ejecutada en este tipo de viviendas es la de losa, ya que este sistema presenta unos desplazamientos diferenciales menores que el sistema tradicional de zapatas aisladas, y con el adecuado reforzamiento de la estructura el cual permita la asimilación de estas deformaciones es la opción con menor costo y una menor complejidad de ejecución.

## BIBLIOGRAFÍA

- Bates, R. L., & Jackson, J. A. (1980). *Glossary of Geology*. Richmond U.S.A: American Geological Institute.
- Brand, E. (1985). *Predicting the performance of residual soil slopes*. San Francisco, A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands: In Proc., 11th International conference on soil mechanics and foundation engineering.
- Brinkgreve, R. B. (s.f.). *Tutorial Manual PLAXIS V8 2D*. The Netherlands: Delf iniversity of Technology & PLAXIS b.v.
- Dick, J. C., & Shakoor, A. (1995). *Characterizing durability of mudrocks for slope stability purposes*. Geological Society of America, Reviews in Engineering Geology.
- Grimme, K., & Montero, J. (1968). *Carretera en cosntruccion Bucaramanga-Barrancabermeja, Recomendaciones Finales Sobre la Estabilidad, Sector Bucaramanga-Quebrada "la Leona"* . Bucaramanga: Republica de Colombia Ministerio de obras Públicas.
- Ingram, R. L. (1953). *Fissility of Mudrocks*. Geological Society of America Bukketin.
- Mejia Camacho, L. M. (2012). *Influencia del llenado de embalses en la estabilidad de taludes; caso de estudio coluvion la leona y la santa maria*. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.
- Reglamento Colombiano de Construccion Sismo Resistente, Titulo H*. (2010). Bogota: Republica de Colombia, Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo territorial.
- Royero Gutiérrez , J. M., & Clavijo, J. (2001). *Mapa Geologico Generalizado Departamento de Santander*. Bucaramanga: Republica de Colombia Ministerio de Minas y Energia.
- Spears, D. A., & Taylor, R. K. (1972). *The influence of weathering on the composition and engineering properties of in situ coal measures rocks*. Int. J. Rock Mech. Min.
- Suarez Diaz, J. (1998). *Deslizamiento y estabilidad de Taludes en Zonas Topicales* . Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander .
- Suarez Diaz, J. (2009). *Deslizamientos: Analisis Geotecnico Volumen 1*. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.