

# **DIAGNÓSTICO DEL PROBLEMA DE FISURACIÓN DE LA PARROQUIA NUESTRA SEÑORA DEL CARMEN EN EL CORREGIMIENTO DE SANTA ELENA**

Autor:

**PAOLA ANDREA ARENAS BETANCUR**

Trabajo de grado para optar al título de:  
**INGENIERA CIVIL**

Director:

**JAVIER EMILIO PENAGOS CONGOTE**



**UNIVERSIDAD EIA  
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL  
ENVIGADO  
AÑO 2021**

Este trabajo de grado se lo dedico a mi familia, quienes me dieron la mejor formación, la formación ética y moral. ¡Infinitas gracias por tanto!

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

## **AGRADECIMIENTOS**

A Dios, quién siempre me dio la fuerza para luchar por mis sueños. A mi mamá, mi papá y mi hermano, quienes me apoyaron en todo momento, me aconsejaron y me dieron luz y esperanza. A mi director Javier Penagos, por su paciencia y su positivismo. A la docente Jaqueline Espinosa por tanta colaboración y apoyo. Finalmente, agradezco a todos mis familiares, amigos y docentes que ayudaron a formarme como persona y como profesional.

# CONTENIDO

	pág.
CONTENIDO .....	4
LISTA DE FIGURAS .....	6
LISTA DE FOTOGRAFÍAS .....	8
LISTA DE ILUSTRACIONES .....	11
LISTA DE TABLAS .....	12
LISTA DE ANEXOS.....	14
INTRODUCCIÓN.....	17
1. PRELIMINARES.....	19
1.1 Planteamiento del problema.....	19
1.2 Objetivos del proyecto.....	22
1.2.1 Objetivo general .....	22
1.2.2 Objetivos específicos.....	22
1.3 Marco de referencia .....	22
1.3.1 Antecedentes .....	22
1.3.2 Marco teórico.....	25
1.3.3 Marco conceptual .....	26
1.3.4 Marco institucional.....	28
1.3.5 Marco legal.....	32
2. METODOLOGÍA.....	34
2.1 Descripción de los métodos de identificación y seguimiento de fisuras .....	35
2.2 Definición de la metodología para el caso de estudio.....	35

2.3	Identificación de las causas de la fisuración .....	36
2.4	Proposición de algunas soluciones .....	36
3.	PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	37
3.1	Metodologías de identificación de fisuras de otros autores.....	37
3.2	Metodología de identificación de fisuras planteada .....	42
3.3	Evaluación de la parroquia .....	51
3.4	Descripción del caso de estudio .....	61
3.4.1	Caracterización geológica y geomorfológica de Santa Elena .....	61
3.4.2	Geomorfología regional .....	67
3.4.3	Otras características de la zona .....	70
3.4.4	Estado actual de la parroquia .....	72
3.4.5	Evaluación de la problemática realizada por otras entidades .....	75
3.4.6	Ensayos de laboratorio propios .....	84
3.5	Análisis de la problemática y discusión de resultados .....	116
3.5.1	Factores condicionantes de la problemática .....	117
3.5.2	Factores detonantes de la problemática .....	117
3.5.3	Discusión acerca de la problemática .....	118
3.5.4	Limitaciones acerca de la problemática .....	120
3.5.5	Alternativas de solución.....	120
4.	CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES .....	123
5.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	126
6.	ANEXOS .....	130

## LISTA DE FIGURAS

	pág.
Figura 1. Localización de la zona de estudio. ....	20
Figura 2. Localización del caso de estudio.....	20
Figura 3. Curva granulométrica No.1, muestra roja.....	92
Figura 4. Curva granulométrica No.2, muestra roja.....	92
Figura 5. Curva granulométrica No.3, muestra roja.....	93
Figura 6. Curva granulométrica No.1, muestra amarilla .....	94
Figura 7. Curva granulométrica No.2, muestra amarilla .....	94
Figura 8. Curva granulométrica No.3, muestra amarilla .....	95
Figura 9. Carta de plasticidad de Casagrande .....	97
Figura 10. Curva esfuerzo vs deformación de compresión simple, muestra roja.....	99
Figura 11. Curva esfuerzo vs deformación de compresión simple, muestra amarilla ....	100
Figura 12. Comparación de la curva esfuerzo vs deformación de compresión simple, para la muestra roja y amarilla.....	101
Figura 13. Curva esfuerzo vs deformación del ensayo de corte simple, muestra roja ....	104
Figura 14, Estado de esfuerzos - condiciones iniciales.....	105
Figura 15, Estado de esfuerzos - condiciones de falla .....	105
Figura 16. Envolvente de falla de Mohr-Coulomb, muestra roja.....	108
Figura 17. Curva esfuerzo vs deformación del ensayo de corte simple, muestra amarilla .....	110
Figura 18. Envolvente de falla de Mohr-Coulomb, muestra amarilla .....	111
Figura 19. Tiempo vs deformación de la muestra roja 1 - día 1.....	113
Figura 20. Tiempo vs deformación de la muestra amarilla 1 - día 3 .....	114
Figura 21. Tiempo vs deformación de la muestra roja 2 - día 5.....	114
Figura 22. Tiempo vs deformación de la muestra amarilla 2 - día 9 .....	115

Figura 23. Estimación del esfuerzo de preconsolidación, muestra roja 1 .....	116
Figura 24. Estimación del esfuerzo de preconsolidación, muestra roja 2 .....	116

## LISTA DE FOTOGRAFÍAS

	pág.
Fotografía 1. Inicio de la fisuración dentro de la parroquia .....	21
Fotografía 2. Evacuación de la parroquia .....	21
Fotografía 3. Sismo en México .....	23
Fotografía 4. Afectaciones estructurales producidas por la construcción del tranvía de Ayacucho.....	24
Fotografía 5. Ejemplo de daños leves.....	31
Fotografía 6. Ejemplo de daños moderados .....	32
Fotografía 7. Ejemplo de daños severos.....	32
Fotografía 8. Fisura externa en la casa cural.....	56
Fotografía 9. Fisura en la baldosa del piso de la casa cural.....	56
Fotografía 10. Fisura en el parqueadero de la casa cural .....	56
Fotografía 11. Fisura en el primer piso de la casa cural.....	56
Fotografía 12. Fisura en el piso en la parte externa (zona sur) .....	57
Fotografía 13. Fisura en el paso entre la casa cural y la parroquia .....	57
Fotografía 14. Fisura en el muro oriental (zona norte) .....	57
Fotografía 15. Fisura en el muro occidental (zona norte).....	57
Fotografía 16. Fisura en el confesionario (muro oriental, zona central).....	58
Fotografía 17. Fisura en muro occidental (zona sur).....	58
Fotografía 18. Fisura en el muro occidental (zona sur) .....	58
Fotografía 19. Estado actual de la parroquia (zona sur interna).....	73
Fotografía 20. Estado actual de la parroquia (cubierta).....	73
Fotografía 21. Estado actual de la parroquia (zona nororiental interna) .....	74
Fotografía 22. Estado actual de la parroquia (zona noroccidental interna).....	74
Fotografía 23. Estado actual de la parroquia (zona occidental central externa) .....	74

Fotografía 24. Estado actual de la parroquia (zona noroccidental externa).....	74
Fotografía 25. Estado actual de la parroquia (zona central externa) .....	75
Fotografía 26. Conformación de la zanja o trinchera.....	85
Fotografía 27. Material removido de la trinchera.....	85
Fotografía 28. Detalle de la conformación de la zanja o trinchera.....	85
Fotografía 29. Muestra roja y amarilla para prueba de resistencia.....	86
Fotografía 30. Pruebas de resistencia de ambas muestras .....	86
Fotografía 31. Prueba de resistencia para la muestra roja.....	86
Fotografía 32. Prueba de resistencia para muestra amarilla .....	86
Fotografía 33. Prueba de dilatación de muestra roja.....	87
Fotografía 34. Prueba de dilatación de muestra amarilla .....	87
Fotografía 35. Tenacidad y plasticidad de la muestra roja .....	88
Fotografía 36. Tenacidad y plasticidad de la muestra amarilla.....	88
Fotografía 37. Ensayo de gravedad específica .....	89
Fotografía 38. Lavado en el tamiz No. 200 .....	91
Fotografía 39. Juego de tamices para la granulometría .....	91
Fotografía 40. Ejecución del ensayo de hidrómetro para la granulometría de los finos....	91
Fotografía 41. Ensayo de límite líquido.....	96
Fotografía 42. Ensayo de límite plástico .....	96
Fotografía 43. Falla de compresión simple, muestra roja.....	99
Fotografía 44. Falla de compresión simple, muestra amarilla .....	101
Fotografía 45. Falla a corte directo, muestra roja.....	102
Fotografía 46. Falla a corte directo, muestra amarilla .....	102
Fotografía 47. Equipo de corte directo utilizado .....	102
Fotografía 48. Equipo para el ensayo de consolidación .....	112

Fotografía 49. Técnicas para reforzamiento estructural en concreto.....	122
---	-----

## LISTA DE ILUSTRACIONES

	pág.
Ilustración 1. Clasificación de las fisuras.....	28
Ilustración 2. Eventos físicos .....	29
Ilustración 3. Clasificación de habitabilidad.....	48
Ilustración 4. Habitabilidad verde .....	49
Ilustración 5. Habitabilidad amarilla.....	49
Ilustración 6. No habitable .....	50
Ilustración 7. Peligro de colapso .....	50
Ilustración 8. Geología regional .....	61
Ilustración 9. Perfil de meteorización en el sector de Sajonia.....	64
Ilustración 10. Depósitos aluviales y de vertiente de Medellín.....	65
Ilustración 11. Geomorfología regional .....	67
Ilustración 12. Amenaza de movimientos en masa en el corregimiento de Santa Elena ..	71
Ilustración 13. Amenazas en el corregimiento de Santa Elena.....	72
Ilustración 14. Perfil geotécnico realizado por Artinco .....	81
Ilustración 19, Fisuras Parroquia Nuestra Señora del Carmen.....	123

## LISTA DE TABLAS

	pág.
Tabla 1. Formato de información general .....	43
Tabla 2. Formato de localización .....	43
Tabla 3. Formato de grupo de uso .....	44
Tabla 4. Formato de valoración visual .....	45
Tabla 5. Formato de inspección visual .....	46
Tabla 6. Formato del espesor de las fisuras .....	46
Tabla 7. Formato tendencia de las fisuras .....	46
Tabla 8. Formato de dirección de propagación de fisuras .....	47
Tabla 9. Evaluación de colapso e inclinación .....	47
Tabla 10. Información general .....	52
Tabla 11. Localización .....	52
Tabla 12. Grupo de uso .....	52
Tabla 13. Valoración visual .....	53
Tabla 14. Inspección preliminar .....	53
Tabla 15. Existencia de colapso de la parroquia .....	59
Tabla 16. Inclinación de la parroquia .....	59
Tabla 17. Clasificación de habitabilidad .....	59
Tabla 18. Clasificación global de los daños .....	60
Tabla 19. Daños en elementos estructurales .....	60
Tabla 20. Daños en elementos no estructurales .....	60
Tabla 21. Tipo de suelo según su Gs .....	90
Tabla 22. Tipo de mineral según Gs .....	90
Tabla 23. Resultados de los límites de Atterberg para ambas muestras .....	96

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 24. Relación entre la consistencia y el esfuerzo de compresión no confinado .....	98
Tabla 25. Valores de fuerza axial y esfuerzo normal del primer punto .....	103
Tabla 26. Valores de fuerza axial y esfuerzo normal para el segundo punto.....	103
Tabla 27, Esfuerzos principales-muestra roja .....	107
Tabla 28. Valores de fuerza axial y esfuerzo normal para el primer punto .....	109
Tabla 29. Valores de fuerza axial y esfuerzo normal para el segundo punto.....	109
Tabla 30. Valores de fuerza axial y esfuerzo normal para el tercer punto .....	110
Tabla 31, Esfuerzos principales-muestra amarilla.....	111

## LISTA DE ANEXOS

	pág.
Anexo 1. Formato para la identificación de las patologías estructurales en las instituciones educativas .....	130
Anexo 2. Formato para la identificación de las patologías estructurales en las instituciones educativas .....	130
Anexo 3. Formato para la identificación de las patologías estructurales en las instituciones educativas .....	131
Anexo 4. Formato para la identificación de las patologías estructurales en las instituciones educativas .....	132
Anexo 5. Toma de datos preliminares en viviendas con discontinuidades .....	133
Anexo 6. Grietas en losa de piso .....	134
Anexo 7. Tabla de ilustración de descripción de discontinuidades detallada.....	135
Anexo 8. Formato de visitas preliminares para el diagnóstico de daños en viviendas....	136
Anexo 9. Formato de visitas preliminares para el diagnóstico de daños en viviendas....	137
Anexo 10. Tipología constructiva .....	138
Anexo 11. Descripción de la tipología constructiva .....	138
Anexo 12. Principales deterioros en los elementos más afectados.....	138
<b>Anexo 13. Causas</b> .....	138
Anexo 14. Ficha técnica de diagnóstico y tratamiento .....	139
Anexo 15. Plantilla para zonas comunes .....	140
Anexo 16. Plantilla para fachadas.....	141
Anexo 17. Clasificación del daño y habitabilidad de la edificación .....	142
Anexo 18. Clasificación global de daño y habitabilidad.....	143
Anexo 19. Aspectos generales de la edificación .....	144
Anexo 20. Referencias del informe preliminar.....	144
Anexo 21. Contenido del informe de inspección detallada .....	145

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

## RESUMEN

Las grietas presentadas desde el año 2018 en la parroquia y otras estructuras del corregimiento de Santa Elena han generado ciertas afectaciones a la comunidad. Algunos cierres preventivos e incluso, en los casos más graves, cierres definitivos, fueron las medidas tomadas para evitar situaciones de riesgo con la población. Bajo la problemática anterior, se consideró importante conocer la causa de la fisuración de las edificaciones afectadas en el corregimiento.

Para ello, se buscaron metodologías existentes para la caracterización, seguimiento y clasificación de fisuras. A partir de esto se definió un método de evaluación del riesgo de colapso, según el nivel de afectación de la estructura. Con los resultados obtenidos, se estableció que la problemática del corregimiento puede estar ligada a cambios en el comportamiento hidro-geotécnico del suelo. Por tal razón, como parte del diagnóstico del problema, se realizaron algunos ensayos de laboratorio para confrontar las características del suelo. Al final se enunciaron algunas alternativas de solución para la rehabilitación de las estructuras afectadas.

*Palabras clave: corregimiento de Santa Elena, fisuración, métodos de evaluación de riesgo estructural, ensayos de laboratorio para suelos.*

## ABSTRACT

Structural cracks presented since 2018 at principal church and other structures of Santa Elena village, has been some community affectations. Preventive closures, an even, in the most serious cases, definitive closures, were the decisions taked for avoid risky situations with people. Under this problematic situation, it was important to know the cracks cause of affected structures in village.

For it, were sought existent methodologies for characterization, tracing and classification of cracks. From this, was defined a risk collapse evaluation method, according to affectation level of the structure. With results obtained, was defined that the problem situation of the village, could be bound to changes in the hydro-geotechnical soil behavior. For this reason, as part of the diagnosis of the problem, were made any laboratory soil test for confront the soil characteristics. Finally, was enunciated some solution alternatives for rehabilitation of affected structures.

*Keywords: Santa Elena village, cracks (fisure), structural risk evaluation method, laboratory soil test.*

## INTRODUCCIÓN

La parroquia Nuestra Señora del Carmen y otras estructuras vecinas al parque del corregimiento de Santa Elena han presentado afectaciones estructurales que han generado la evacuación de estas edificaciones y la repercusión social en la población. A pesar de que se han realizado varios estudios que han buscado explicar las razones de la aparición de las fisuras y de la afectación estructural de estas edificaciones, aún no se tiene total claridad del por qué, de un momento a otro, apareció la problemática. Las hipótesis iniciales de la población señalan como responsable a la construcción del Túnel de Oriente. Sin embargo, los estudios de la empresa interventora del proyecto y las entidades gubernamentales señalan como responsable a un suelo de condiciones complicadas, en compañía de sistemas estructurales deficientes para las edificaciones de la zona.

Bajo esta situación, se estableció el foco de este problema como trabajo de grado, buscando investigar las razones que generaron tales afectaciones. Para ello se estableció un caso de estudio (la parroquia) y se consideraron tres hipótesis que podrían responder a la formulación del problema. La primera hipótesis, establecía que las fisuras y las grietas son la causa de una falla en la concepción estructural de las edificaciones afectadas. La segunda, determinaba que las fisuras fueron producidas por un fenómeno de reptación o de movimiento de masas. La tercera, definía que las fisuras aparecieron debido a los cambios de las condiciones hidro-geotécnicas de la zona, como consecuencia de la construcción del Túnel de Oriente.

El desarrollo de la primera hipótesis requirió de la investigación de diferentes metodologías para la identificación de fisuras y daños estructurales. A partir de allí se tomaron algunas de estas metodologías como una base para elaborar una metodología propia, que se acoplara a las condiciones locales y que permitiera clasificar el nivel de daño. Como el objetivo final era clasificar el riesgo de colapso de la parroquia, se realizaron visitas técnicas para recopilar y procesar la información requerida por la metodología y así establecer el nivel de riesgo. Así mismo, la segunda hipótesis requirió inicialmente de la investigación de la geología y geomorfología de la zona, además, de varios reconocimientos de campo para recopilar pruebas en el terreno que mostraran la validez de esta teoría. La tercera hipótesis necesitaba la validación de las propiedades geotécnicas del suelo, por medio de ensayos de laboratorio. Para esto último, se usó la información de los estudios realizados por la empresa interventora del Túnel (Artinco) y adicionalmente se realizó la extracción de dos tubos Shelby de una trinchera, que permitieran validar y contrastar las propiedades geotécnicas del suelo.

Cabe resaltar que, debido al alcance del trabajo y a las restricciones impuestas por los permisos, accesos y por la disponibilidad de los equipos de laboratorio, además de las condiciones impuestas por la pandemia (CoVid-19), tanto los análisis estructurales, las

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

visitas técnicas y los ensayos de laboratorio estarán limitados respecto a un estudio técnico realizado por un experto o por una entidad especializada.

El documento se encuentra estructurado inicialmente así: en los capítulos 1 y 2 está todo lo relacionado a la situación presentada en el corregimiento de Santa Elena. Allí, también se muestran los objetivos trazados y el detalle de la metodología definida para abordar la problemática. Luego, en el capítulo 3 se muestra la investigación realizada para conformar el compendio de metodologías de identificación de fisuras y niveles de afectación estructural; además la definición y elaboración de la metodología de evaluación de riesgo de colapso; también el análisis del caso de estudio y el análisis de los ensayos de laboratorio del suelo. Al final de este mismo capítulo se muestran algunas alternativas de solución para la problemática identificada. Y para concluir el trabajo, en el capítulo **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se exponen las principales conclusiones obtenidas, seguidas de los capítulos de las referencias bibliográficas y de los anexos que soportan el trabajo.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

# 1. PRELIMINARES

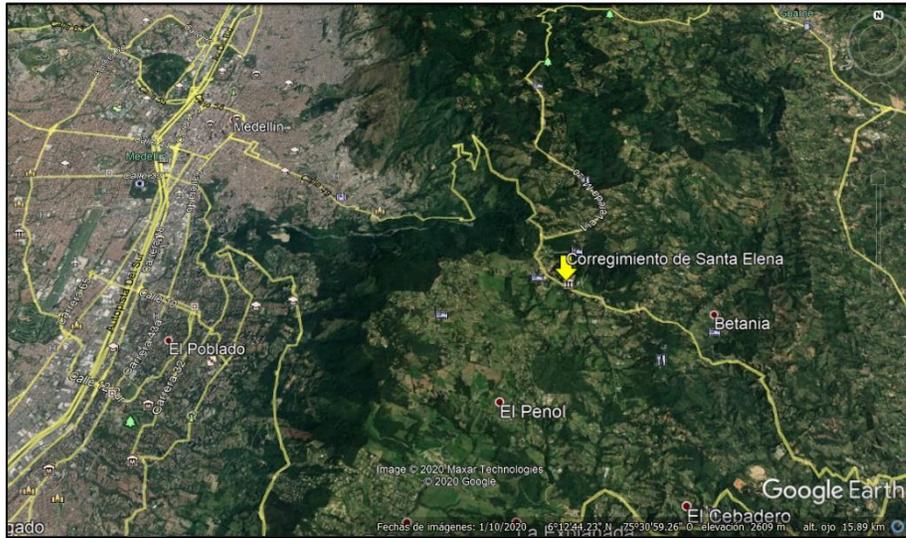
## 1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Al oriente del municipio de Medellín se encuentra el corregimiento de Santa Elena. Allí desde el mes de marzo del año 2018, se ha estado evidenciando la aparición de fisuras en varias estructuras y, además, en la única parroquia presente en el lugar- (Jiménez, 2019). Esta situación ha afectado a la comunidad en general, ya que propició el cierre e incluso el desalojo de algunas edificaciones afectadas (incluyendo la parroquia). Este panorama representa una alteración en la economía, cotidianidad social y cultural del corregimiento.

Debido a esto, el concejo de Medellín realizó una inspección de las grietas presentadas en las estructuras, descartando repercusiones por la construcción del Túnel de Oriente. Descartó que el problema proviniera de un posible movimiento de masas, y también determinó que el alcantarillado perteneciente al corregimiento, a pesar de tener dos problemas relacionados con la tubería, no generó inestabilidad en el sistema hidrogeológico (Concejo de Medellín, 2018).

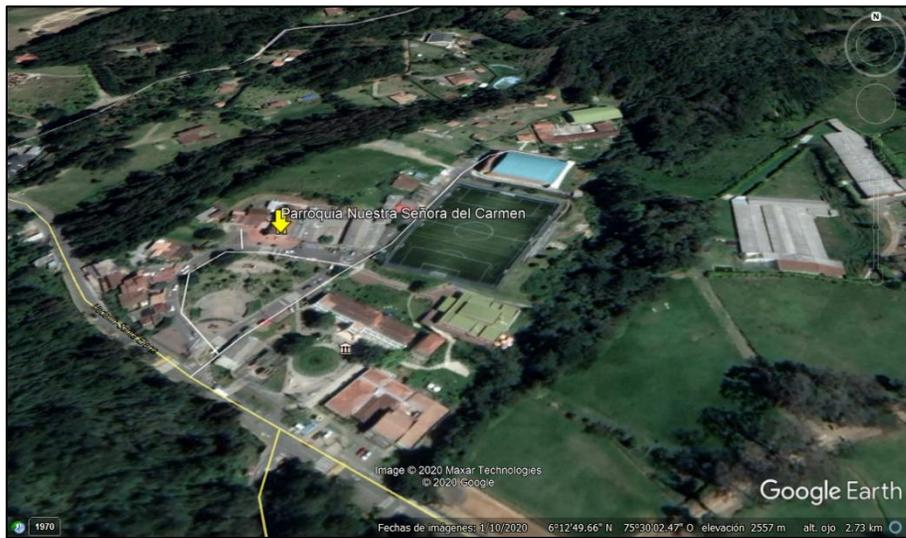
Por otra parte, la Alcaldía de Medellín, en colaboración con la Universidad Nacional, realizó otros estudios que descartaron otros culpables implicados por la comunidad. Sin embargo, este estudio no arrojó resultados precisos de las verdaderas y reales causas de las grietas presentadas en las edificaciones. Por esta razón, se estableció en el acta 483 del 3 de julio del 2018, que se realizaría una segunda fase del estudio, la cual tiene como alcance la ejecución de un modelo geofísico e hidrogeológico, una instrumentación y monitoreo geotécnico, un monitoreo topográfico y un análisis patológico de las estructuras que fueron afectadas (Concejo de Medellín, 2018).

Dado que hasta el día de hoy no se ha dado inicio a la segunda fase de estudio propuesta por la alcaldía de Medellín, se pretende realizar un diagnóstico propio que permita determinar las causas de la fisuración en esta zona del corregimiento, enfocando como caso de estudio la parroquia (ver Figura 2) **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**) y, respondiendo de esta manera al interrogante de *¿cuál es la causa de las grietas presentadas en las edificaciones del corregimiento de Santa Elena, principalmente en la parroquia Nuestra Señora del Carmen?*.



**Figura 1. Localización de la zona de estudio.**

*Nota. Tomada de Google Maps, 2020, por Maps (<https://www.google.com/maps/@6.2005622,-75.5248945,8302m/data=!3m1!1e3?hl=es>)*



**Figura 2. Localización del caso de estudio.**

*Nota. Tomada de Google Maps, 2020, por Maps (<https://www.google.com/maps/@6.2005622,-75.5248945,8302m/data=!3m1!1e3?hl=es>)*

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Fotografía 1. Inicio de la fisuración dentro de la parroquia**

Nota. Tomada por sección social (<https://mioriente.com/secciones/social/las-grietas-en-la-iglesia-de-santa-elena-ya-existian-concesionarios-del-tunel.html>)



**Fotografía 2. Evacuación de la parroquia**

Nota. Tomada Por David Mercado (<https://www.eltiempo.com/colombia/medellin/santa-elena-vive-un-viacrucis-por-las-grietas-en-sus-calles-y-fachadas-199256>)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

## **1.2 OBJETIVOS DEL PROYECTO**

### **1.2.1 Objetivo general**

Diagnosticar la causa de la aparición de fisuras en la parroquia Nuestra Señora del Carmen, en el corregimiento de Santa Elena.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

- Describir métodos de identificación y seguimiento de fisuras.
- Definir una metodología de evaluación para el caso de estudio.
- Identificar las posibles causas de la fisuración.
- Proponer algunas soluciones para la problemática del caso de estudio.

## **1.3 MARCO DE REFERENCIA**

### **1.3.1 Antecedentes**

Las grietas pueden ser generadas por diversos factores y no es hasta cuando se realiza un análisis que son conocidas sus causas. Por esta razón, en el presente estado del arte, se consideran algunos antecedentes donde las edificaciones se han visto afectadas ante la fisuración generada por asentamientos, calidad de materiales, calidad de procesos constructivos, sismos y otros factores.

En Ciudad de México, los días 7 y 19 de septiembre de 2017 se presentaron dos sismos que impactaron en gran magnitud algunas estructuras del país, en especial edificaciones, casas multifamiliares y calles, donde las grietas y fracturas existentes se activaron, ganando profundidad y extensión hacia otras áreas, lo que terminó generando socavones y daños más profundos. Campa, Ortiza & Ochoa (2018) se basaron en la identificación y reubicación de las viviendas más afectadas y, según lo anterior, concluyeron acerca de los aspectos que llevaron a una mayor gravedad en el crecimiento de las grietas luego de los sismos. Entre estos aspectos, resaltaron la modificación necesaria de la zonificación geotécnica, ya que, los estudios estratigráficos realizados en dicha ciudad no sólo eran básicos sino escasos. Razón por la cual, posteriormente se decidió hacer un nuevo estudio en el que se recomendó un alto cuidado con la presencia de arcillas en la ciudad y adicional a lo anterior, en los últimos años, se han aumentado los estudios de suelos en ciudad de México y es gracias a esto que se ha entendido un poco más la formación de grietas, fallas geológicas y socavones (Campa, Ortiz & Ochoa, 2018).



**Fotografía 3. Sismo en México**

*Nota. Tomada Por Krupskaia Alís & Rey Rodríguez*

En el trabajo de grado realizado por Pulido & Pérez (2013) se expone la realización de un estudio de patología estructural, en el edificio central de la facultad de artes ASAB de la universidad Francisco José de Caldas, ubicada en la ciudad de Bogotá. Para esto, realizaron un análisis de vulnerabilidad cualitativa, el cual, incluyó la evaluación preliminar de algunos aspectos de la edificación, como, por ejemplo: área construida, altura entre pisos, altura total, el tipo de acabados, materiales usados, procesos constructivos, inspección del suelo, inspección de fachadas, muros, vigas y columnas, inspección general del comportamiento sísmico, inspección de sistemas de entepiso, de elementos no estructurales y de sistemas de cubierta. Luego, realizaron el levantamiento gráfico y fotográfico, la identificación de daños típicos, la definición del plan de rehabilitación y finalmente un análisis de vulnerabilidad sísmica (Pulido & Pérez, 2013).

De manera similar, Gaviria & Restrepo (2017) realizaron un análisis de patología estructural en la institución Luis Carlos González Mejía en Pereira, en el cual se determinaron las causas y algunas alternativas de solución a las grietas presentadas en los elementos estructurales y no estructurales. La metodología consistió en la recolección de información, la realización de inspecciones técnicas, el análisis de vulnerabilidad y finalmente la realización del documento. Con sus análisis concluyeron que los principales problemas en la edificación son dados por el incumplimiento de la NSR-10 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente), ya que, la edificación fue construida antes de la implementación de dicha normatividad. El tipo de fisuras que encontraron fueron principalmente por asentamiento, grietas vivas -aquellas generadas por esfuerzos a cortante y a flexión- y grietas muertas -como las de una pared-. (Gaviria & Restrepo, 2017).

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Por otra parte, está la investigación de los daños estructurales y no estructurales de edificaciones cercanas a la Avenida Los Patriotas, generados por la construcción de la doble calzada BTS, debido al aumento de carga viva proporcionado por los equipos y la maquinaria. La metodología implementada consistió en la identificación de los tipos de viviendas afectadas, el levantamiento de daños, el trabajo de reconocimiento en campo y el diagnóstico del problema (Cano Castro & Martínez Cruz, n.d.).

La construcción del tranvía de Ayacucho dejó múltiples afectaciones, dentro de las principales se encuentran las grietas, presentadas en los sectores de San Luis y Alejandro Echavarría, al oriente de Medellín, lugares en los cuales se debió desalojar decenas de viviendas como consecuencia de la gravedad de las fisuras. Según testimonios de los habitantes, dichas irregularidades se deben a la que el Metro usó dinamita para hacer voladuras en la construcción del tranvía generando así, movimientos en el suelo y en los taludes aledaños. La Dirección de Planeación del Metro confirmó que son más de 170 viviendas y 8 lotes que debían de ser desalojados y se mencionó que para mayo del año 2016, la Universidad Nacional de Colombia daría a conocer los resultados de un estudio geotécnico en los que se especifiquen las condiciones del suelo y de las viviendas afectadas. (Tamayo, 2016).

El estudio concluyó que son alrededor de 174 viviendas que no tienen más remedio que ser demolidas, ya que tienen daños fuertes a extremos y su reparación es inviable técnica y económicamente. (Tamayo, 2016)



**Fotografía 4. Afectaciones estructurales producidas por la construcción del tranvía de Ayacucho**  
*Nota. Tomada Por Heidi Tamayo*

Como puede verse, la mayoría de los artículos e investigaciones realizadas ante estas problemáticas, concluyen principalmente con la realización de una patología estructural. En el caso colombiano, los estudios de patología estructural, por lo general, se realizan cuando la edificación está en un riesgo inminente de falla o colapso o, cuando la importancia de su desarrollo y costo económico tiene repercusiones sociales y políticas (caso Space y demás). Sin embargo, para casos de menor impacto, estos estudios no son económicamente viables y por eso la implementación de alternativas de

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

identificación, rápidas, oportunas y de bajo costo, pueden ofrecer una alternativa de solución adecuada.

### **1.3.2 Marco teórico**

Los problemas o daños en las estructuras son más comunes de lo que se cree. Dentro de estos daños se encuentran las fisuras, las cuales son definidas como discontinuidades presentadas en muros, losas, vigas, columnas o taludes y, cada una de estas representa una liberación de energía por una fuerza externa aplicada. Dichas fisuras pueden afectar la estabilidad o consistencia de los elementos estructurales y no estructurales. También pueden representar una afectación a la seguridad, o simplemente, pueden ser afectaciones estéticas que representan problemas menos complicados.

En general, para conocer la causa de la grietas o fisuras generadas en estructuras, se realizan estudios de patología, definida como el estudio de los daños que puede sufrir una estructura, sus posibles causas, sus principales consecuencias y sus alternativas de rehabilitación (Pulido & Pérez Pintor, 2013). Las patologías están clasificadas en tres tipos: la congénita, la cual corresponde a los problemas que aparecen en la estructura desde su nacimiento, dados por malos estudios geotécnicos, estimación de carga inadecuada, dimensionamiento erróneo de los elementos estructurales, entre otros; asimismo, la patología contraída, es aquella en la que los daños son generados por el uso inadecuado de materiales, en especial, a lo que el control de calidad respecta; y por último, está la patología accidental, en la cual se identifican daños generados durante el funcionamiento de la estructura, por mal disposición como puede ser el aumento indiscriminado de cargas vivas (Betancur Villegas & Chavarro Gutiérrez, 2018).

Las fisuras en las edificaciones pueden ser clasificadas como grietas estructurales, grietas generadas por asentamiento, fisuras térmicas y fisuras por fraguado. Las grietas estructurales son aquellas que surgen por diseños defectuosos. Estas son manifestadas en las zonas de cortante, momento o torsión máximos y, si no son debidamente tratadas pueden llevar a un daño importante en la estructura. Las grietas térmicas por su parte son causadas por una diferencia de temperatura entre el exterior y el interior de la edificación y éstas pueden ser tratadas a través de un proceso de aislamiento de los materiales. Las grietas de fraguado son consecuencia del proceso químico de endurecimiento del concreto y se pueden evitar a través de aditivos o del adecuado refuerzo del elemento estructural. Por último, las grietas por asentamiento, son originadas por comportamientos inadecuados del suelo de apoyo o por un mal diseño en la estructura de cimentación, lo cual ocasiona una deformación no uniforme en la edificación (“Las grietas en los edificios, origen y consecuencias,” n.d.). Cabe resaltar que este último tipo de grietas, además de que no se ven bien estéticamente, pueden afectar la estabilidad de la edificación. Normalmente, son grietas visibles en los muros estructurales (DIFECH Consolidaciones, n.d.).

Desde punto de vista más geotécnico, se presenta la interacción entre los asentamientos y el agrietamiento por contracción del concreto, propuesta por Combrich, Steyl y Boshoff

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

(2018) quienes argumentan que el concreto cuando se está comportando de manera plástica es vulnerable a dos cambios de volumen, al del asentamiento plástico y al de la contracción plástica, los cuales, si son restringidos, pueden causar grietas, ya que, no es posible para el material contraerse o expandirse, generando así esfuerzos adicionales en el elemento. Los autores resaltaron la importancia de considerar el efecto combinado del asentamiento plástico y el agrietamiento por contracción plástica, porque mientras la fisuración por asentamiento plástico muestra múltiples grietas en la superficie de tensión y grietas por corte, las fisuras por contracción plástica tienen un solo patrón bien definido, el cual hace que se formen fisuras repentinamente en toda la profundidad del concreto. Ahora, cuando se combinan ambos tipos de grietas, pueden producir un ensanchamiento considerable de éstas. Lo anterior es el resultado de pruebas realizadas en laboratorio ante diferentes condiciones climáticas, en las cuales, además de observar comportamientos individualmente, se observan las consecuencias o efectos cuando interactúan ambos fenómenos (Combrinck, Steyl, & Boshoff, 2018).

### **1.3.3 Marco conceptual**

La realización de una patología es un tema complejo ya que, en la mayoría de los casos, resulta difícil identificar la causa o motivo de la manifestación presentada en la estructura. Dado lo anterior, con el objetivo de una posible identificación de patologías estructurales, éstas se pueden clasificar según su causa de origen o aparición como patologías por defectos, por daños y/o por deterioro. A continuación se muestran en más detalle (Astorga & Rivero, 2009):

- Por defectos, son aquellas patologías que aparecen intrínsecas en la estructura como consecuencia de un mal diseño, una errada configuración estructural, un empleo inadecuado de materiales y/o un posible proceso constructivo erróneo.
- Por daños, estas patologías son manifestadas en las estructuras durante o después de un suceso o agente externo, como por ejemplo los eventos naturales, sismos, deslizamientos, inundaciones, entre otros. Así mismo, es posible encontrar daños en las estructuras como consecuencia de un uso inadecuado respecto al cual fueron diseñadas, por ejemplo, aplicación de mayores cargas que las calculadas.
- Por deterioro, son patologías presentadas por el transcurrir del tiempo en el cual, las estructuras son expuestas al medio ambiente, a los cambios de ciclo de lluvia y sol, el contacto con sustancias químicas presentes en el agua, en el aire y en el entorno en general; es decir, todos aquellos factores que debilitan y deterioran la estructura.

#### ***Patologías causadas por defectos***

Las patologías generadas por defectos en las estructuras están repartidas en los siguientes porcentajes, según (Astorga & Rivero, 2009):

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- El 40% corresponde a los defectos del proyecto, los cuales se deben principalmente a personal no capacitado para cada una de las fases del proyecto, es decir, personal con desconocimiento de su labor, con falta de supervisión y control, y con falta de mano de obra especializada. Adicionalmente, hay otros factores que generan daños en la edificación tales como errores en replanteo, modificaciones de los materiales, inadecuada programación del proyecto y/o posibles modificaciones e incumplimiento de normativas legales.
- El 15% corresponde a los materiales defectuosos, los cuales son generados como consecuencia de un beneficio económico por parte del constructor, hecho que involucra la ética profesional, ya que se usan materiales de menor calidad y menos apropiados, lo cual, a su vez, pone en riesgo la integridad de elementos estructurales y no estructurales, de las personas que habitan la edificación y, de la estructura en general.
- El 45% restante, lo determinan la ejecución o el proceso constructivo de la edificación. Particularmente, el 35% lo ocupa la forma como es construida la estructura de acuerdo con el diseño y a las normativas correspondientes y, el otro 10% debido al uso que a esta se le da, como el exceder las cargas límites o últimas para las cuales fue diseñada la estructura.

### ***Patologías causadas por daños***

Las patologías más comunes por daños son las generadas por un sismo. Los daños más comunes que ocurren debido a un evento natural son nombrados a continuación (Astorga & Rivero, 2009):

- Vigas y columnas con grandes esfuerzos de cortante y de tensión
- Entrepisos sin adecuada resistencia al corte
- Conexiones viga - columna con fallas de adherencia
- Muros de cortante con grandes esfuerzos
- Asimetrías que causan efectos torsionales
- Golpeteo entre edificios
- Variaciones bruscas de rigidez a lo largo de la altura de la estructura
- Amplificación de los desplazamientos en pisos superiores
- Grandes esfuerzos causados por presencia de columnas cortas
- Asentamientos diferenciales
- Mal diseño de la cimentación
- Suelo inapropiado

### ***Patologías causadas por deterioro***

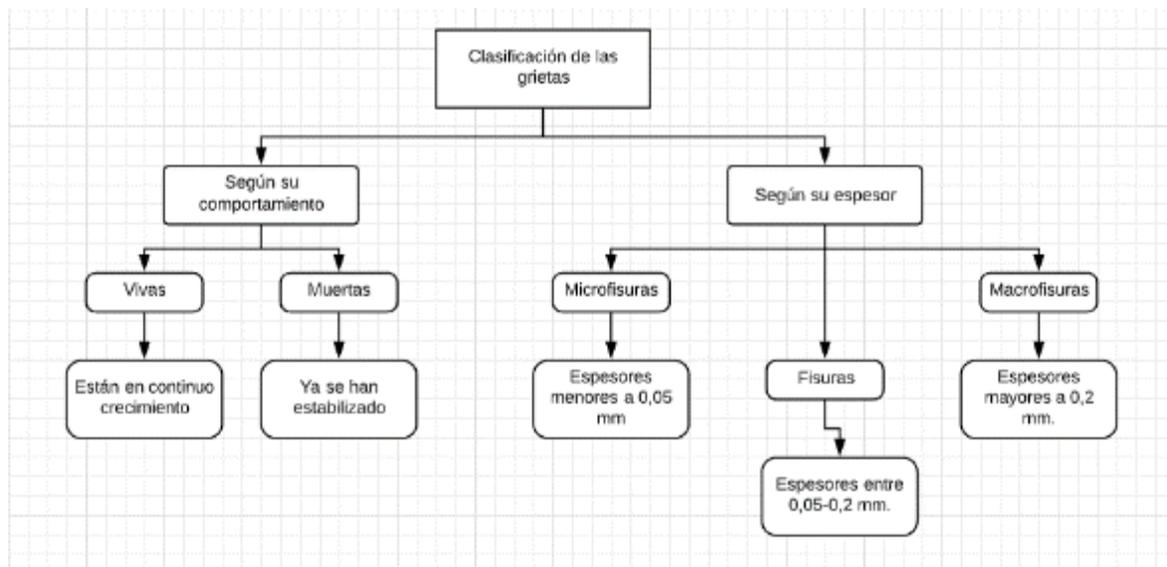
Al igual que en los casos anteriores, es posible encontrar patologías en las estructuras como consecuencia de la exposición de ésta a la intemperie o, al cumplimiento del

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

tiempo de vida útil del material. Dentro de éstas se encuentran las humedades y filtraciones en la estructura o en sus elementos, agrietamientos o desintegración de los materiales, cambios de volumen, expansiones, contracciones térmicas, y asentamientos como consecuencia de la consolidación del terreno, los cuales son manifestados a través de grietas o fisuras en los elementos estructurales (Astorga & Rivero, 2009).

Ahora, en cuanto a un análisis de patología estructural respecta, el más común es el realizado a grietas o fisuras presentadas en la edificación. Es decir, a través de una patología (causada por defectos, daños o deterioro) se puede realizar un análisis de clasificación de las grietas; a continuación se muestra una resumida clasificación de las grietas en cuanto su comportamiento y a su espesor Nota. *Elaboración propia*

(Astorga & Rivero, 2009).



**Ilustración 1. Clasificación de las fisuras**

*Nota. Elaboración propia*

Con base en la anterior clasificación, se concluye que, para realizar un adecuado análisis, evaluación y caracterización de las grietas presentadas en las estructuras, se debe tener en cuenta el comportamiento y el espesor del patrón de fisuración.

### 1.3.4 Marco institucional

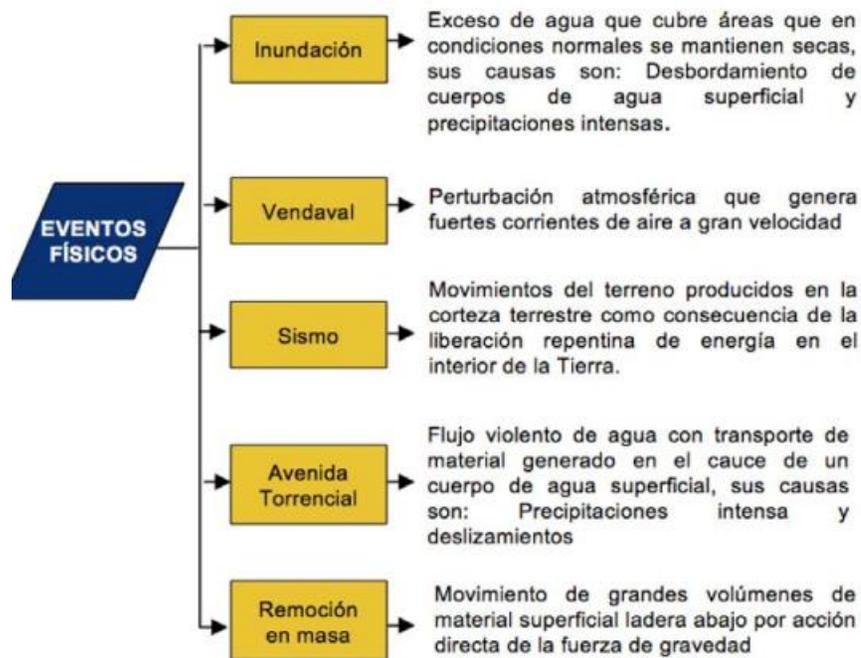
La Unidad Nacional para la Gestión del Riesgo de Desastres de Colombia (UNGRD), ha realizado un Manual Operativo para la Evaluación de Daños y Recuperación de Viviendas a través del cual pretende proporcionar lineamientos técnicos y operativos que permitan identificar y suministrar el banco de materiales requeridos para la recuperación

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

de estas. Ahora, a pesar de que no es el objeto del presente proyecto, dicho documento institucional permite la identificación de un proceso de evaluación y caracterización de las patologías presentadas en determinada estructura. A continuación, es mostrado el respectivo procedimiento descrito por (Bolaños, Mazo & Parra, 2016).

### **Identificación y descripción del tipo de evento**

Son comunes los eventos físicos de origen natural, los cuales pueden generar afectaciones en la infraestructura de las viviendas, tales como inundaciones, vendavales, sismos, avenidas torrenciales, remociones en masa o, como se ha mencionado anteriormente, también son considerados como eventos los daños causados por baja calidad de los materiales, defectos en el diseño y ejecución, además del deterioro. Dado que los últimos ya fueron mencionados y definidos, a continuación son mostrados solo los eventos físicos y sus principales definiciones (Bolaños, Mazo & Parra, 2016).



**Ilustración 2. Eventos físicos**

Nota. Tomada de (Bolaños, Mazo & Parra, 2016)

### **Reconocimiento de las edificaciones afectadas**

El respectivo reconocimiento de las viviendas afectadas es una labor exigida por las labores de Evaluación de Daños y Análisis de Necesidades de Salud en situaciones de desastre (EDAN). En ésta se debe hacer una revisión general de la estructura afectada en las edificaciones, acueductos, alcantarillados y entre otros. Lo anterior es con el objetivo de realizar un inventario y caracterización de los posibles daños presentados en

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

las estructuras para identificar si éstas tiene probabilidad de colapso o, si tienen peligro potencial para la población (Bolaños, Mazo & Parra, 2016).

### ***Evaluación de daños y análisis de necesidades***

Inmediatamente después del evento generado o, específicamente para el caso del corregimiento de Santa Elena, luego de identificados los daños presentados, a través de entidades territoriales se deben adelantar determinadas labores de evaluación de daños y análisis de necesidades, las cuales deben contemplar todos aquellos sectores afectados y núcleos familiares o sociedades con alto grado de vulnerabilidad (Bolaños, Mazo & Parra, 2016).

### ***Evaluación del nivel de daño en viviendas afectadas***

#### ***Línea general del procedimiento***

Según el manual propuesto por la UNGRD para la caracterización de los daños encontrados en las estructuras, se debe realizar una línea general del procedimiento en la cual se dé una breve evaluación y descripción de los daños y, de los responsables de sus respectivos análisis. Inicialmente, se realiza una evaluación y caracterización de la emergencia, la cual puede ser clasificada entre evento de origen natural y un evento antrópico no intencional; y, posteriormente, se realiza una inspección de las viviendas afectadas y su nivel de afectación (Bolaños, Mazo & Parra, 2016).

#### ***Nivel de daño***

El nivel de daño presentado en las múltiples estructuras puede ser clasificado como leve, moderado o severo. Este nivel de daño es evaluado por un profesional que conoce las condiciones técnicas de valoración. A continuación, son detallados cada uno de los niveles de daño para el caso especial de grietas y/o fisuras encontradas en las estructuras.

- **Daño leve:** Se puede caracterizar como daños leves o menores los morteros agrietados y fisurados tanto en la parte superior como inferior de las uniones, con la condición especial de que no se presentan grietas en las unidades de mampostería. Son también considerados como daños leves las grietas en forma escalonada pero no continúa a través de un muro, es decir, fisuras que ya se han formado pero que no tienen un desplazamiento horizontal y, las grietas diagonales de pequeña magnitud (o de espesor pequeño) en unidades de mampostería. En cuanto a la rehabilitación para este tipo de daños, normalmente se realizan reparaciones como pañetes, juntas de mortero e inyección de epóxicos (Cano & Martínez, s.f.).



**Fotografía 5. Ejemplo de daños leves**

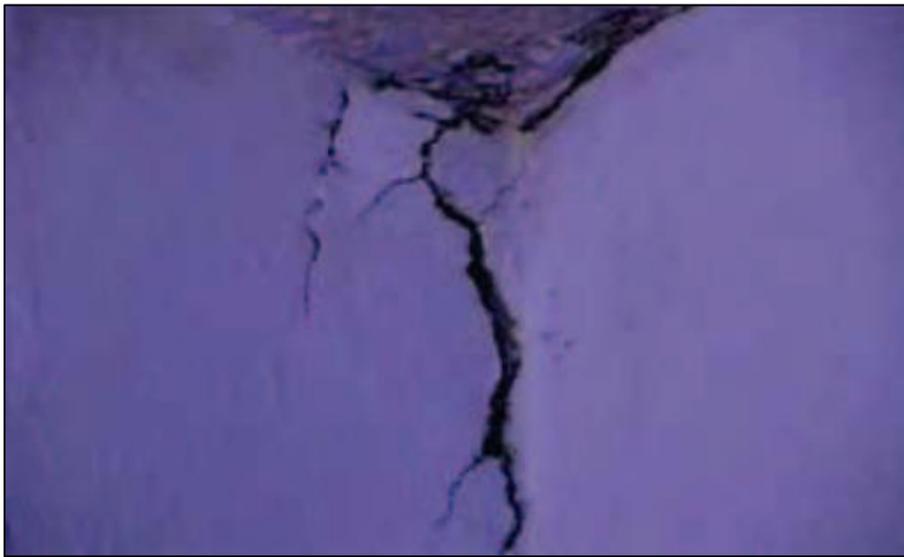
*Nota. Tomada de (Cano & Martínez, s.f.)*

- **Daño moderado:** Son catalogados como daños moderados las grietas diagonales en el muro o unidad de mampostería con un espesor comprendido entre 0,05 y 0,2 milímetros, alcanzando éstas incluso la esquina contraria al punto de inicio, pero sin presentarse fisuras en este punto. También son daños moderados las grietas presentadas en ambas direcciones de la placa de piso. En cuanto a posibles reparaciones, en el primero de los casos se pueden aplicar medidas de reforzamiento tales como vigas y columnas de confinamiento en concreto reforzado y, a través de fibras compuestas realizar un confinamiento de aberturas y un revestimiento estructural. Para el segundo caso, se puede reemplazar el piso por uno de mayor refuerzo, evitando así posibles fisuraciones. Otros ejemplos o características de daños moderados en las edificaciones pueden ser las grietas horizontales generadas en las juntas como consecuencia de un posible desplazamiento horizontal de la estructura, las cuales, pueden ser rehabilitadas o reparadas a través de una costura de las fisuras por medio de barras de refuerzo. Para las grietas verticales y fisuraciones de muros, las cuales atraviesan las unidades de mampostería, su posible reparación es a través de refuerzos estructurales como vigas y columnas (Cano & Martínez, s.f.).
- **Daño severo:** En este caso, se encuentran afectaciones debidas a un posible movimiento en el plano, o incluso fuera de este, tanto en la parte inferior como en la superior del muro, así como unidades de mampostería fisurados o rotos en las esquinas del muro; grandes longitudes de desarrollo de las grietas y patrones diagonales que pueden atravesar todas las unidades de mampostería, llegando incluso a generar rotura en partes de éstas. En cuanto a su rehabilitación, es necesario aplicar medidas máximas, tal como el reemplazo de los muros afectados (Cano & Martínez, n.d.).



**Fotografía 6. Ejemplo de daños moderados**

*Nota. Tomada de (Cano & Martinez, s.f.)*



**Fotografía 7. Ejemplo de daños severos**

*Nota. Tomada de (Cano & Martinez, s.f.)*

### **1.3.5 Marco legal**

La normatividad que soporta las acciones respectivas para el proceso de recuperación de viviendas se encuentra amparada por el Reglamento de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Adicionalmente, los procesos de caracterización o patologías estructurales se rigen a través del siguiente marco normativo (Sánchez, 2018).

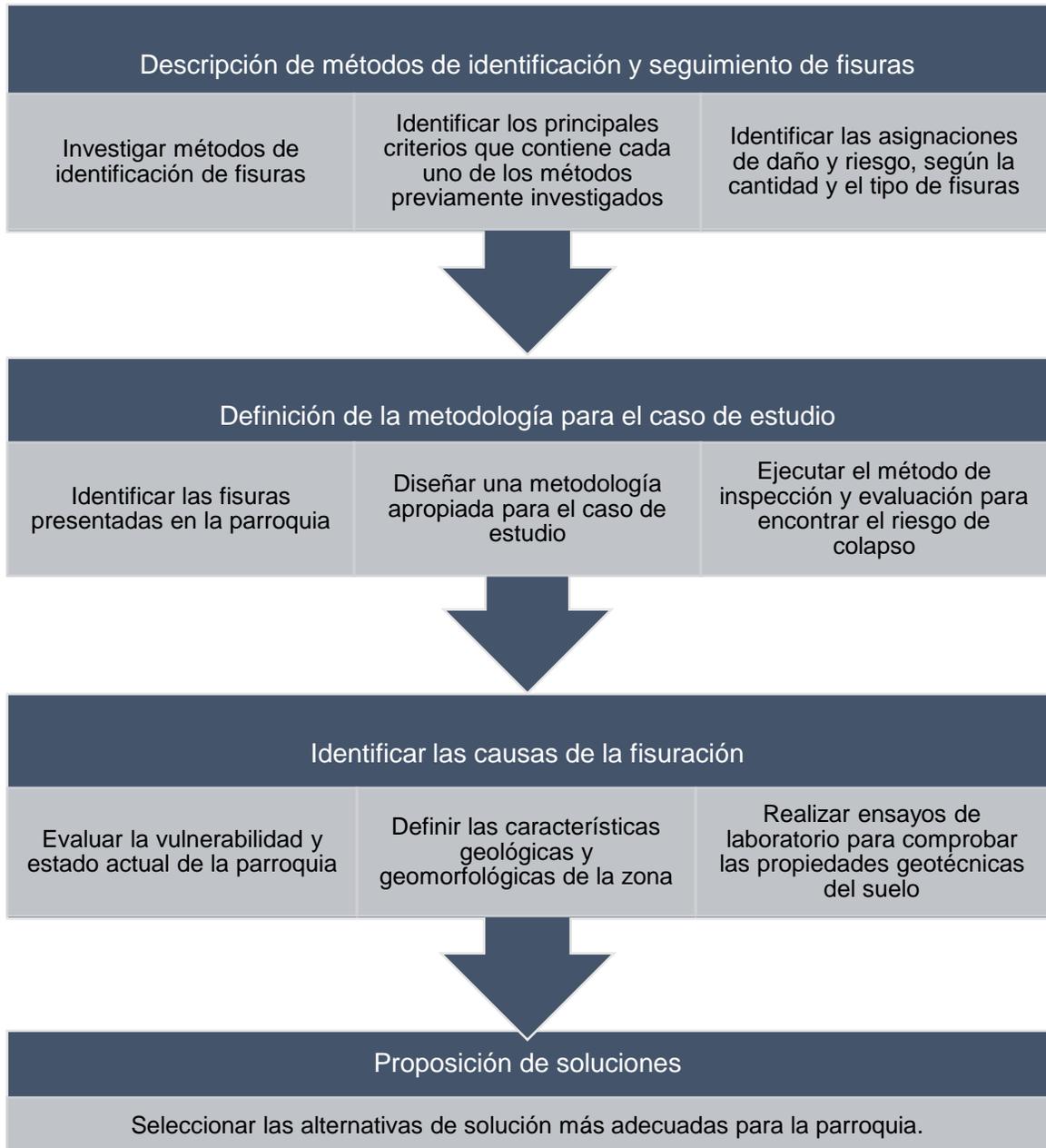
- La ley 400 de 1997 es por la cual generalmente se adoptan normas sobre construcciones sismo resistentes; esta ley establece tanto requisitos y criterios

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

mínimos para el diseño, la construcción y la supervisión técnica de las edificaciones, como requisitos indispensables para la recuperación de una estructura, presentado un sismo o cualquier otra fuerza natural que haga vulnerable la estructura, evitando así pérdidas de vidas humanas y pérdidas de patrimonio social y cultural. Adicionalmente, la mencionada ley, especifica las obligaciones o responsabilidades en las calidades de los diseños, de los diseñadores, de los materiales a utilizar y de los métodos de construcción por emplear (Congreso de Colombia, 1997).

- El decreto 4147 por su parte, determina las funciones por realizar como gestión de riesgos de desastres asociados a fenómenos naturales o a fenómenos humanos no intencionales o desconocidos. Dicho decreto destaca la importancia de bienes muebles e inmuebles para una persona jurídica y tiene como objeto el formular, ejecutar, evaluar y proponer estrategias de reducción de riesgos, contribuyendo así a la calidad de vida de las personas y al desarrollo sostenible (Departamento Administrativo de la Función Pública, 2011).
- El artículo tercero de la Ley 1523 de 2012 denominado principios generales orientados a la gestión del riesgo, dentro del cual, se encuentra el principio de protección, en el que se establece que todos los residentes colombianos además de ser amparados física y mentalmente por el gobierno, también lo deben ser sus bienes y sus derechos tales como la seguridad, la tranquilidad y salubridad pública frente a un hecho inesperado. Así mismo, es destacado el principio de precaución, el cual, expresa que frente a daños graves o irreversibles a vidas, bienes y derechos de las personas se deben adoptar medidas que permitan prevenir y/o mitigar la situación de riesgo (Congreso de la República, 2012).

## 2. METODOLOGÍA



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

## **2.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MÉTODOS DE IDENTIFICACIÓN Y SEGUIMIENTO DE FISURAS**

En este primer objetivo específico se pretende realizar una recopilación de información acerca de los principales criterios, aspectos y consideraciones utilizadas, enfocadas al diagnóstico ante un problema de fisuración determinado. Con la información recopilada por medio de la investigación acerca del estudio de fisuración y de patologías estructurales en otros contextos, se observarán los siguientes aspectos:

- Lugar en la estructura en el que se presentan las fisuras.
- Tipo de estructura analizada.
- Mediciones correspondientes.
- En caso de que los haya, tiempos de inspección y/o supervisión.
- Registros fotográficos
- Metodología utilizada por cada uno de los autores.

## **2.2 DEFINICIÓN DE LA METODOLOGÍA PARA EL CASO DE ESTUDIO**

Se hará un análisis del caso de estudio, la parroquia Nuestra Señora del Carmen y, dada dicha descripción, se creará y ejecutará la metodología que más se ajuste a la situación presentada. Dicha metodología, basada en las ya existentes, se compondrá de las siguientes fases y actividades cruciales: tendrá una fase informativa, en la cual se concretan datos como año de construcción de la parroquia, año de posibles remodelaciones, la localización de la parroquia y el grupo de uso de esta; posteriormente, tendrá una fase de valoración inicial en la que se evalúan las posibles afectaciones de las fisuras, el carácter de la intervención y su nivel general de daños; y por último, se considerará también en qué tipo de elementos estructurales se presenta la presencia de fisuras para luego realizar un análisis preliminar a las mismas.

El análisis preliminar de las fisuras incluirá su espesor, su longitud, la tendencia y su dirección de propagación. Luego, junto con los análisis ya recolectados, se definirá- de forma global-, si en la estructura existe riesgo de colapso o no y, si la misma tiene una desviación o inclinación visible. Finalmente, se realizará una clasificación de habitabilidad y una clasificación global de los daños para concluir si hay daños o no en los elementos estructurales y no estructurales.

Adicionalmente, para lograr una descripción completa de las fisuras presentadas en la zona de estudio, es necesario realizar lo siguiente:

- Realizar visitas periódicas a la parroquia.
- Identificar las zonas en las que se presentan las fisuras.
- Realizar mediciones respectivas de las fisuras como son las longitudes de desarrollo, sus ángulos, sus espesores y cualquier otro tipo de información

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

que permita diagnosticar las características de las grietas y su posible evolución.

- Se ejecutará el método planteado. En dicha ejecución, se aplicarán (en la medida de lo posible) los criterios, pasos o secuencias, mediciones, cálculos y estimaciones necesarias que permitan la correcta realización del método propuesto. Adicionalmente se considerarán las recomendaciones propuestas por los autores de los demás métodos para garantizar la mayor confiabilidad en los resultados.

### **2.3 IDENTIFICACIÓN DE LAS CAUSAS DE LA FISURACIÓN**

Se incluirá información propia de la zona en la que se encuentra la parroquia, como características geológicas, geomorfológicas, amenazas de movimientos en masa, amenazas de avenidas torrenciales, amenazas por inundaciones y, cualquier otro tipo de información que complemente el estudio de caso. Para la realización de esta actividad, se realizará una búsqueda de las características geológicas predominantes del corregimiento de Santa Elena y las posibles características del suelo. Adicionalmente, se considerará información geomorfológica disponible para una posible caracterización. A través de información disponible en diferentes portales se analizará el riesgo del corregimiento de Santa Elena respecto a dichas amenazas.

Así mismo, se realizarán ensayos de laboratorio del suelo que permitan caracterizar de manera global el tipo de suelo presente en la zona y su comportamiento ante diversas situaciones.

### **2.4 PROPOSICIÓN DE ALGUNAS SOLUCIONES**

Según los resultados se sugerirán algunas alternativas de solución acordes a la problemática evidenciada.

### 3. PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

#### 3.1 METODOLOGÍAS DE IDENTIFICACIÓN DE FISURAS DE OTROS AUTORES

- A. La investigación realizada por Álzate, Henao & Perilla (2017) para la identificación de patologías estructurales en edificaciones indispensables del sector educativo del municipio de Santa Rosa de Cabal, estuvo basada en la evaluación cualitativa e inspección patológica de cinco instituciones. Para dicha investigación, inicialmente se realizó una visita a cada una de las instituciones con una ficha técnica, la cual incluía los datos generales de la estructura y también variables como la geología, la climatología, los parámetros constructivos, los antecedentes históricos y la localización de las cinco instituciones.

Adicionalmente, contenía un análisis de las patologías más comunes, con ayuda de un cuadro comparativo que incluía las condiciones del terreno, el sistema estructural, el estado de las columnas, de las vigas, de los muros de la cubierta, de las escaleras, además de la pérdida de material y de los acabados. Ellos diagnosticaron el estado de la estructura y las posibles causas de las patologías encontradas. Con los resultados obtenidos, plantearon recomendaciones y alternativas de solución enfocadas a mitigar el riesgo (Alzate, Henao, & Perilla, 2017).

Aspectos importantes para resaltar de esta metodología:

- Se realiza un análisis patológico visual según la ficha técnica de identificación de patologías estructurales.
- Se define cuales podrían ser los tres principales motivos y orígenes de las patologías.
- Se realiza una clasificación de las grietas.
- Se definen los tipos de las fisuras según su ancho.

Pasos de la investigación cualitativa de la metodología mencionada:

- Revisión bibliográfica exhaustiva a través de consultas en las bases de datos para la identificación de patologías estructurales.
- Recolección de la información que permita la realización de una ficha técnica.
- Identificación, localización y caracterización de las patologías encontradas en las estructuras de estudio y el análisis de cuáles son las más recurrentes en éstas.
- Clasificación de las patologías y selección de la estructura más afectada.
- Medidas de mitigación y recomendaciones

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- B. Juan Camilo Viviecas Restrepo realizó un análisis de las grietas en construcciones ocasionadas por problemas geotécnicos. En él, inicialmente presenta una clasificación sobre la patología de las grietas para reconocer las causas geotécnicas que generaron daños en los muros y losas de la estructura. También identifica la ocurrencia de éstas mismas. Su metodología consiste en la observación del tipo de orientación de las grietas identificadas y a cuáles elementos podría afectar. Además, estableció secuencias para el análisis de grietas generadas por una zona de movimiento de la edificación (Viviecas, 2010).

Un breve resumen de la metodología de trabajo del autor es la siguiente:

- Clasificación de las discontinuidades según su separación y según su textura.
- Nomenclatura de las posibles causas de las grietas generadas según el movimiento del suelo, la orientación de la grieta, el tipo de esfuerzo, el tipo de rasgo o discontinuidad (incluyendo su tendencia) y la probabilidad de aparición de las grietas.
- Evaluación de las consecuencias por los daños existentes y las posibles afectaciones a futuro en una serie de procedimiento guiado. Dentro de esta evaluación los pasos a seguir son:
  - Ubicar la zona de estudio. Tomar nota sobre la fecha de construcción de la vivienda y fecha de la visita.
  - Realizar una descripción de la construcción en cuanto a materiales, número de niveles y tipo de cimentación.
  - Preguntar a la población acerca de la posible fecha en la que iniciaron los daños.
  - Comprender la geología de la zona (a través de estudios propios o existentes).
  - Obtener una copia de los planos de construcción o hacer un esquema propio.
  - Hacer el registro fotográfico de las discontinuidades.
  - Ubicar en el plano arquitectónico o estructural las discontinuidades presentadas.
  - Determinar las causas del movimiento que generaron las grietas
  - Hallar el porcentaje estimado de muros y losas.
  - Llenar la tabla de “Descripción de discontinuidades detallada”
  - Clasificar las grietas según la nomenclatura propuesta por el profesional encargado.
  - Obtener la zona de movimiento que generó la discontinuidad.
  - Plantear sugerencias para el tratamiento o reforzamiento de la vivienda.

Los resultados obtenidos con los anteriores pasos deben ir resumidos en las tablas mostradas en los anexos

C. El trabajo diagnóstico de los daños ocasionados a las treinta viviendas aledañas a la construcción del edificio Bulevar Plaza, en el municipio de Ocaña, realizado por Juan Carlos Angarita Gelves fue llevado a cabo bajo 4 etapas. La primera, consistió en el reconocimiento de la situación mediante una visita a la zona de estudio. La segunda etapa fue la realización de una inspección visual en la que se analiza el estado real de los elementos estructurales que componían cada una de las casas. La tercera fue la priorización de los daños presentados y, la cuarta etapa consistía en definir cuáles eran las áreas por intervenir según la priorización realizada en la etapa 3. El procedimiento que definió el paso a paso para la implementación de esta metodología fue el siguiente (Angarita, 2015):

- Visitas técnicas a las viviendas afectadas.
- Reconocimiento sobre la situación actual de la vivienda, como por ejemplo la información sobre la estructura, el año de construcción, el uso de la edificación, entre otros.
- Inspección visual de cada uno de los elementos estructurales de la vivienda.
- Priorización de los daños según su gravedad.
- Definición de áreas a intervenir.

Para esta primera instancia de la metodología, se utilizó la plantilla mostrada en los anexos

Adicionalmente, según el autor, se deben tener en cuenta los siguientes pasos:

- Clasificación de los daños encontrados: para este paso se toma información relevante de la edificación como por ejemplo la nomenclatura, el número de pisos, el uso predominante, las dimensiones aproximadas y los daños en los elementos arquitectónicos y, adicionalmente se propone una posible solución para cada daño encontrado.
- Se realiza un registro fotográfico de los daños encontrados.
- Se realiza una estimación para el cronograma y el presupuesto de las actividades de reparación.
- Se plantea una guía técnica de diagnóstico de daños estructurales en la que se debe especificar el alcance, la preparación para la recolección de datos, la evaluación en los daños estructurales y arquitectónicos y la calificación en los daños encontrados (ninguno, muy leve, leve, moderado, fuerte o severo). Dicha clasificación dependerá del ancho de las grietas y del estado actual de los elementos.

D. La propuesta de rehabilitación estructural constructiva para la vivienda de la familia Plaza Aveldaño realizada por Tatiana Paola Cabrebra Rodríguez y Raúl Eduardo Plaza Cantos está basada en el diagnóstico de procesos patológicos efectuado mediante inspecciones visuales, recopilación de datos

y documentación fotográfica. Ambos autores desarrollaron su metodología según los siguientes aspectos (Cabrera & Plaza, 2014):

- Descripción de la vivienda y su función dentro del aspecto patrimonial: en este primer paso se realiza una localización de la vivienda, su uso, su antigüedad, los materiales que la conforman, el número de pisos y cualquier otro tipo de información que permita dar una descripción detallada de la estructura a analizar.
- Inspección y documentación fotográfica: a través de esta etapa se recolecta información acerca de los daños que contiene la estructura. En primer lugar, se realiza una caracterización de los materiales que constituye el inmueble y se localizan los elementos o estructuras críticas. Posteriormente, se ejecuta una inspección de pruebas visuales, es decir, se toma información escrita y fotográfica de las patologías encontradas. En tercer lugar, se realizan mediciones con cinta y distanciómetro.
- Diagnóstico y tratamiento: según la descripción e información obtenida a través de las anteriores tablas se realiza un dictamen técnico mediante fichas que describen el diagnóstico de la patología y la propuesta de los tratamientos o soluciones, considerando que son construcciones tradicionales y por lo tanto su método de tratamiento es más limitado.
- Evaluación y diseño estructural: se realiza un diseño estructural de los elementos a reemplazar según el material que los constituye. Para esto, se divide el análisis estructural en apartado horizontal (entrepiso y cubierta) y apartado vertical (muros y columnas).
- Evaluación económica: se realiza un presupuesto utilizando la herramienta INTERPRO, empleando un análisis de precios unitarios (APU) correspondiente al año y los costos referenciales de la ciudad.
- Finalmente, se dan a conocer los resultados y la discusión con las respectivas conclusiones.

- E. García, Vargas y Sánchez (s.f.) a través de su artículo, fomentan la necesidad de documentar de forma exhaustiva las fisuras que puedan detectarse en las edificaciones colindantes previas a la ejecución de la obra. En este artículo se determina cuál es el contenido y procedimiento de inspección de grietas, lo que es resumido a través de las tablas mostradas en los anexos.

Si bien el documento realizado por los autores no corresponde a un trabajo realizado en una zona determinada o en una estructura específica, contiene plantillas de inspección de fisuras diferentes a los anteriores métodos expuestos.

- F. El Fondo de Prevención y Atención de Emergencias – FOPAE, junto con la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica- AIS (2011) realizaron una Guía de patologías constructivas, estructurales y no estructurales que tiene el objeto de disminuir los riesgos provenientes de eventos, situaciones de desastre,

calamidades o emergencias que se puedan llegar a presentar. Dado lo anterior, la guía contiene los procedimientos para la inspección de edificaciones después de ocurrido un sismo o incluso para casos donde, sin eventos externos, la estructura lo requiera. Los pasos de dicha metodología son mencionados a continuación (FOPAE & Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica - AIS, 2011).

- Observar el suelo alrededor de la edificación con el objetivo de determinar cualquier anomalía presente en el terreno, como por ejemplo grietas, hundimientos, deslizamientos, entre otros.
- Evaluar externamente los aspectos preexistentes relevantes de la estructura.
- Observar desde el exterior el estado general de la edificación y analizar el estado actual de las edificaciones vecinas, estableciendo si las vías de evacuación y acceso son seguras.
- Evaluar la integridad estructural de la edificación para saber si se puede ingresar o no.
- Evaluar el interior del estado del sistema estructural estableciendo el grado de daño de los elementos estructurales y estableciendo el porcentaje de elementos dañados.
- Evaluar los elementos no estructurales, clasificando su daño y estableciendo su porcentaje de afectación.
- Clasificar la afectación de la edificación, indicando si la revisión fue exterior o interior. Colocar avisos de dicha clasificación y consignar recomendaciones.
- Explicar el significado de la clasificación a los ocupantes, especificando si pueden permanecer en esta o deben evacuarla.
- Notificar a los coordinadores para realizar los procedimientos correspondientes según la clasificación de daño.

G. La última metodología presentada es la correspondiente a la Evaluación de la vulnerabilidad estructural de los muros de albañilería de una institución educativa de la localidad de San Agustín del distrito de Bellavista- Jaén, propuesto por Pedro José Quiliche Aguirre. Esta se realiza a través de inspecciones preliminares y detalladas de la edificación. Adicionalmente, usa formatos de evaluación que permiten la medición de los agrietamientos, clasificándolos según sus niveles de severidad y tipo de falla. La secuencia sugerida por el autor es la siguiente (Quiliche, 2013).

- Antecedentes teóricos de la investigación: considera los antecedentes internacionales, nacionales y locales relacionados con la vulnerabilidad estructural de edificaciones.
- Bases teóricas: el autor considera los principales aspectos relacionados con la estructura de estudio como son la albañilería, los tipos de fallas de las construcciones de ladrillo, el estudio de mecánica de suelos, la

evaluación de edificaciones de mampostería existentes, los tipos de inspección y la vulnerabilidad estructural.

- Inspección preliminar: su propósito es evaluar de manera inicial las condiciones en las que se encuentra la estructura.
- Inspección detallada: este tipo de inspección contiene una investigación documental, una inspección visual detallada y un levantamiento gráfico de daños.
  - Investigación documental: la edificación requiere una evaluación, la cual será recopilada de forma escrita, dibujada o esquematizada. En ésta, se incluye el diseño arquitectónico, el estudio de suelos, el proyecto estructural, la memoria de cálculos, entre otros. Si este tipo de información es difícil de conseguir, se puede recurrir a crónicas de personas mayores o noticias relacionadas.
  - Inspección visual detallada: se deben considerar anotaciones indicando el área afectada, la longitud que cubre el daño, el tamaño de las fisuras y características principales.
  - Levantamiento gráfico de daños: se debe realizar un registro fotográfico detallado que sustente cada patología, acompañada de una breve descripción señalando el lugar que le corresponde dentro del área en consideración.
- Elaboración del informe de inspección detallada: el lenguaje debe ser sencillo, claro y específico. Debe contener el soporte técnico y científico que demuestre la naturaleza del daño y la propuesta de intervención.
- Vulnerabilidad estructural: se define qué tan susceptibles pueden ser los elementos afectados frente a fuerzas sísmicas.

### **3.2 METODOLOGÍA DE IDENTIFICACIÓN DE FISURAS PLANTEADA**

Se plantea una metodología que incluye aspectos relevantes de las metodologías investigadas. Es importante aclarar que la realización de la guía técnica no abarca mediciones propias o estudios del suelo, sólo información acerca de características de la parroquia Nuestra Señora del Carmen referentes a la geología de la zona, las condiciones climatológicas y topográficas. Esto, debido a que el análisis realizado en el presente proyecto es una evaluación inicial y no un estudio técnico avanzado.

Adicional a lo anterior, para el estudio de las fisuras es importante tener conocimiento de los planos de construcción, los planos de las remodelaciones, los antecedentes históricos en cuanto a la estructura de la parroquia y otras consideraciones que incluyen las dimensiones de los elementos que componen el sistema estructural, no estructural, de los daños o, cualquier otro tipo de información que permita un análisis de la fisuración. Lo anterior, es visto desde la problemática que requiere una solución rápida, económica y eficiente, es decir, un análisis inicial y aproximado de las causas de la situación.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Dado que lo que se requiere es entender la problemática y el contexto de la zona de estudio, es decir, cuál o cuáles podrían ser los causantes de las fisuras en la parroquia, no se considera necesario especificar con antelación cuáles son las áreas, zonas o elementos a intervenir, así como tampoco lo es la realización de los estudios de los diseños estructurales, ni tampoco una verificación del estado actual de las estructuras vecinas, ya que, por lo general se requiere de alto rigor y experiencia para evaluar la integridad estructural.

De acuerdo con las consideraciones e implicaciones anteriores, se propone una plantilla o guía técnica, la cual, considera aspectos que, además de importantes a la hora de una evaluación rápida, se pueden determinar con pocas visitas técnicas al caso de estudio. Considerando un análisis previo de las metodologías planteadas por los diversos autores, se propone como metodología de evaluación de las fisuras y análisis inicial de la misma, la siguiente (todas las ilustraciones y tablas mostradas a continuación son de elaboración propia).

1. Realización de una visita técnica que incluya información general, como lo es: fecha de la inspección, localización de la edificación, identificación de los evaluadores, año de construcción, y si es posible, fechas de restauraciones realizadas.

**Tabla 1. Formato de información general**

<b>1. Información General</b>	
<b>1.1. Fecha de inspección</b>	
<b>1.2. Año de construcción</b>	
<b>1.3. Fecha de restauración</b>	

**Tabla 2. Formato de localización**

<b>1.4. Dirección</b>	
<b>1.5. Localización</b>	
Rural	
Urbana	
Industrial	

2. Adicionalmente, se define a que grupo de uso pertenece la edificación para conocer su ocupación y destinación. A continuación, se presenta la clasificación por grupos que se usa para una estructura:

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- Grupo de uso I: estructuras de ocupación normal. Edificaciones no cubiertas en los ítems posteriores (Ministerio de Ambiente, 2010).
- Grupo de uso II: estructuras de ocupación especial. Dentro de este tipo de estructuras están incluidas aquellas edificaciones y graderías al aire libre en las que se pueden reunir más de 200 personas en un mismo salón, almacenes y centros comerciales con más de 500 m<sup>2</sup> por piso, edificaciones de hospitales, clínicas y centros de salud no consideradas como edificaciones indispensables, así como edificaciones donde trabajen o residan más de 2000 personas y edificios gubernamentales.
- Grupo de uso III: edificaciones de atención a la comunidad. Son todas las edificaciones que junto con sus accesos son indispensables después de un temblor para atender la emergencia y preservar la salud de las personas. Incluye estructuras no abarcadas en el grupo de uso IV. Ejemplos de estructuras que pertenecen a este grupo de uso son estaciones de bomberos, defensa civil, policía, cuarteles de la fuerza armada y sedes de las oficinas de prevención y atención de desastre; colegios, universidades y centros de enseñanza, entre otros.
- Grupo de uso IV: edificaciones indispensables. Son aquellas estructuras de atención a la comunidad que deben funcionar durante y después de un sismo, cuya operación no puede ser trasladada hacia otro lugar de forma rápida. Este grupo de uso incluye estructuras como hospitales, clínicas y centros de salud que dispongan de servicios de cirugía, salas de cuidados intensivos, salas de neonatos y/o atención de urgencias y demás edificaciones descritas en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente.

**Tabla 3. Formato de grupo de uso**

2. Grupo de uso	
Grupo I	Estructura de ocupación normal
Grupo II	Estructura de ocupación especial
Grupo III	Edificación de atención a la comunidad
Grupo IV	Edificación indispensable

3. Valoración visual, en la cual se incluya posibles afectaciones de las fisuras a la estructura, teniendo en cuenta la seguridad, funcionalidad y/o aspecto superficial. Además, se debe incluir el carácter de la intervención, y darle una clasificación de imprescindible, necesaria o conveniente según un nivel de daño general de la edificación como leve, moderado o severo.

**Tabla 4. Formato de valoración visual**

<b>3. Valoración visual (general)</b>	
<b>Posibles afectaciones de las grietas</b>	
Seguridad	
Funcionalidad	
Aspecto superficial	
<b>Carácter de la intervención</b>	
Imprescindible	
Necesaria	
Conveniente	
<b>Nivel de daños (general)</b>	
Leve	
Moderado	
Severo	

4. Análisis preliminar de las fisuras halladas: en este análisis se incluye la caracterización de las fisuras en cuanto a su espesor. Se tomará como base la clasificación encontrada en investigaciones mencionadas anteriormente, las cuales dictaminan lo siguiente:

- Microfisura: espesor menor a 0,05 mm
- Fisura: el espesor se encuentra entre los valores de 0,05 – 0,2 mm
- Macrofisura: el espesor de la grieta es mayor a 0,2 mm

Adicionalmente, se considera la línea de tendencia de la fisura, pudiendo ser lineal, moderadamente lineal, moderadamente curvilínea o irregular. Por otra parte, se deberá describir la dirección de propagación de fisura como descendente, ascendente, vertical, horizontal, ramificada, escalonada o si es una fisura aproximadamente a 45 grados y finalmente, para dicha inspección preliminar, se incluye la longitud aproximada de las fisuras.

**Tabla 5. Formato de inspección visual**

4. Inspección preliminar		
Tipo de estructura	Marcar con X	Comentarios
Muro		
Piso		
otro		

**Tabla 6. Formato del espesor de las fisuras**

Espesor de las fisuras	Espesor	Longitud
Microfisuras (Espesores menores a 0,05 mm)		
Fisuras (Espesores entre 0,05 a 0,2 mm)		
Macrofisuras (Espesores mayores a 0,2 mm)		

**Tabla 7. Formato tendencia de las fisuras**

Tendencia de las fisuras				
Lineal	Moderadamente lineal	Moderadamente curvilínea	Curvilínea	Irregular

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Tabla 8. Formato de dirección de propagación de fisuras**

Dirección de propagación		
Descendente	Ascendente	Verticales

- Identificación de colapso en la estructura. Se realiza de forma cuantitativa. En esta se califica con 1 si la edificación no está propensa a colapso, con 2 si el riesgo de colapso es parcial y con 3 si el riesgo de colapso es total. Se tomará como propensa al colapso la presencia de fisuras y microfisuras que atraviesen en parte, por lo menos, el 10% de los elementos estructurales principales. Asimismo, se tomará como riesgo de colapso parcial la presencia de fisuras y microfisuras que atraviesen casi en su totalidad el 25% de los elementos estructurales principales. Por último, será colapso total si hay presencia de fisuras y macrofisuras que atraviesen en su totalidad el 40% de los elementos estructurales principales.
- Desviación o inclinación de la edificación. Al igual que para la evaluación de colapso de la estructura, se califica de manera cuantitativa siendo 1 si es visible alguna desviación o inclinación de la estructura, siendo 2 si no presenta alguna desviación o inclinación y siendo 3 si no es posible determinar dicho aspecto en la estructura. Aquí la percepción del evaluador será suficiente para determinar esta asignación, ya que estos datos complementan la información general de la metodología. Por tal razón no será obligatorio el uso de inclinómetros, ni de otros equipos que permitan medir desviaciones en la edificación.

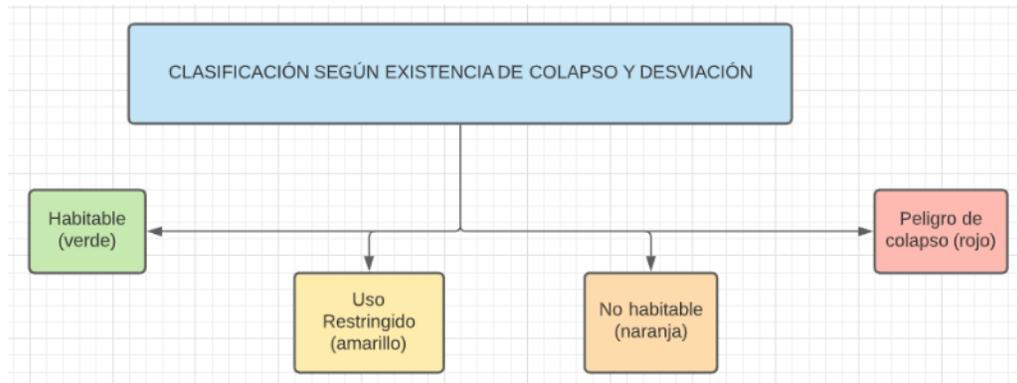
**Tabla 9. Evaluación de colapso e inclinación**

6. ¿Existe probabilidad de colapso?		Marcar con X
No	1	
Parcial	2	
Total	3	

- Identificación de daños en los elementos estructurales y no estructurales. Se estima un porcentaje de daños en cada caso y se asigna una clasificación de habitabilidad.

Para clasificar la estructura como habitable, de uso restringido, no habitable o en peligro de colapso se consideran 2 criterios:

7.1. Según la identificación de existencia de colapso y según la desviación de la edificación.

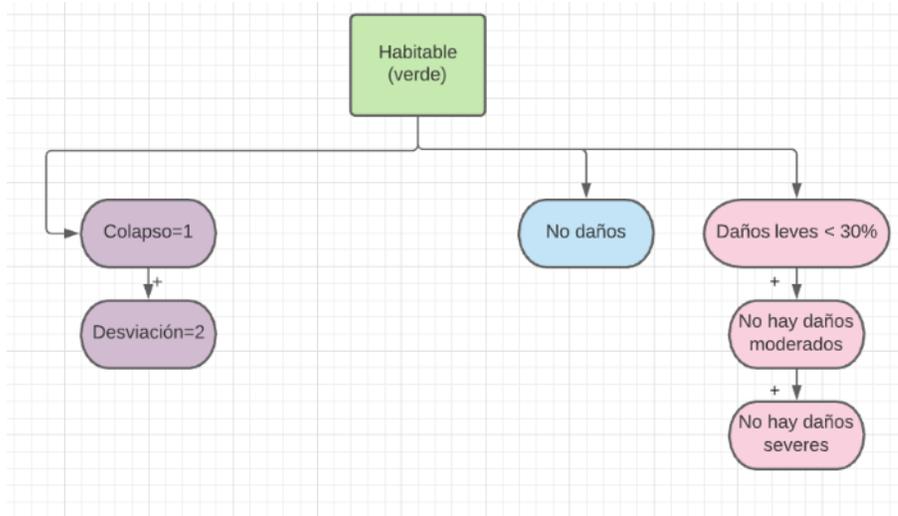


**Ilustración 3. Clasificación de habitabilidad**

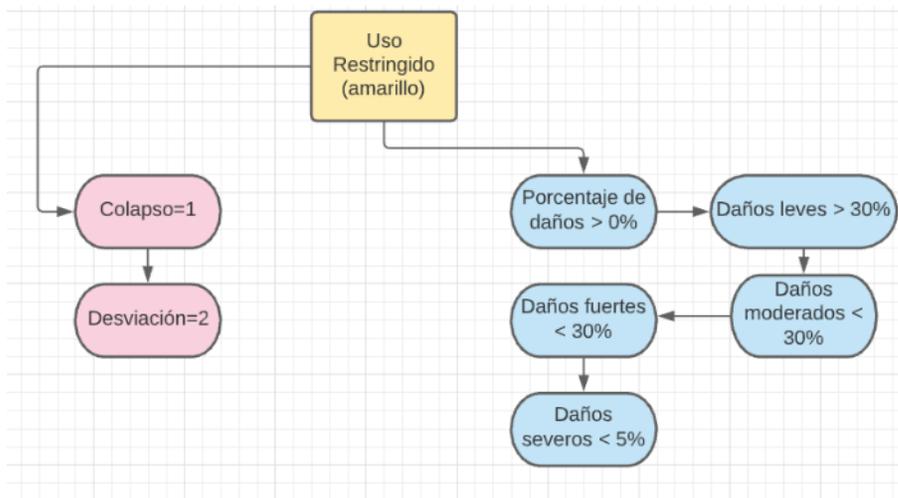
- Habitable (verde): si el colapso es cuantificado a través de un 1 y la desviación o inclinación con un 2. Es decir, no existe colapso o inclinación en la edificación. **Error! No se encuentra el origen de la referencia..**
- Uso restringido (amarillo): si el colapso se identifica a través del número 1 y la desviación o inclinación a través de un 2. La diferencia en cuanto a que la estructura sea habitable es que puedan existir inclinaciones o riesgo de colapso puntuales en algunos elementos que no representan peligro para la estabilidad de la edificación.

*No habitable (naranja): aplica para colapso identificado a través del número 2 e inclinación a través del número 3. Son edificios con riesgo de colapso parcial inferior al 50% del área de la edificación, donde la parte colapsada no está sobrecargando la estructura.*

- Peligro de colapso (rojo): aquellas edificaciones en las que su valor de colapso es 2 o 3 y su valor de desviación o inclinación es de 1. Son edificios que han alcanzado estados últimos, con colapso total o parcial superior al 50% del área, notablemente inclinados o con entrepisos desplomados.

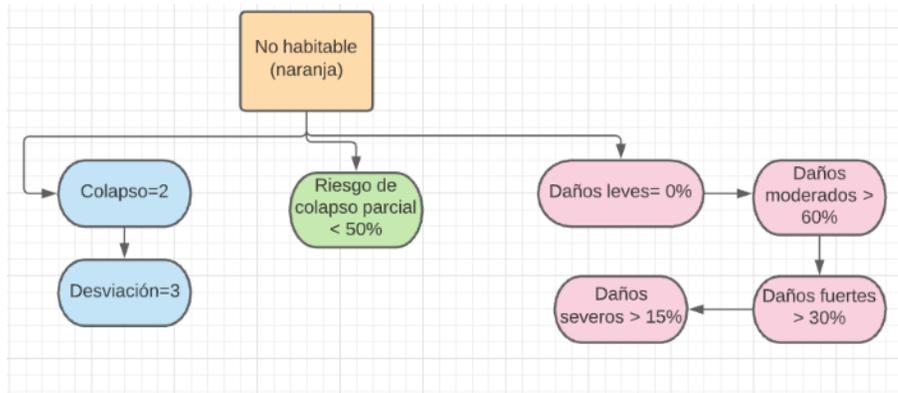


**Ilustración 4. Habitabilidad verde**

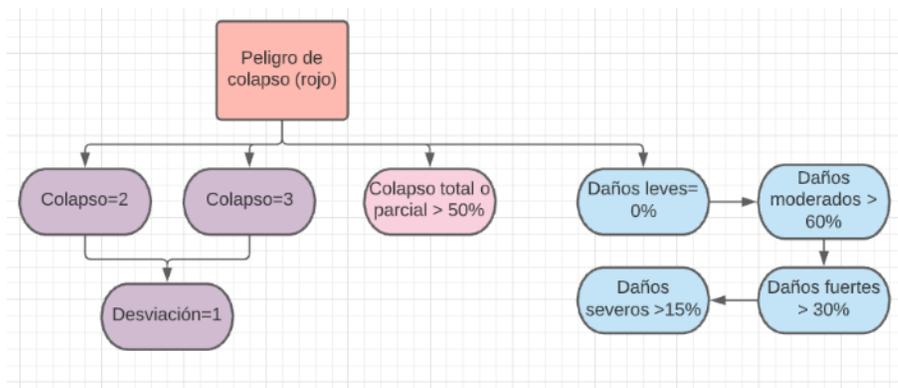


**Ilustración 5. Habitabilidad amarilla**

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Ilustración 6. No habitable**



**Ilustración 7. Peligro de colapso**

## 7.2. Según la clasificación global de los daños.

- Habitable (verde): cuando la estructura no presenta ningún daño o cuando tiene un porcentaje menor al 30% en daños leves y adicional a esto, no hay presencia ni de daños moderados, ni de daños fuertes o de daños severos. La edificación presenta daños leves y puntuales o en la que no se evidencia ningún tipo de daño estructural.
- Uso restringido (amarillo): en las estructuras en las que el porcentaje de de daños leves es mayor al 30%, los daños moderados por su parte son menores al 30%, los daños fuertes menores al 10% y los daños severos menores al 5%. Para este caso, los daños estructurales son tan puntuales que no reducen su capacidad global de resistencia ni ponen en peligro la estabilidad de la estructura. **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

- No habitable (naranja): aquellos edificios que tienen un porcentaje de daños moderados mayor al 60%, de daños fuertes mayor al 30% y en cuanto a daños severos, porcentajes mayores al 15%. Según los porcentajes anteriores, hay disminución de la capacidad de resistir cargas verticales u horizontales. Sin embargo, no existe inestabilidad potencial.
- Peligro de colapso (rojo): daños moderados con porcentajes mayores al 60%, daños fuertes mayores al 30% y de que haya daños severos mayores al 15%. Para este caso, hay disminución significativa de la capacidad para resistir cargas verticales o laterales en tal proporción que existe inestabilidad potencial.

8. Implementación de comentarios y/o consideraciones importantes al momento de la visita técnica.

9. Documentación fotográfica.

La anterior metodología descrita, se encuentra resumida por medio de la plantilla propuesta, la cual se observa de manera completa en los anexos

### **3.3 EVALUACIÓN DE LA PARROQUIA**

A la fecha actual no se encontraron documentos técnicos que acrediten información acerca del inicio, el procedimiento o la bitácora constructiva de la parroquia. Según las fuentes locales de la zona, ésta fue construida hace aproximadamente 80 años. Además, desde su construcción no ha sido intervenida estructural ni arquitectónicamente. Tampoco ha contado con remodelaciones, ni cambios en sus acabados.

La parroquia se encuentra ubicada en la zona central del corregimiento de Santa Elena. En cuanto al grupo de uso, clasifica como edificación de atención a la comunidad ya que, al momento de una catástrofe natural o un suceso trágico, debe servir como refugio para la población.

Según las visitas técnicas realizadas, se observó que las fisuras presentadas afectan la seguridad estructural de la parroquia, y, por tanto, la seguridad de las personas. El nivel de daños es severo, de hecho, la estructura se encuentra evacuada actualmente, y por tal razón se considera que el carácter de la intervención es imprescindible.

Adicionalmente, se observa gran cantidad de fisuras en los muros, en su mayoría a 45°, lo que inicialmente podría indicar que son consecuencia de asentamientos diferenciales. Así mismo, hay presencia de fisuras en el techo, así como fisuras y cambios de volumen en el piso. En una situación similar están la casa cural y la casa de “Pacho”, ubicadas a unos metros de distancia de la parroquia.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Tabla 10. Información general**

<b>1. Información General</b>	
<b>1.1. Fecha de inspección</b>	12 de octubre de 2020
<b>1.2. Año de construcción</b>	1940
<b>1.3. Fecha de restauración</b>	N/A

**Tabla 11. Localización**

<b>1.4. Localización</b>	
Rural	
Urbana	X
Industrial	

**Tabla 12. Grupo de uso**

<b>2. Grupo de uso</b>		
Grupo I	Estructura de ocupación normal	
Grupo II	Estructura de ocupación especial	
Grupo III	Edificación de atención a la comunidad	X
Grupo IV	Edificación indispensable	

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Tabla 13. Valoración visual**

<b>3. Valoración visual (general)</b>	
<b>Posibles afectaciones de las grietas</b>	
Seguridad	X
Funcionalidad	
Aspecto superficial	
<b>Carácter de la intervención</b>	
Imprescindible	X
Necesaria	
Conveniente	
<b>Nivel de daños (general)</b>	
Leve	
Moderado	
Severo	X

**Tabla 14. Inspección preliminar**

<b>4. Inspección preliminar</b>		
<b>Tipo de estructura</b>	<b>Marcar con X</b>	<b>Comentarios</b>
Muro	X	
Piso	X	
Otro	Techo	

A continuación, se presentan tan sólo algunas de las grietas presentadas en la casa cural y la parroquia Nuestra Señora del Carmen.

1. Fisura en la parte de afuera de la casa pastoral

La grieta tiene en promedio un espesor de 1.9 centímetros, una longitud de 250 centímetros, es decir, toda la altura del piso. Tiene una tendencia de las fisuras lineal, con una dirección de propagación totalmente vertical, lo cual indica que pudo haber un desprendimiento de la estructura debida a un posible asentamiento diferencial.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

2. Grieta en el piso de la casa pastoral

Se observa una grieta en la baldosa del piso de lado a lado, la cual tiene un espesor promedio de 3.7 centímetros y una longitud de 70 centímetros; su tendencia es lineal y su dirección de propagación es horizontal. Al igual que la grieta anterior, parece causada por desplazamientos relativos y contrarios en el suelo.

3. Fisura en muro de la casa pastoral

En este caso, la grieta tiene un espesor promedio de 2.3 centímetros y una longitud de 250 centímetros; su tendencia es lineal y su dirección de propagación es totalmente vertical. Estructuralmente es poco usual ver fisuras de este tipo ya que son totalmente rectas y como se observa en la imagen, su espesor permite ver la luz del otro lado del muro. Podría mostrar un desplazamiento relativo de la interfaz de conexión entre las secciones del muro.

4. Grieta en muro de la Casa Pastoral

Nuevamente se presenta una grieta en dirección de propagación vertical con una tendencia totalmente lineal, su espesor promedio es de 2.5 centímetros y tiene una longitud de 250 centímetros.

5. Fisura en la parte trasera de la iglesia

Se observa una grieta en la parte trasera de la iglesia, la cual tiene un espesor promedio de 2.5 centímetros y una longitud de 69 centímetros, su tendencia es curvilínea y su dirección de propagación es horizontal. Adicionalmente, se observa un desnivel en el piso, es decir, el lado izquierdo **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se encuentra más alto que el lado derecho.

6. Grieta en el paso de la Casa Pastoral a la iglesia

Se presenta una fisura en el paso de la casa cural a la parroquia, su espesor promedio es de 0.5 centímetros y su longitud es de 48 centímetros. La tendencia de la fisura es curvilínea y la dirección de propagación es escalonada. Según el personal que habita en la vivienda, esta fisura apareció hace alrededor de 3 o 4 meses, es decir, más o menos en el mes de abril del año 2020, lo cual, de manera general da indicios de que el problema que generó las grietas, aún no se ha detenido.

7. Grieta en muro oriental (zona norte) de la parroquia

Propiamente en la parroquia, se observa una grieta de espesor promedio de 2 centímetros y longitud de 560 centímetros aproximadamente. Su tendencia

es curvilínea y su dirección de propagación es a  $45^\circ$ . Atraviesa totalmente el muro estructural del costado nororiental de la edificación.

8. Grieta en muro occidental (zona norte) de la parroquia

Al igual que en el caso anterior, la grieta presentada tiene un espesor promedio de 2 centímetros y una longitud de 560 cm. Su tendencia es curvilínea y la dirección de propagación escalonada. Este tipo de grietas es común en las fisuras generadas por asentamientos diferenciales.

9. Grieta en muro oriental (zona central) de la parroquia

La mayor de las grietas presentadas en la parroquia está ubicada en el confesionario. Esta tiene un espesor promedio de 7 centímetros y una longitud de 560 centímetros. Su tendencia es irregular y la dirección de propagación es descendente. Esta grieta permite ver claramente hacia el otro lado del muro e incluso se puede atravesar con la mano. Si se analiza la magnitud de esta grieta con la magnitud inicial que tenía al iniciar la problemática, se puede observar que el crecimiento del espesor ha sido considerablemente alto, lo que indica que el problema no se ha detenido y que probablemente la condición de la estructura se deteriore.

10. Grieta en muro occidental (zona central) de la parroquia

Esta grieta es similar a las dos anteriores, tiene un espesor promedio de 2.2 centímetros y una longitud de 560 centímetros. Su tendencia es curvilínea y la dirección de propagación es a  $45^\circ$

11. Grieta en el muro occidental (zona sur) de la parroquia

Finalmente, se observa una fisura en el muro occidental de la parroquia. Tiene un espesor promedio de 2 centímetros y una longitud de 280 cm. Su tendencia es irregular y su dirección de propagación es ramificada y aproximadamente a  $45^\circ$ .



**Fotografía 8. Fisura externa en la casa cural**



**Fotografía 9. Fisura en la baldosa del piso de la casa cural**



**Fotografía 10. Fisura en el parqueadero de la casa cural**



**Fotografía 11. Fisura en el primer piso de la casa cural**

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Fotografía 12. Fisura en el piso en la parte externa (zona sur)**



**Fotografía 13. Fisura en el paso entre la casa cural y la parroquia**



**Fotografía 14. Fisura en el muro oriental (zona norte)**



**Fotografía 15. Fisura en el muro occidental (zona norte)**

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Fotografía 16. Fisura en el confesionario (muro oriental, zona central)**



**Fotografía 17. Fisura en muro occidental (zona sur)**



**Fotografía 18. Fisura en el muro occidental (zona sur)**

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Según lo anterior, todas las fisuras presentadas clasifican como macrofisuras, es decir, grietas estructurales. Adicionalmente, es evidente el alto riesgo de colapso que sufre la estructura, así como su desviación o inclinación; razón por la cual se pondera como 3 (posibilidad de colapso total) y 1 (inclinación en la estructura) respectivamente.

**Tabla 15. Existencia de colapso de la parroquia**

6. ¿Existe probabilidad de colapso?		Marcar con X
No	1	
Parcial	2	
Total	3	X

**Tabla 16. Inclinación de la parroquia**

7. ¿Hay desviación o inclinación de la edificación?		Marcar con X
Si	1	X
No	2	
No se pudo determinar	3	

Con las ponderaciones dadas anteriormente, se realiza la clasificación de habitabilidad, la cual, depende del colapso y de la desviación. Además, basados en las siguientes tablas **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, se evidencia que la parroquia se encuentra en peligro de colapso (rojo), por lo que debe ser evacuada.

**Tabla 17. Clasificación de habitabilidad**

8.1. Clasificación de habitabilidad		
Habitable (verde)	Colapso	1
	Desviación o inclinación	2
Uso restringido (Amarillo)	Colapso	1
	Desviación o inclinación	2
No habitable (Naranja)	Colapso	2
	Desviación o inclinación	3
Peligro de colapso (Rojo)	Colapso	2,3
	Desviación o inclinación	1

En cuanto a la clasificación global de los daños, se ratifica que la estructura se encuentra en peligro de colapso dado que el porcentaje de daños severos es mayor al 15%, los daños fuertes son mayores al 30% y los moderados son mayores al 60%.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Tabla 18. Clasificación global de los daños**

<b>8.2.4. Clasificación global de los daños</b>	
Peligro de colapso (rojo)	
1. Ninguno	0%
2. Leve	0%
3. Moderado	>60%
4. Fuerte	>30%
5. Severo	>15%

**Tabla 19. Daños en elementos estructurales**

<b>9.1. Daños en los elementos estructurales</b>		
<b>Daño</b>	<b>Porcentaje</b>	<b>Clasificación</b>
1. Ninguno		Peligro de colapso (rojo)
2. Leve		
3. Moderado		
4. Fuerte		
5. Severo	X	

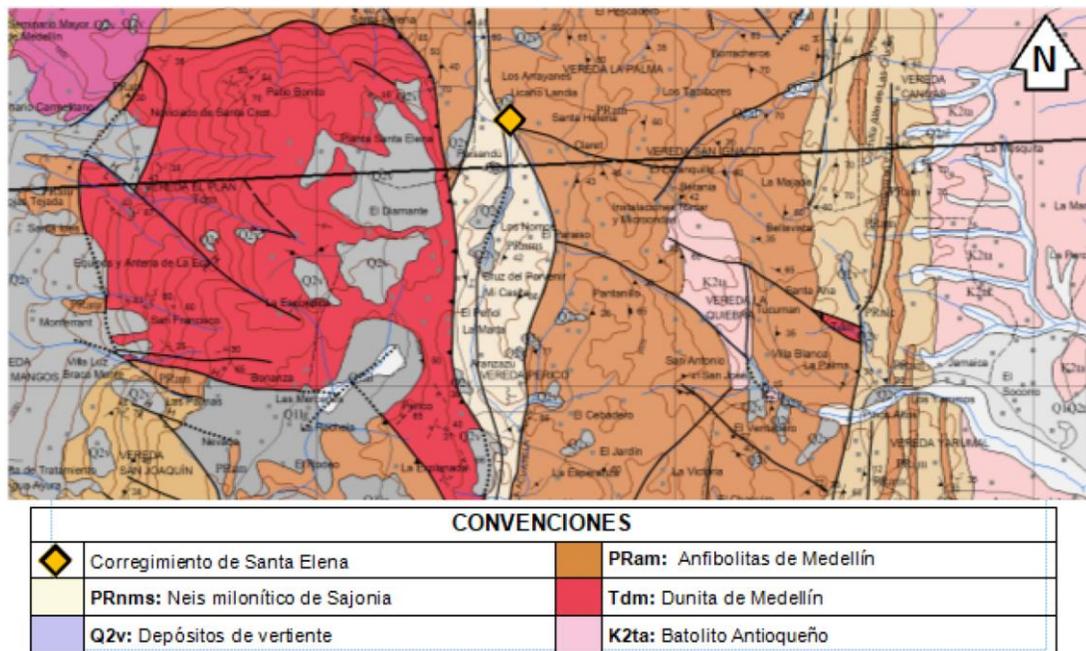
**Tabla 20. Daños en elementos no estructurales**

<b>9.2. Daños en los elementos no estructurales</b>		
<b>Daño</b>	<b>Porcentaje</b>	<b>Clasificación</b>
1. Ninguno		Peligro de colapso (rojo)
2. Leve		
3. Moderado		
4. Fuerte		
5. Severo	X	

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

### 3.4 DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO

#### 3.4.1 Caracterización geológica y geomorfológica de Santa Elena



**Ilustración 8. Geología regional**

*Nota. Tomada de (SGC, 2015)*

#### ○ **Anfibolitas de Medellín (PRam)**

Según el Servicio Geológico Colombiano (2015), la estructura en las anfibolitas varía entre néisica y esquistosa, pudiendo ser masivas localmente. Estas estructuras algunas veces se encuentran bandeadas por la segregación diferencial durante el metamorfismo de plagioclasas y hornablenda o variación en la granulometría de una banda a otra. Adicionalmente, estructuras migmatíticas se presentan localmente cerca al contacto con el Batolito Antioqueño y están definidas por la segregación o la inyección de venas irregulares, a veces lentes de feldespato y cuarzo. En cuanto al tamaño del grano, varía de fino a medio, pero en algunas anfibolitas de estructura néisica el grano suele ser más grueso. El color predominante de estas estructuras es negro moteado con un tinte verdoso oscuro por uralitización y cloritización de la hornblenda y foliación definida por la orientación plana de la hornblenda. En algunos afloramientos se observan plegamientos.

Por otra parte, la textura de las anfibolitas varía de granoblástica a nematoblástica, con un tamaño de grano entre 0.3 y 1.5 mm. La esquistosidad está definida por la orientación de los cristales de anfíbol y algunas muestran

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

un bandeo composicional discontinuo y fino con bandas alternadas ricas en hornblenda y en plagioclasa donde las bandas son paralelas a la esquistosidad.

En cuanto a la composición mineralógica de las anfibolitas es esencialmente hornblenda, con un valor entre el 40 y 70% y plagioclasa con cantidades menores de magnetita, ilmenita, esfena, circón y apatito. Sin embargo, en algunas muestras aparecen minerales metamórficos asociados y en cantidades variables como diòpsido, granate y cumingtonita. (Rodríguez, González & Zapata, 2007).

Además, son rocas constituidas por hornblenda de color pardo a verde; plagioclasa con cantidades variables de diòpsido; cumingtonita; granate; esfena y cuarzo. Su textura es granoblástica poligonal a nematoblástica, ligeramente bandeada, de grado medio a alto de metamorfismo

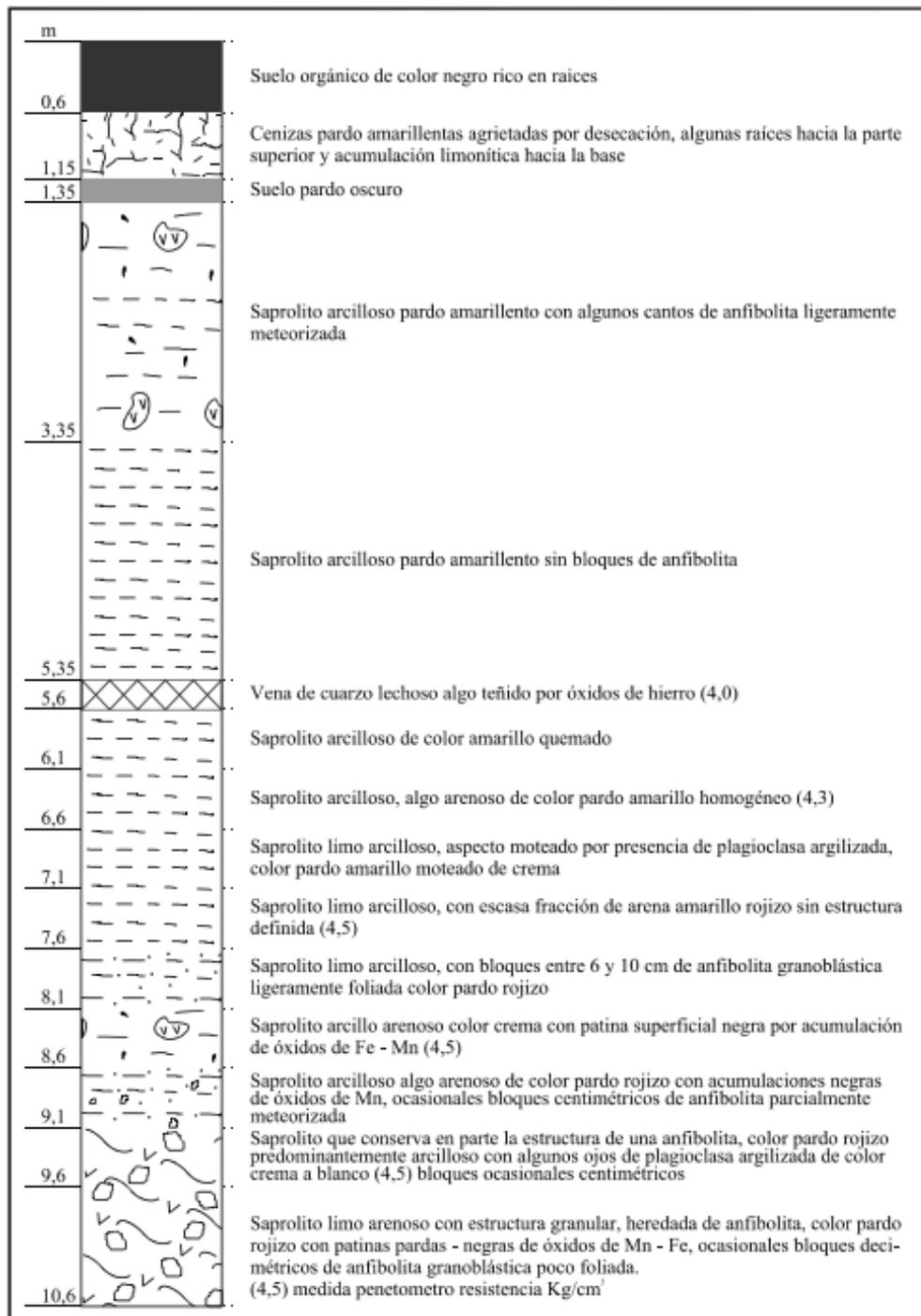
Adicionalmente, según (Rodríguez, González & Zapata, 2007):

- Al oriente del altiplano de Santa Elena los afloramientos de los diferentes cuerpos de anfibolita se destacan por tener una morfología de cerros y pendientes fuertes a moderadas cortas. En esta zona la topografía es considerada como plana y adicional a esto, las rocas presentan un avanzado estado de meteorización.
- A continuación, se presenta un perfil de la meteorización de la anfibolita en una de las zonas del corregimiento de Santa Elena conocida como Sajonia. Dicho perfil se compone de un nivel de suelo (VI) de color crema a gris claro, el cual presenta incidencias de cenizas volcánicas, un nivel saprolítico de color pardo amarillento a pardo rojizo, el cual, es producido por la alteración de la hornblenda y el cual además, localmente presenta un bandeamiento débil con capas finas de color amarillo pálido a blanco producido a su vez por la alteración de zonas ricas en plagioclasa

Y el perfil de meteorización correspondiente a este tipo de unidad geológica, definido por (Rodríguez, González & Zapata, 2007), se muestra a continuación (ver Ilustración 9)

- Horizonte A – B: Horizonte de alrededor de 30-40 centímetros de espesor el cual, varía con la pendiente del terreno. Está contenido por materia orgánica de color negro y diversas raíces.
- Horizonte VI: Suelo de un espesor variable de 40-50 centímetros de espesor. Se observan colores grises claros a blancos. El suelo es de consistencia suave, húmedo, poco cementado y plástico.

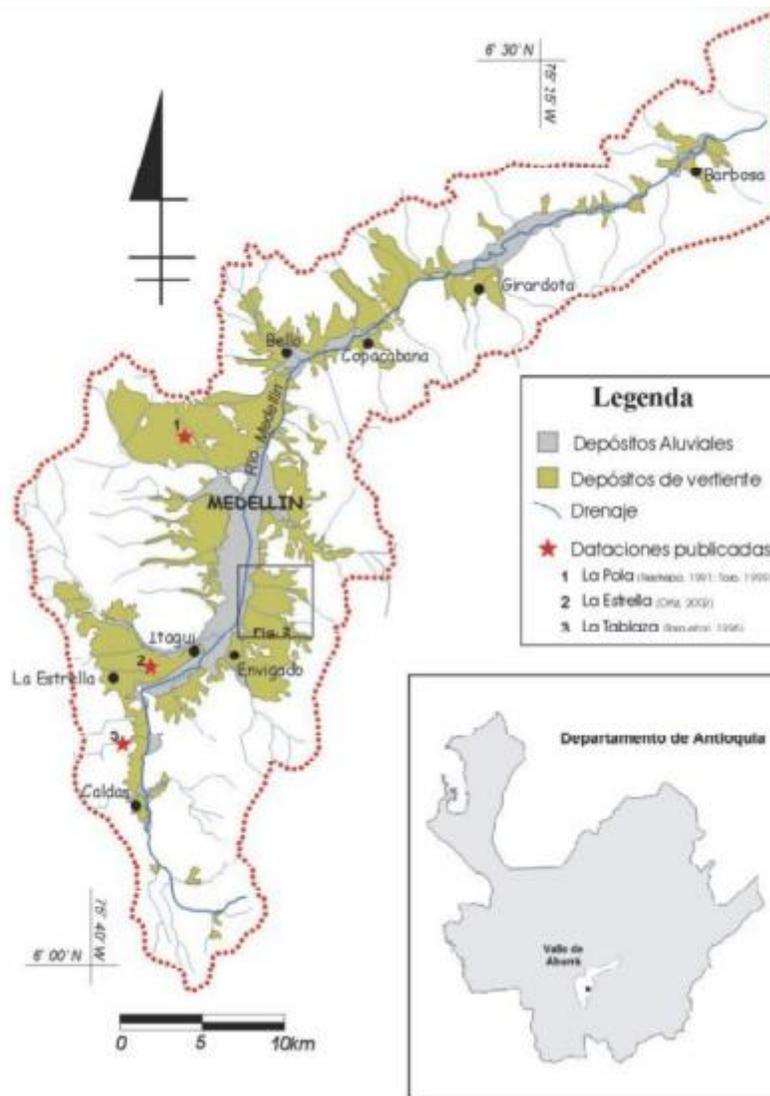
- Horizonte V: Tiene un espesor promedio de 1.5 metros. A esta profundidad, se alcanza a ver la roca meteorizada. Dicho horizonte tiene un color moteado blanco y negro heredado, con una consistencia firme, poco cementado, húmedo y no plástico.
  - Horizonte IV: La roca se encuentra profundamente meteorizada, el espesor de este horizonte es indeterminado y tiene un color gris moteado de blanco, una consistencia firme, no plástico, débilmente cementado.
  - Horizonte III: La roca se encuentra moderadamente meteorizada y tiene un color pardo amarillento con plagioclasa y hornblenda, textura limosa, consistencia firme, plasticidad muy baja y cementación moderada.
- **Neis Milonítico de Sajonia (PRnms):**
- Según Rodríguez, González & Zapata (2007) son unidades de Neises esquistos con intercalaciones de anfibolitas, están fuertemente deformados y con una estructura preferencial milonítica, están cortados por venas y diques de cuarzo lechoso. En cuanto a la deformación, ha acentuado los efectos de metamorfismo retrogrado a partir de rocas que probablemente en condiciones de alto grado alcanzaron la facies anfibolita.
- Por lo general, los afloramientos son de saprolito y rocas alteradas con estructura bandeada esquistosa néisica. Además, la roca está intensamente cizallada, deformada, localmente plegada y fallada y, es común la presencia de saprolito arcilloso rico en micas.
- En Neis Milonítico de Sajonia presenta contactos fallados, al oriente con las Anfibolitas de Medellín, al occidente con los bloques sur y central de la Dunita de Medellín y en Santa Elena con las Anfibolitas de Medellín. Adicionalmente, la unidad se encuentra limitada por La Falla La Acuarela, la cual se bifurca al sur de la curva de Rodas con dirección hasta el alto de Santa Elena.
- **Depósitos de Vertientes (Q2v)**
- García (2006) estableció que dentro de las unidades geológicas y geomorfológicas que han estado sometidas a una combinación de procesos tectónicos y procesos erosivos facilitados por periodos lluviosos o aguas subterráneas y, por vibraciones sísmicas pretéritas, se encuentran los depósitos de vertiente, los cuales, en su mayoría corresponden a flujos de lodo y/o escombros, controlados principalmente por la red de drenaje (existente en el momento de su depositación) y por el nivel base (el cual sería el río Medellín). La presencia de estos depósitos en el Vallé de Aburrá son mostrados en la Ilustración 10.



**Ilustración 9. Perfil de meteorización en el sector de Sajonia**

*Nota. Tomada de (Rodríguez et al., 2005)*

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Ilustración 10. Depósitos aluviales y de vertiente de Medellín**

*Nota. Tomada de (Rendón, Toro & Hermelin, 2006)*

Schlemon (1979), basado en relaciones espaciales y estratigráficas, según el espesor de las capas de meteorización, disección relativa e inclinación de la superficie de depositación, definió tres grupos de depósitos de vertiente. El más antiguo, localizado en la parte alta de la ladera, aflora completamente diseccionado y con una fuerte inclinación; mientras que los depósitos que se encuentran ubicados en la parte media y baja de la ladera están constituidos parcialmente

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

por material retrabajado y exhiben superficies suaves y de mayor continuidad lateral.

Los depósitos de vertiente del Valle de Aburrá corresponden en su gran mayoría a dataciones por trazas de fisión sobre circones volcánicos obtenidos de horizontes de tefras intercaladas en dichos materiales. (Rendón, Toro & Hermelin, 2006)

Así mismo, estos autores determinan que son acumulaciones detríticas heterogéneas que no están diferenciadas en la base de zonas con pendientes altas, producidas por diferentes procesos erosivos o tectónicos. Estos incluyen flujo de escombros, de caídas de rocas, de tierra y rocas, de tierra y localmente conos antiguos y coluviones. (Rendón, Toro & Hermelin, 2006).

- **Dunitas de Medellín (Tdm)**

Kammer (1991) estableció que este cuerpo se presenta en tres partes, separadas por los depósitos aluviales del río Medellín y de la quebrada Santa Elena. Para el caso de la quebrada de Santa Elena, el suelo está conformado por un stock diorítico y anfibolitas del basamento metamórfico de la Cordillera Central. La dunita es un cuerpo sin raíz, cuyo fondo se encuentra a mitad de ladera de los dos valles transversales y la dunita se presenta como roca fino-granular y se caracteriza por una superficie de meteorización amarillenta que tiene un aspecto moteado por mostrar manchas rómbicas que son separadas por zonas planares más oscuras. Adicionalmente, las dunitas de Medellín presentan una foliación metamórfica que se resalta en superficies de meteorización por láminas de clorita, serpentina y talco. En la dunita, los únicos minerales macroscópicos se presentan en forma de agregados de cromita. En cuanto a su tamaño de grano, son relativamente finas, con un tamaño de 0.3 a 1 mm, con contornos poligonales y algo alargados, así como la presencia de lamelas de deformación de lo olivinos sugieren que la dunita es el resultado de un flujo plástico.

Son un cuerpo de rocas macizas de color verde oliva a gris verdoso oscuro, compuesta por olivino y espinela crómica alteradas en grado variable a minerales del grupo de la serpentina, anfíbol, talco y clorita. Adicionalmente, la fábrica es de carácter deformacional, la cual contiene cristales alargados de olivino o con aspecto transicional a textura en mosaico.

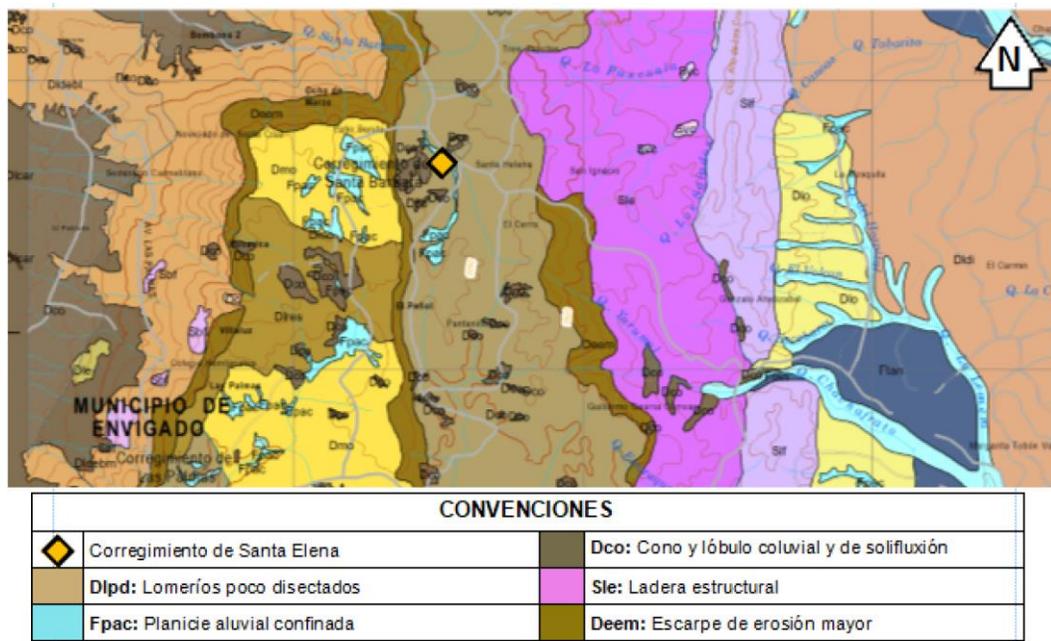
- **Batolito Antioqueño (K2ta)**

Según Londoño (1998), el Batolito Antioqueño es uno de los cuerpos plutónicos de mayor extensión en la Cordillera Central de Colombia. Es intrusivo en todas las rocas que lo encajan y, se caracteriza por su homogeneidad litológica y poca variabilidad petroquímica, donde predominan rocas granitoides de la serie granodiorita-tonalita, macizas, faneríticas equigranulares de grano medio. En cuanto a su meteorización, las rocas lo hacen en un medio ecuatorial húmedo

que favorece la acción de los agentes meteorizantes sobre un macizo rocoso fracturado, lo cual ha dado origen a saprolitos profundos. Por su forma trapezoidal, en el borde oriental del Batolito Antioqueño se encuentran zonas de cizalladura a lo largo de las cuales se acentúan procesos de meteorización y erosión, los cuales, a su vez, facilitan el desarrollo de geoformas particulares como peñoles, organales, acanaladuras, bloques de cuarzo, formas tabulares y pseudokarst. En cuanto a su evolución morfológica, ésta depende de fenómenos como meteorización química, agentes de transporte que modifican las vertientes y los agentes erosivos que modelan los paisajes.

Según Cornare (2017), es un cuerpo emplazado en la zona central de Antioquia y su composición es semejante a la de una cuarzodiorita. Los suelos residuales de este batolito pueden tener más de 100 metros de profundidad e incluyen los horizontes IV a VI.

### 3.4.2 Geomorfología regional



**Ilustración 11. Geomorfología regional**

*Nota. Tomada de (SGC, 2015)*

En la Ilustración 11, se observa de forma general las unidades geomorfológicas presentes en el corregimiento de Santa Elena. La información mostrada a continuación fue extraída del portal del Servicio Geológico Colombiano (SGC, 2015):

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- **Montículo y ondulaciones denudadas (Dmo)**

Son elevaciones del terreno con una altura menor de 50 metros sobre su nivel de base local, de tope redondeado a subredondeado, de laderas cortas con formas cóncavas y de pendientes suaves a muy inclinadas, drenajes divergentes a subparalelos, con leve grado de incisión. Se pueden diferenciar en general porque se desarrollan como formas aisladas del relieve circundante, o como la continuidad de las partes más bajas de los lomos denudados o de los coluvios y lóbulos coluviales y de solifluxión de las vertientes del cañón. Adicionalmente, los principales movimientos en masa son pequeños deslizamientos rotacionales por causas antrópicas ya que son zonas con alta actividad rural de fincas, parcelaciones y diferentes vías. De igual manera, se desarrollan en la zona más alta del altiplano de Santa Helena, en el sector del Plan y Piedras Blancas y en el alto de las Palmas del municipio de Envigado, lugares en los cuales las pendientes son planas a suaves y en donde son menos frecuentes los movimientos en masa.

- **Lomeríos poco disectados (Dlpd)**

Son definidos como prominencias topográficas de morfología alomada con índice de relieve muy bajo, con cimas amplias y redondeadas a subredondeada, de laderas muy cortas a cortas y en cuanto a su forma, son cóncavas y convexas, con pendientes inclinadas muy abruptas, un patrón de drenaje dendrítico con un grado de incisión leve, formando valles abiertos en "U". Adicionalmente, por lo general, estas unidades se encuentran en las áreas centrales del altiplano, alejadas de los frentes erosivos. Así mismo, son frecuentes los procesos erosivos superficiales como terraceos y surcos. Se presentan algunos movimientos en masa tipo reptación y eventualmente algunos pequeños deslizamientos rotacionales como consecuencia a la actividad agropecuaria intensiva.

- **Planicie aluvial confinada (Fpac)**

Se presenta una franja aluvial de morfología plana, muy angosta, confinada y en forma de "U", constituida principalmente por material aluvial. Esta unidad está asociada a los cauces aluviales del altiplano, los cuales son muy pequeños y eventualmente inundables, limitados por las unidades denudacionales de índice de relieve bajo a muy bajo, en los cuales se observa el estrechamiento de los cauces y por relieves más altos como los lomos denudados en la cuenca del río Cocorná y sus afluentes las quebradas La Chorrera y La Trinidad.

- **Cono y lóbulo coluvial y de solifluxión (Dco)**

Son geoformas en forma de cono o de lóbulos alomados bajos. Se encuentran en la zona del altiplano y corresponden principalmente al producto de fenómenos de inestabilidad o movimientos de masa ocurridos en las vertientes, los cuales,

son generados por una combinación de factores como lo son la gravedad, el agua y la intervención humana. Estas unidades están asociadas a los lugares de las vertientes de las colinas residuales disectadas, laderas onduladas, del cerro remanente del Capiro y de los espolones bajos de longitud larga donde se observan condiciones de baja pendiente y topografía suave. Continuamente, están seguidos de una zona de pendiente alta en forma de escarpe desde la cual se desprendieron los materiales de los cuales está compuesta.

Por otra parte, las unidades que se encuentran en el cañón del río Medellín-Porce corresponden a depósitos constituidos por flujos de varias generaciones compuestos a su vez por clastos que presentan diferentes grados de meteorización. Adicionalmente, son generados al producirse hacia las partes altas de las vertientes de los lomos denudados, con presencia de saturación y con pérdida de resistencia, causando vulnerabilidad a dichas unidades antes fenómenos como precipitaciones o movimientos sísmicos. Los eventos mencionados, les confieren a los suelos un carácter viscoso como consecuencia a la mezcla del agua con los suelos arcillosos y limosos. De esta manera, los suelos pueden descender más o menos, según el cauce de las corrientes, arrastrando así, nuevos materiales, mezclándose hasta encontrar condiciones de baja pendiente que permitan su depositación. La edad relativa y el grado de estabilidad se definen según su estado de meteorización, grado de incisión y altura respecto al fondo de las vaguadas.

- **Lomo de Falla (Sif)**

Esta unidad corresponde a un cerro elongado con dirección NS en los municipios de Guarne y Rionegro. Dentro de sus principales características esta la morfología alomada, un índice de relieve muy bajo a bajo, de tope subredondeado amplio, con laderas cortas, de formas convexas y, con pendientes abruptas a escarpadas. En cuanto al patrón de drenaje, este es paralelo con moderado grado de incisión. El Lomo de Falla está asociado a la falla de La Honda y es conocido como la Cuchilla-Alto de las Cruces. En cuanto a sus amenazas, presenta un alta a media susceptibilidad a movimientos en masa tipo deslizamientos rotacionales.

- **Escarpe de erosión mayor (Deem)**

Esta unidad corresponde a franjas alargadas de terreno, de longitud muy larga, de forma convexa y recta, sus pendientes son de escarpadas a muy escarpadas y desarrollan un patrón de drenaje paralelo a subparalelo. Contienen un grado de incisión moderado a alto y valles en forma de "V" abierta. Adicionalmente, presentan movimientos en masa como caída de roca y deslizamientos traslacionales planares. El origen de estos escarpes es consecuencia de variables como actividad tectónica y erosión fluvial de los ríos.

### 3.4.3 Otras características de la zona

- **Altiplanos**

Morfológicamente hablando, el sector de Santa Elena se compone de colinas alargadas a subredondeadas las cuales son medianamente incisadas. Adicionalmente, se compone de vertientes convexas, valles cóncavos y las rocas metamórficas forman cerros más altos que las rocas intrusivas (Rodríguez et al., 2005).

- **Escarpes Erosivos Regionales**

Presenta una distribución en planta en forma de herradura. Está modelado en rocas metamórficas y rocas del Batolito y, sus alturas varían entre 400-450m. (Rodríguez, González & Zapata, 2007)

- **Amenaza por movimientos en masa**

Los sitios más afectados por movimientos en masa, especialmente deslizamientos, son las carreteras Medellín-Bogotá y la carretera al corregimiento de Santa Elena. Estos son generados por factores como pluviosidad e intervención antrópica, que a su vez debilitan los saprolitos presentes en la zona. Dichos deslizamientos se presentan en las vertientes naturales y en los cortes de vía como consecuencia de la saturación y el lavado de suelos.

Adicional a lo anterior, la inestabilidad está asociada a los flujos de escombros y flujos de tierras en zonas con altas pendientes. Para el caso de Santa Elena la amenaza por deslizamiento podría ir desde media hasta alta. (Rodríguez, González & Zapata, 2007).

- **Amenaza por inundación y avenidas torrenciales**

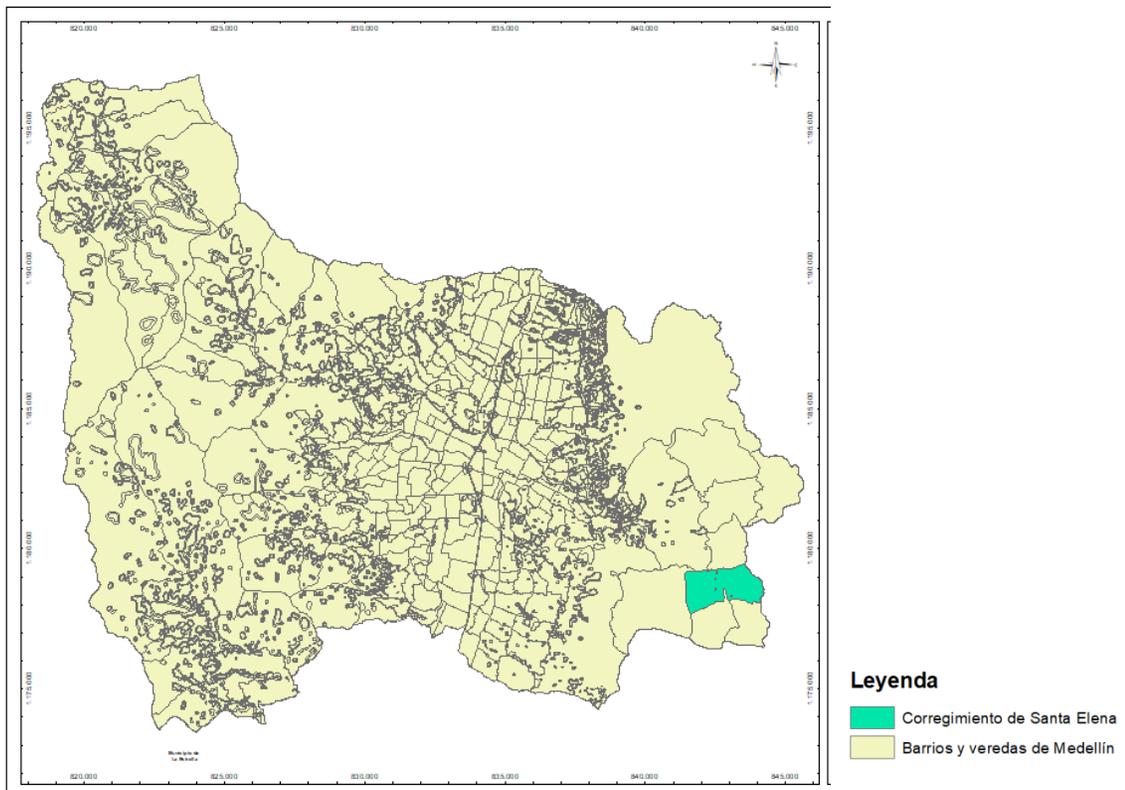
Según los estudios realizados en el Valle de Aburrá por el Área Metropolitana, el municipio con mayor amenaza por inundación, es el municipio de Medellín ya que, sus ríos son ríos de montaña y su cauce natural ha sido invadido en gran medida. Adicional a lo anterior, el corregimiento de Santa Elena cuenta con corrientes de agua que presentan amenazas en el mismo, todas ellas con un amplio registro histórico de avenidas torrenciales (Rodríguez, González & Zapata, 2007).

Según el documento “Síntesis Plan Municipal de Gestión del Riesgo de Desastres de Medellín 2015-2030” en Santa Elena (comuna 90 del municipio de Medellín), se presentan condiciones geológicas y geomorfológicas que permiten mayor facilidad de los movimientos en masa hacia el área de transición del suelo urbano-rural. Los principales causantes de dichos movimientos en masa son las características hidrogeológicas, donde, las aguas subterráneas favorecen en

gran proporción la formación de flujos de lodo, las cuales a su vez discurren por los cauces de las quebradas ya existentes.

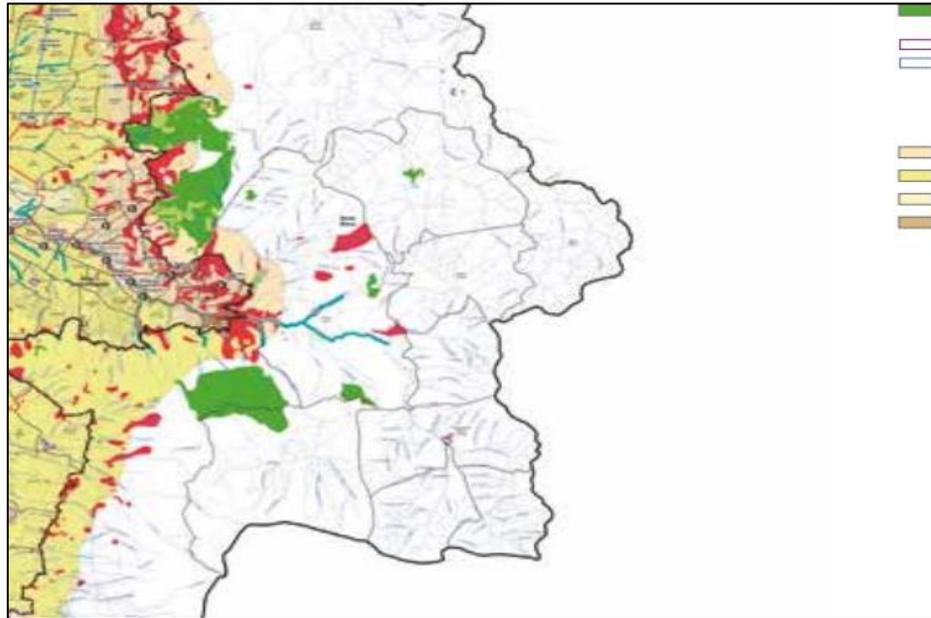
Los movimientos en masa presentados en dicho corregimiento son usualmente de tipo rotacional y se suelen dar en las zonas de escarpe. Asimismo, en dicha zona se pueden presentar caídas de roca y flujos de detritos, los cuales son una consecuencia de aguas subsuperficiales y de aportes de acuíferos del altiplano, quienes generan altos niveles de infiltración en la zona de la ladera, ocasionando finalmente deslizamientos súbitos (Departamento Administrativo de Gestión del Riesgo de Desastre & Alcaldía de Medellín, s.f.).

Por otra parte, en el área de escarpe de la comuna 90 de Medellín, los cambios en el uso del suelo han ocasionado quemadas y deforestación, lo que ha conllevado a procesos erosivos superficiales, que a su vez generan cárcavas, surcos y caídas de bloques de tierra en la zona (Departamento Administrativo de Gestión del Riesgo de Desastre & Alcaldía de Medellín, s.f.).



**Ilustración 12. Amenaza de movimientos en masa en el corregimiento de Santa Elena**  
*Nota. Tomada de (Rodríguez, González & Zapata, 2007).*

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Ilustración 13. Amenazas en el corregimiento de Santa Elena**

*Nota. Tomada de (Departamento Administrativo de Gestión del Riesgo de Desastre & Alcaldía de Medellín, s.f.).*

### 3.4.4 Estado actual de la parroquia

La parroquia está constituida por un sistema de columnas periféricas de 40 cm x 60 cm, enlazadas a muros de cerramiento con un espesor cercano a los 20 cm. Estos elementos funcionan conjuntamente como sistema estructural principal. No posee vigas, ni otro tipo de elementos horizontales que conecten estructuralmente a las columnas o a los muros. La cubierta está conformada por puntales, largueros y alfardas que sostienen los aleros, buhardillas y la cumbrera terminada en tejas de barro en toda su extensión. No se tiene información técnica acerca del sistema cimentación, pero se cree que consta de zapatas aisladas en las que reposan directamente las columnas. Se cree también que estas zapatas no se encuentran unidas por vigas de cimentación, ni por ningún otro elemento horizontal bajo el terreno.

Estas consideraciones permiten presumir una estructura pesada y rígida. Adicionalmente, por el tipo de suelo que se presenta en la zona (finos) y por el tiempo que lleva construida la parroquia, se parte de la hipótesis de que el terreno sobre el que se cimenta ya se encuentra en una fase avanzada de su proceso de consolidación.

Actualmente, presenta varias afectaciones estructurales, distribuidas proporcionalmente en microfisuras y grietas en todos sus elementos colindantes. De forma global se puede notar el desplazamiento y la rotación relativa de la zona norte y sur respecto a la zona central de la parroquia. También se encontró evidencia de cambios de volumen en el suelo interior y en el suelo exterior que rodea a la edificación.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Luego de las visitas técnicas al lugar, las inspecciones en la estructura (ver las fotografías), los recorridos de reconocimiento de campo, y la aplicación de la metodología definida, se concluyó que la edificación está en riesgo de colapso. Este resultado confirma la decisión tomada por el Departamento de gestión del riesgo y atención de desastres del municipio de Medellín (DAGR), de cerrar preventivamente la parroquia.



**Fotografía 19. Estado actual de la parroquia (zona sur interna)**



**Fotografía 20. Estado actual de la parroquia (cubierta)**

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Fotografía 21. Estado actual de la parroquia  
(zona nororiental interna)**



**Fotografía 22. Estado actual de la parroquia  
(zona noroccidental interna)**



**Fotografía 23. Estado actual de la parroquia  
(zona occidental central externa)**



**Fotografía 24. Estado actual de la parroquia  
(zona noroccidental externa)**

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



*Fotografía 25. Estado actual de la parroquia (zona central externa)*

### **3.4.5 Evaluación de la problemática realizada por otras entidades**

Después del inicio de las actividades constructivas del Túnel de Oriente, se notificó de la aparición de daños y afectaciones estructurales por parte de los habitantes de Santa Elena a principios del año 2018.

En el mes de marzo de este mismo año, DAGRD realizó una evaluación a la problemática presentada en el corregimiento. Para el caso de la Casa Cural, concluyó que las afectaciones eran fisuras superficiales y que el agrietamiento presentado es generado por asentamientos diferenciales en el terreno. Además, también argumentó que las fallas se deben por antigüedad de las estructuras y calidad de los materiales.

Asimismo, la firma interventora del túnel (Artinco) realizó una evaluación de las tres estructuras del corregimiento más afectadas, buscando encontrar la relación de los daños reportados con el inicio de las actividades constructivas.

En su evaluación, realizó la revisión de información secundaria, el levantamiento de información primaria, la caracterización geológica, la instrumentación y el monitoreo del nivel freático, ensayos de exploración indirecta con líneas de geofísica, la exploración del subsuelo con ensayos SPT, ensayos de laboratorio en los que se incluía granulometría, límites de Atterberg, humedad, peso específico, compresión simple, corte directo, consolidación, ensayos triaxiales y columnas resonantes, para definir una caracterización geotécnica del subsuelo. También realizaron una evaluación del estado del acueducto y el alcantarillado del sector, además de un análisis de vibraciones y un estudio de patología estructural para el diagnóstico del problema.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Los resultados entregados por la firma interventora denotaron principalmente, para temas del comportamiento del suelo, en una baja velocidad de onda cortante, debido al grado de saturación y en una clasificación de tipo D, bajo los lineamientos del título A de la NSR-10. En cuanto a la evaluación del acueducto y alcantarillado, encontraron que ni el sistema de tuberías, ni el pavimento sufrieron deformaciones, ya que no vieron filtraciones de agua residual. Por otro lado, en el estudio de las vibraciones generadas por las voladuras, explosiones y la construcción del túnel, concluyeron que no representaron riesgo para las estructuras del corregimiento, soportados por un análisis en el que usaron 8 mediciones con acelerógrafos. Adicional a esto, también determinaron que las vibraciones generadas por el paso de volquetas y vehículos de transporte de material por la vía principal (ubicada a menos de 30 metros de la parroquia), no afectaron considerablemente a la parroquia, ni a las estructuras cercanas que también presentan afectaciones (Ruíz et al., 2019).

Bajo estos resultados, la firma interventora concluyó que los problemas presentados en las edificaciones evaluadas fueron por causas netamente estructurales, debido a construcciones defectuosas que no soportaron los movimientos de suelo (considerados normales en esta zona). Dentro del informe justifican esta hipótesis por medio de la comparación con las estructuras vecinas que no presentan afectaciones, construidas en los últimos años (como lo son la biblioteca, la sede social, Metrosalud y el restaurante), a las cuales no se les vio afectación estructural y que a la fecha no presentan ningún problema estructural reportado.

A lo largo del informe, mencionan también que dentro de las posibles causas se encuentran los problemas asociados con flujos de agua tales como la migración de humedad en paredes y pisos, cavidades y erosión interna, y, superficies de drenaje.

Las consideraciones individuales de las tres edificaciones evaluadas por Artinco se encuentra resumidas a continuación.

- **Evaluación estructural de la Escuela**

Según la evaluación realizada, en los lugares en los que hay asentamientos diferenciales, hay una alta presencia de grietas. Hay asentamientos que infringen el doble del valor máximo permitido por la norma. La calidad del diseño y de la construcción es regular. El factor de seguridad de la losa flotante es de 1,68 y el mínimo es 4, lo cual, indica otro incumplimiento de la norma.

En la escuela, a los 5 metros se presentan suelos orgánicos, los cuales presentan degradaciones y asentamientos significativos. Según análisis realizados en Etabs, el espesor de la losa flotante debería ser casi 3 veces el espesor encontrado. En continuidad con el análisis, se encuentra que la estructura tiene irregularidad torsional extrema.

En cuanto al análisis del suelo, se concluyó que está pre-consolidado. Además en el informe se dice que la estructura está apoyada sobre arcilla, pero esto

contrasta con el perfil geotécnico realizado por la misma firma (en el cual se observa que la escuela se encuentra sobre un estrato de arena).

Adicionalmente, la estructura presenta derivas mayores al 1% y junto con los períodos encontrados a través del software,  $T=0,114s$  y  $T=0,459s$ , indican que la estructura debe ser reforzada.

Dado que no se cumple ni con las derivas ni con el índice de flexibilidad, la interventoría recomendó rigidizar la estructura aumentando las secciones de las columnas en el primer nivel (Ruíz et al., 2019).

#### ○ **Evaluación estructural de la parroquia**

La Parroquia Nuestra Señora del Carmen fue construida en el año 1940, tiene una altura total de 9,87 metros. Sus fachadas son de mampostería no reforzada, con una altura de 6,55 metros. Catalogaron el estado de la estructura como regular y la calidad de diseño y construcción de la estructura como mala. Se concluyó además que la iglesia presenta fisuras y grietas donde hay asentamientos diferenciales, es decir, donde hay distorsión angular.

Ahora bien, por medio de un análisis con Etabs se obtuvieron derivas de 0,214% (la deriva máxima permitida por norma es de 0,5%). Esto quiere decir que la estructura es lo suficientemente rígida.

En cuanto al diseño estructural está catalogada como una estructura DMO con un factor de reducción R de 0,292. Según el análisis realizado, las columnas no tienen refuerzo. Dado que las derivas cumplen, la interventoría recomienda llevar el sistema de la parroquia a un sistema estructural dual que siga cumpliendo la categoría DMO (Ruíz et al., 2019).

#### ○ **Evaluación estructural de la casa de Pacho**

Según la evaluación realizada, se hace evidente que las losas se encuentran desniveladas. Para este caso, el mantenimiento de la estructura clasifica como malo y el coeficiente de construcción tiene un valor de 0,6 es decir, malo.

En la casa Pacho se realizan 90 mediciones de asentamientos diferenciales de los cuales, 79 no cumplen, 4 cumplen condicionalmente y 7 cumplen. En el análisis se obtienen derivas de 0,0059%, lo que quiere decir que cumple derivas; estas derivas dan indicios de que es una estructura muy rígida y que la causa de fisuración en la casa no es de característica estructural. Adicional a lo anterior, recomendaron un sistema adecuado según la zona sísmica (intermedia).

La cimentación es una capa de piedra y determinaron que las presiones ejercidas son mayores a la capacidad portante del suelo. En cuanto a los elementos estructurales, las vigas están agrietadas y las columnas no están en

pórticos sino aleatoriamente distribuidas. Según el análisis de distorsión angular, el 80% de la estructura está en riesgo.

Debido a la calidad de los materiales y a la irregularidad en el sistema estructural, llegaron a la conclusión de que la estructura debe ser demolida y ser construida de nuevo. Recomendaron un sistema estructural dual (Ruíz et al., 2019).

- **Componente topográfico en la zona de estudio**

Se realizó un monitoreo con mojones entre septiembre de 2018 y marzo de 2019. Hubo 3 mojones con variaciones o con un vector horizonte mayor a 5 mm (pero posiblemente sea por la precisión), los cuales se encuentran en la zona norte de la iglesia. Se encontraron velocidades menores a 16mm/Año, lo cual descarta movimientos en masa (según la escala de velocidades en la que se basó el informe de Artinco) (Ruíz et al., 2019).

- **Componente geofísico de la zona de estudio**

Artinco realizó varios ensayos con el fin de conocer la velocidad de onda cortante presente en el suelo, a continuación, se mencionan de forma breve los resultados encontrados en cada uno de ellos.

1. Ensayo Crosshole: permite obtener el perfil de velocidad. Los resultados hasta los 11,14 metros fueron que es un suelo blando con  $V_s = 184,80$  m/s. Desde los 11,14 metros y hasta los 35,19 metros el suelo es rígido, con velocidad de onda cortante igual a 295,40 m/s. Finalmente, desde los 35,19 metros y hasta los 49 metros, es material rocoso, con velocidad de onda cortante 1232,07 m/s. En promedio, se obtiene una velocidad de onda cortante correspondiente a 196,2 m/s, a través de lo cual el suelo se clasifica como perfil tipo D según la NSR-10 título A.
2. Ensayo Downhole: permite obtener la velocidad de onda cortante. Para este caso se tiene que a una profundidad de 14 metros el suelo es blando, con una velocidad de 159 m/s. Posteriormente, hasta los 36 metros, suelo es más rígido con una  $V_s$  de 333 m/s y finalmente, hasta los 50 metros, se encuentra roca, con una velocidad de 1508 m/s. Con lo anterior, se obtiene una velocidad de onda cortante a los 30 metros de 251,8 m/s, lo cual, nuevamente clasifica como perfil tipo D.

- **Análisis de vibraciones por voladuras y por volquetas**

Las distancias desde la parroquia hasta el túnel de Oriente son las siguientes: equivalen a 471 metros verticalmente y a 236 metros horizontalmente (la diagonal representa 523,63 metros). Por esta razón, se analizaron voladuras y explosiones implementadas en la construcción del túnel. Además, se

analizaron las vibraciones producidas por el paso de volquetas por la vía principal. Esto es importante porque vehículos pesados pueden causar asentamientos y hundimientos en vías con suelos sueltos y licuefacción vías con arenas.

El documento menciona que en Santa Elena hay anfibolita meteorizada y fracturada, lo cual podría facilitar la velocidad de las vibraciones. Ahora bien, en el caso del túnel, los rangos de distancia de afectación de las voladuras usadas están entre 20 y 500 metros. A los 200 metros ya hay una velocidad de más o menos 2 mm/s. Como se ha dicho a lo largo del presente documento, en Santa Elena, los primeros metros del suelo son arcillas, limos y arenas lo que indica que tienen un alto grado de vulnerabilidad a cualquier tipo de vibraciones.

Por otro lado, en cuanto a las volquetas, a los 20 metros, se obtiene una velocidad de 0,5 mm/s. Se concluye entonces que las voladuras del túnel tienen menor umbral de daño que las volquetas. Adicionalmente, Artinco con el fin de obtener datos de mayor confiabilidad, realizaron registros de campo de voladuras, los cuales, se alejan de los esperados, es decir, se obtienen mayores valores teóricos que medidos en campo, la respuesta al por qué depende de variaciones importantes en las variables del cálculo.

Por ejemplo, para las voladuras, a 500 metros, la velocidad es de 0,89 mm/s (estimado) valor menor a 2,54 mm/s, lo que quiere decir que no es superior al umbral de daño de estructuras históricas de carácter patrimonial. Ahora bien, el valor medido es de 0,01 mm/s (real), una posible causa de la diferencia puede ser el agua en el suelo.

Para el caso de las volquetas, a distancias menores a 5 metros se tiene una velocidad de 3,5mm/s (estimado) mientras que medido se tiene un valor de 0,05mm/s. Particularmente la parroquia se encuentra a una distancia de 10 metros, lo que quiere decir que tiene velocidades de 1,5 mm/s. Las velocidades encontradas, son levemente incómodas para las personas, pero para edificios históricos y patrimoniales, pueden representar problemas si hay suelos blandos, presencia de agua y errores en la construcción de la cimentación.

En conclusión, las voladuras del túnel a distancias entre 450 y 500 metros presentan valores de velocidades menores a fenómenos ambientales como por ejemplo la humedad, variaciones de 10 grados centígrados en la temperatura, vientos y golpes. En las volquetas por su parte, las velocidades a distancias menores a 3 metros son menores a las velocidades de los fenómenos ambientales nombrados anteriormente (Ruíz et al., 2019).

- **Componente geológico y geotécnico (propuesto por Artinco)**

La geología regional, como ya se mencionó en la recolección de información primaria, está conformada por anfibolita de Medellín, dunita de Medellín,

Batolito Antioqueño, Depósitos Aluviales y depósitos de vertiente. La geología estructural regional está compuesta por la falla de Rodas, siendo la unidad litológica predominante la anfibolita de Medellín, roca de grano medio, de color verde oscuro a negro. En Santa Elena la roca se encuentra meteorizada. Los principales afloramientos son; afloramiento Quebrada Avícola, donde hay presencia de roca de color verde y roca meteorizada con óxidos. Posteriormente, está el afloramiento de la quebrada San Pedro, dentro del cual hay roca meteorizada con foliación definida, teniendo un color de roca café clara. Finalmente está el afloramiento Quebrada Sin Nombre donde hay presencia de rocas altamente meteorizadas de color café claro.

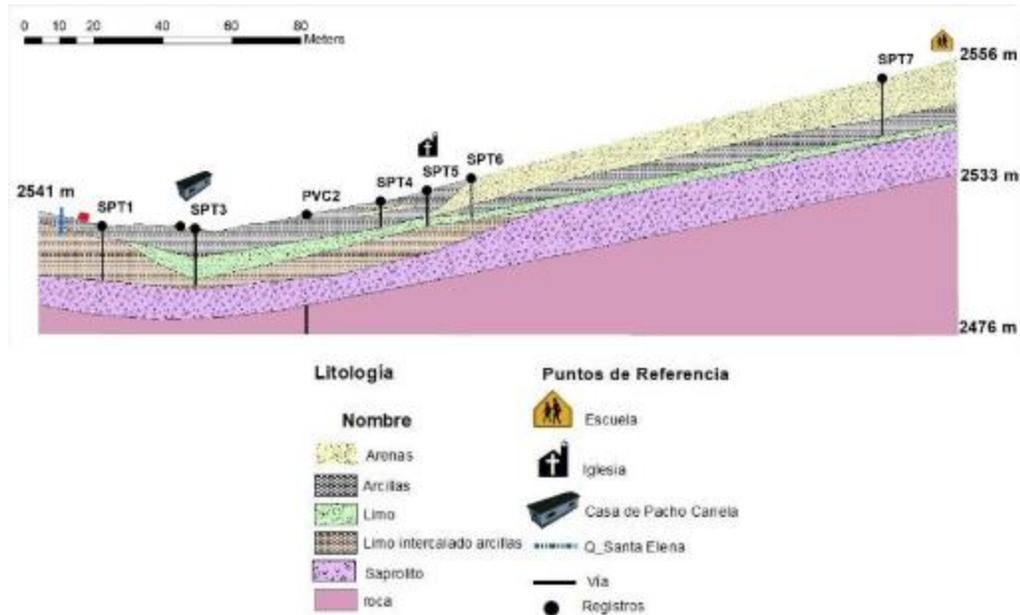
Es importante mencionar que en el informe se menciona que hay presencia de empozamientos en la zona norte de la parroquia, lo cual podría generar un fenómeno de reptación. Las fallas principales son una regional y dos locales, Rodas, Aguada y Santa Elena respectivamente. Adicionalmente, Santa Elena está localizada en un altiplano caracterizado por colinas de pendiente moderada y alargada, con lo cual se podría descartar de forma inicial un movimiento en masa.

Se evidencian depósitos de flujos en la parte media y baja de la ladera y flujos aluviales; en general, en la zona se encuentran escarpes antrópicos, surcos, cárcavas y cicatrices del deslizamiento. Se concluye además que las zonas no aptas geológicamente son los retiros hidrológicos de quebradas, relacionado con la llanura de inundación y el período de retorno.

#### ○ **Análisis de perforaciones**

La interventoría Artinco realizó múltiples ensayos de penetración estándar (SPT) con el fin de diseñar un perfil geotécnico de la zona de estudio. A continuación, se presenta a modo de resumen los resultados obtenidos en sus perforaciones.

1. Perforación CrossHole, tiene una profundidad de 25 a 30 metros y se encontraron anfibolitas de Medellín.
2. En la segunda perforación, de 30 a 35 metros nuevamente se encuentra la presencia de anfibolitas de Medellín, óxidos y arcillas. Un índice RQD=11,2%, es decir, roca muy fracturada y muy poca resistencia del suelo.
3. A partir de los 35 metros y hasta los 40 metros, se encuentra anfibolita de Medellín con un índice RQD=86%, lo que quiere decir que es a partir de los 35 metros que las rocas comienzan a ser aptas.
4. Finalmente, a una profundidad de 40-45 metros, se encuentra roca fresca, de rugosidad media-alta y de un RQD=86%



**Ilustración 14. Perfil geotécnico realizado por Artinco**

Según la Ilustración 14 se observan los múltiples suelos que se presentan en la zona, desde granulares, como arenas, hasta finos como arcillas y limos. Las arcillas limosas están entre 3 y 8 metros y, las arenas limosas hasta los 8 metros. Como se mencionará más adelante, una posible causa de que haya un estrato de arena presente en la zona podría ser por depósitos gravitacionales.

En la “Casa Pacho”, a 3 metros de profundidad, se encuentran arcillas con arenas finas y en la parroquia se encuentra arcilla, pero hacia la zona norte de la parroquia (derecha en la ilustración) hay presencia de un material arenoso hasta los 8 o 9 metros. El nivel freático se encuentra a una profundidad de 7,5 metros. A 15 metros se encuentra saprolito, suelo portante y óptimo para realizar tratamiento de fundaciones, es decir, antes de los 15 metros se encuentra suelo residual y depósitos.

○ **Caracterización geotécnica según Artinco**

- Según la lectura inclinométrica, no existe una curva de falla y por ende no hay señal de alarma.
- La columna inclino-asentimétrica, reflejó que a una profundidad entre los 40 y los 45 metros se encontró una bolsa de arena. Adicionalmente, según el asentimétrico N°2 (el cual permite verificar asentamientos verticales), indicó que no existe una tendencia que muestre que se están presentando asentamientos en la Escuela. Se concluyó que hay un movimiento entre 8 y

10 mm pero de velocidad muy lenta. Este desplazamiento no indica movimiento en masa.

- Adicionalmente, según la escala de movimiento propuesta por Transportation Research Board, la velocidad encontrada cae en un rango de velocidad lenta a muy lenta (con alta incertidumbre). Hay muchos movimientos, muy pequeños, pero en diferentes direcciones. Por lo tanto, desde este resultado también se descartan fenómenos de remoción en masa (reptación).
- Se realizaron 3 mediciones del nivel freático con piezómetros. La primera indicó una profundidad de 9,3 metros; la segunda una de 10,5 metros y la tercera una de 12,01 metros. En cuanto al análisis de las precipitaciones a finales del año 2017 y a principios del año 2018, se presentaron los dos picos de lluvias más fuertes de los últimos años.

Adicional a esto, hay un estudio geotécnico realizado el 22 de diciembre de 2014, el cual tenía como objetivo la elaboración de un estudio de suelos para la casa de la cultura. Este estudio es importante porque en él se observaron variaciones del nivel freático en comparación con el estudio de Artinco. Para el estudio realizado en la casa de cultura, el nivel freático variaba entre 2,15 y 2,60 metros y en el parque de silletteros, dicho nivel fluctuaba entre 1 y 1,4 metros; mientras que a través de los piezómetros instalados por Artinco, en promedio se encuentra un nivel freático de 10 metros. Lo anterior indica que entre noviembre de 2017 y octubre de 2018 hubo un cambio de aproximadamente 9 metros en el nivel freático. Dicha variación genera un cambio en el estado de esfuerzos, lo que puede generar asentamientos en el suelo.

Según lo anterior, la interventoría determinó que la centralidad del corregimiento de Santa Elena se está viendo afectada por un proceso de consolidación acelerada, ya que hay movimientos de hasta 0,5 cm, los cuales puede afectar estructuras con altos grados de vulnerabilidad. Se puede decir que la interventoría manejó hipótesis similares a las planteadas para buscar las causas de las fisuras en el corregimiento. Inicialmente realizó un análisis estructural completo, el cual para el caso de la elaboración del presente documento se realizó de forma muy general; en ambos casos se descarta que la culpa sea estructural ya que son estructuras demasiado rígidas y no ha ocurrido un fenómeno que las afecte considerablemente. Posteriormente, la interventoría descarta fenómenos de remoción en masa y reptación a través de múltiples ensayos y, finalmente, de manera inicial, concluye que la zona está sufriendo un proceso de consolidación, para lo cual realizan ensayos de laboratorio que se mostrarán más adelante. En conclusión, en la interventoría y en la investigación propia realizada, se tomaron caminos similares para buscar la causa de la problemática.

○ **Ensayos de laboratorio realizados por Artinco**

Artinco realizó múltiples ensayos de suelos con el fin de conocer las principales propiedades del suelo del corregimiento de Santa Elena. Los ensayos realizados por la firma se nombran a continuación.

- Corte Directo: se realiza el ensayo consolidado drenado para esclarecer el sistema de consolidación presentando. Adicionalmente, el agua disminuye resistencia. A través de este ensayo se conoció el peso unitario, la cohesión y el ángulo de fricción para la parroquia, la escuela y la casa de "Pacho".
- Compresión inconfiada
- Humedad natural, del cual concluyen que la zona tiene humedades altas, entre 50 y 100%, el promedio dio mayor al 70%.
- Clasificación y Límites de Atterberg: en el tamizado se encontró un alto porcentaje de finos, sin gruesos. El 80% son arenas con arcillas y limos y el 20% restante son materiales gruesos. Por el tamiz N°200 pasa más del 60%, por lo tanto, el material es fino-granular.
- Consolidación unidimensional. Aplica para materiales de baja y media categoría de las cimentaciones. En consolidación se considera la salida y entrada del agua constante debido a la alta humedad. El proceso de consolidación es duradero en el tiempo y las respuestas en las estructuras no son inmediatas. Se asume un esfuerzo vertical in situ de 40kPa. La calidad de la muestra se define como pobre.

○ **Análisis de estabilidad**

Se realizaron análisis de estabilidad para dos condiciones primordiales:

- Falla en condiciones drenadas: esfuerzo a determinada tasa, la presión de poros es cero.
- Falla en condiciones no drenadas: esfuerzo aplicado muy rápido, la presión de poros no se disipa.

Se define como equilibrio límite la resistencia del suelo en donde las fuerzas actuantes son equivalentes a las fuerzas resistentes; esto quiere decir un factor de seguridad equivalente a 1. Se realizó el método ordinario con una superficie de falla circular. La condición más desfavorable es a corto plazo, razón por la cual se realizó el ensayo de corte drenado.

Los parámetros para los análisis de estabilidad considerados por Artinco fueron un suelo tipo D, un factor  $F_a$  igual a 1,5; un factor  $F_v$  de 2 y un coeficiente  $A_a$  igual a 0,18. El tipo de falla utilizada fue traslacional y se obtuvo un FS Estático de 3,259, condición segura ante fenómenos de remoción en masa.

Adicionalmente, realizaron un análisis retrospectivo, en el cual se hace un análisis de estabilidad inverso y a través del cual se estima la resistencia in situ del suelo. En resumen, para limo y saprolito, el factor de seguridad es mayor a 1; para el caso de la arcilla-limo, se puede generar inestabilidad. Además, se obtuvo una cohesión de 18,59 kPa y un ángulo de fricción de 19,1 grados, de lo cual, la firma estimó que es poco probable que se genere un fenómeno de remoción en masa.

### **3.4.6 Ensayos de laboratorio propios**

Para la realización de los ensayos de laboratorio se hizo la extracción de muestras con dos tubos Shelby. La excavación de la zanja se ubicó en la parte norte de la parroquia (aproximadamente a 15 m de distancia), ya que, por temas de seguridad no era permitido hacer la extracción en un sitio más cercano. La excavación realizada fue de 1.5 m x 1.0 m, con una profundidad de 1.2 m (ver la Fotografía 26).

Por las limitaciones comentadas en numerales anteriores, la extracción de los Shelby fue superficial en comparación con los estudios realizados por la firma Artinco. Es cierto que, para obtener análisis con mayor precisión para la problemática estudiada, hubiese valido la pena extraer las muestras en mayor profundidad, pero para este caso, las dimensiones son aceptadas por tener sólo fines académicos e investigativos.

Cabe resaltar que al momento de la extracción de los Shelby se encontró que había una muestra de color rojo y otra de color amarillo. Por lo tanto, se realizan análisis y ensayos para ambas muestras por separado. A continuación, se presentarán de forma resumida, los ensayos realizados en Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad EIA. Las tablas de cálculo y demás información puede visualizarse en los anexos.

#### **○ Prueba básica de resistencia**

Se usaron dos esferas secas de cada suelo (rojo y amarillo) y se empezó a apretar cada una de las bolitas hasta que se desintegraron. Después de realizado el proceso, se observó que la esfera compuesta de muestra roja tenía una resistencia muy alta, pero después de que se logró desintegrar, toda la muestra se fragmentó por completo. Por otro lado, la esfera de muestra amarilla también tenía una resistencia muy alta, sin embargo, la muestra no se desintegró en su totalidad como fue en el caso de la muestra roja. Según esto, ambas muestras de suelo mostraron resistencias altas en estado totalmente seco.



**Fotografía 26. Conformación de la zanja o trinchera**



**Fotografía 27. Material removido de la trinchera**



**Fotografía 28. Detalle de la conformación de la zanja o trinchera**

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Fotografía 29. Muestra roja y amarilla para prueba de resistencia**



**Fotografía 30. Pruebas de resistencia de ambas muestras**



**Fotografía 31. Prueba de resistencia para la muestra roja**



**Fotografía 32. Prueba de resistencia para muestra amarilla**

○ **Prueba básica de dilatancia**

Se moldearon las muestras en las manos, se adicionó un poco de agua y se dieron unos pequeños golpes en la mano hasta que el agua comenzó a salir. Para el caso de la muestra roja, se necesitaron 7 golpes para que el agua empezará a salir, mientras que, en la muestra amarilla, se necesitaron tan solo 3 golpes, es decir, menos de la mitad. Lo anterior quiere decir que la muestra roja tiene una dilatancia rápida y la muestra amarilla una dilatancia muy rápida. Ambas reaccionaron de forma rápida al estar en contacto con el agua.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Fotografía 33. Prueba de dilatancia de muestra roja**



**Fotografía 34. Prueba de dilatancia de muestra amarilla**

- **Tenacidad y plasticidad**

En el caso de la muestra roja fue fácil de hacer los rollitos, pero la muestra estaba demasiado húmeda, lo cual dificultaba su ejecución. Sin embargo, para el caso de la muestra amarilla, fue más fácil la realización de los rollitos. Dado lo anterior, se concluyó que la muestra amarilla tiene una tenacidad alta y una plasticidad media, mientras que la muestra roja tiene una tenacidad baja y una plasticidad alta.

- **Humedad**

El ensayo básico del suelo es el ensayo de humedad. Para el caso del presente informe se obtuvieron dos humedades, una para la muestra roja y otra para la muestra amarilla. Para el caso de la muestra roja se obtuvo un porcentaje de humedad de 47,2% y para el caso de la muestra amarilla se obtuvo un porcentaje de 53,98%. Ambas muestras contienen porcentajes de humedad altos, característica de un suelo fino como la arcilla o el limo.



**Fotografía 35. Tenacidad y plasticidad de la muestra roja**



**Fotografía 36. Tenacidad y plasticidad de la muestra amarilla**

○ **Gravedad específica de los sólidos**

El respectivo cálculo de la gravedad específica de ambas muestras (roja y amarilla) se encuentra en el anexo correspondiente. Se realizaron 3 ensayos de  $G_s$  para cada una de las muestras y se tomaron de cada una, los dos valores más cercanos y se promediaron para obtener el  $G_s$  final. Para suelos arcillosos y limosos el  $G_s$  varía entre 2,6 y 2,9 (Braja, 2001).

La verificación de que ambos valores de  $G_s$  estén dentro de un rango de 2% se muestra a continuación.

$$\frac{\text{Mayor valor de } G_s}{\text{Menor valor de } G_s} \leq 1,02$$

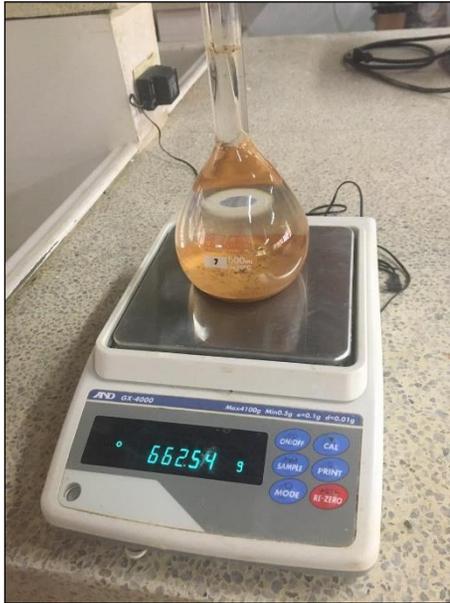
Verificación para la muestra roja:

$$\frac{2,73}{2,69} = 1,01 < 1,02$$

Verificación para la muestra amarilla:

$$\frac{2,72}{2,68} = 1,01 < 1,02$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Fotografía 37. Ensayo de gravedad específica**

Para ambas muestras, los dos ensayos son aceptados y por lo tanto el promedio entre los dos es válido. (Bowles, 1982). A través de la gravedad específica se puede hacer la clasificación de los minerales del suelo. En la Tabla 21 se presentan los valores comunes de gravedad específica para diferentes tipos de suelo.

El valor obtenido para la gravedad específica en el caso de la muestra roja es de 2,71 y para la muestra amarilla de 2,70.

La muestra roja, podría clasificarse como arcilla inorgánica. Sin embargo, la clasificación realizada por granulometría concluye que es un limo de alta compresibilidad, lo que en ambos casos quiere decir que se trata de un suelo fino y compresible, es decir, que se comprime fácilmente. Otra posible razón para la discrepancia entre ambas clasificaciones es el perfil geotécnico, el cual muestra la presencia de varios tipos de suelo en la zona, desde arenas hasta limos y arcillas.

Además, según la Tabla 22, para el caso de las muestras amarilla y roja, es probable que haya presencia de minerales como monmorillonita, feldespato de sodio y calcio o clorita.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Tabla 21. Tipo de suelo según su  $G_s$**

<b>Tipo de Suelo</b>	<b><math>G_s</math></b>
<b>Arena</b>	2.65-2.67
<b>Arena ligosa</b>	2.67-2.70
<b>Arcilla inorgánica</b>	2.70-2.80
<b>Suelos con micas o hierro</b>	2.75-3.00
<b>Suelos orgánicos</b>	Variable, puede ser inferior a 2.00

*Nota. Tomada de (Braja, 2001)*

**Tabla 22. Tipo de mineral según  $G_s$**

<b>Mineral</b>	<b>Densidad de sólidos, <math>G_s</math></b>
Cuarzo	2.65
Caolinita	2.6
Ilita	2.8
Monmorilonita	2.65 – 2.80
Haloisita	2.0 – 2.55
Feldespato de potasio	2.57
Feldespato de sodio y calcio	2.62 – 2.76
Clorita	2.6 – 2.9
Biotita	2.8 – 3.2
Moscovita	2.76 – 3.1
Hornablenda	3.0 – 3.47
Limonita	3.6 – 4.0
Olivina	3.27 – 3.37

*Nota. Tomada de (Braja, 2001)*

○ **Granulometría del suelo**

Para la determinación del tamaño de las partículas, se suelen usar dos métodos. El primero es por tamizado, el cual es útil para tamaños de partículas mayores a 0,075 mm y el segundo, denominado análisis por hidrómetro, el cual permite conocer el tamaño de grano de partículas menores a 0,075 mm. (Braja, 2001).

Para el análisis por tamizado, se debe realizar previamente el lavado sobre la malla 200, método que permite asegurar que la cantidad de polvo que se adhiere a las partículas sea muy poco y que, por lo tanto, los grumos del material fino ablandados por el agua se desbaraten y permitan que las partículas de arcilla logren pasar a través del tamiz, es decir, que después de secas las partículas permanezcan separadas.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Fotografía 38. Lavado en el tamiz No. 200**



**Fotografía 39. Juego de tamices para la granulometría**



**Fotografía 40. Ejecución del ensayo de hidrómetro para la granulometría de los finos**

Posteriormente, después de secado todo el material en la malla N°200, se procedió a hacer el análisis por tamizado, el cual consistió en sacudir durante 15 minutos (aproximadamente) los tamices, organizados de mayor a menor abertura, con el fin de conocer el peso retenido en cada una de las mallas. Para el presente estudio se realizaron tres mediciones para cada una de las muestras con el fin de obtener un resultado más aproximado.

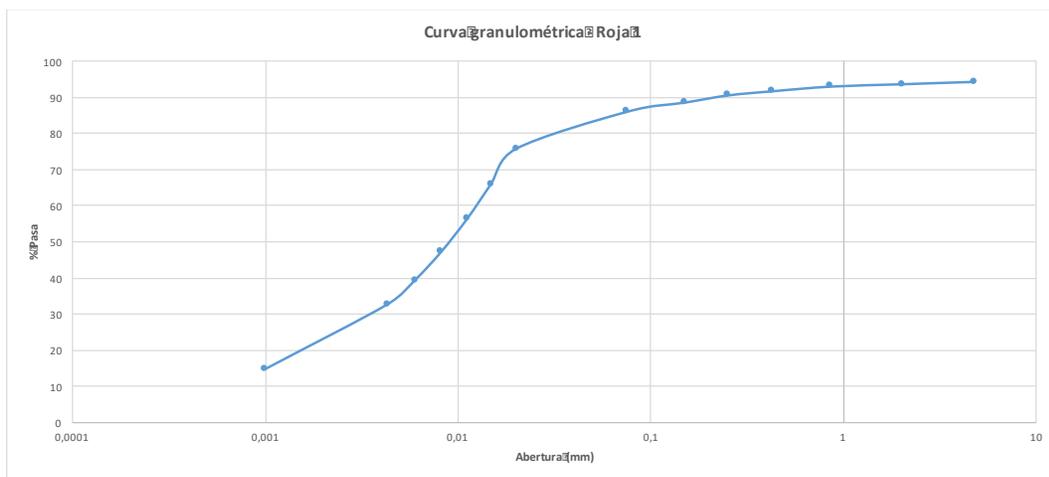
Ahora bien, este tipo de análisis sólo permite conocer la cantidad de granos que pasa hasta el tamiz N°200, es decir, si hay partículas más finas que esta abertura se debe

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

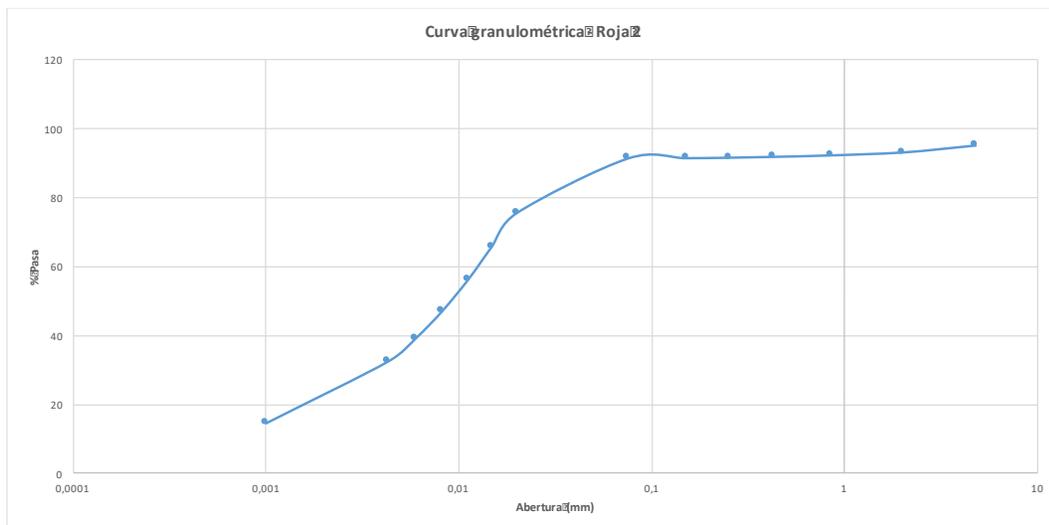
hacer un análisis adicional el cual se denomina análisis por hidrómetro. Este análisis se basa en el principio de la sedimentación de granos en el cual, un suelo seco al permitir que se disperse en el agua, sus partículas se asientan a diferentes velocidades, según sus formas, pesos y tamaños (Braja, 2001).

Como se mencionó, es necesario realizar análisis de hidrómetro para conocer el comportamiento de las partículas más finas y así, con ambos ensayos realizar la clasificación de cada una de las muestras. Las tablas de cálculo junto con los procedimientos realizados se presentan en el anexo correspondiente.

Para el caso de la muestra roja, a continuación, se presentan las curvas granulométricas distinguiendo ambos métodos.

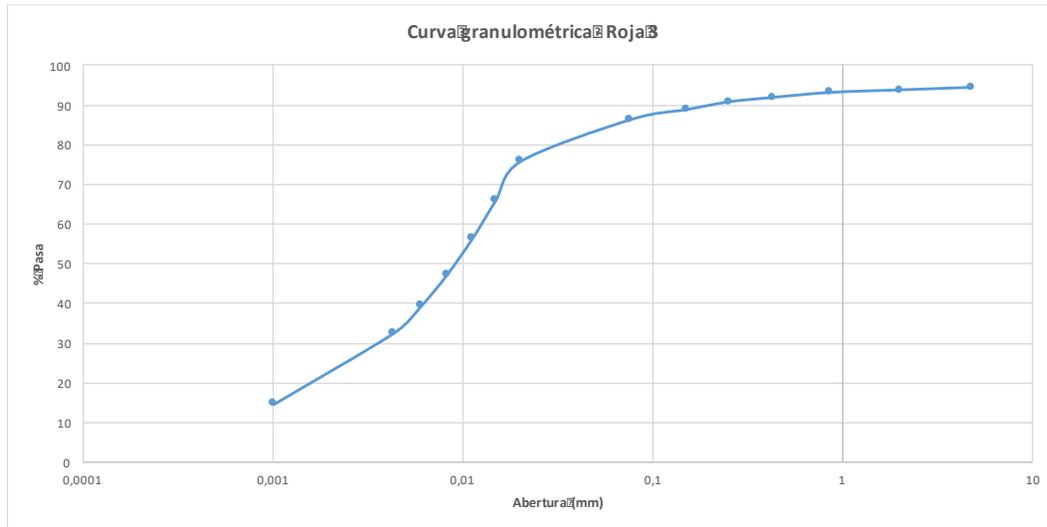


**Figura 3. Curva granulométrica No.1, muestra roja**



**Figura 4. Curva granulométrica No.2, muestra roja**

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Figura 5. Curva granulométrica No.3, muestra roja**

Ahora bien, para clasificar la muestra, se requiere conocer el porcentaje que pasa por determinados materiales. El proceso es mostrado a continuación (los datos mostrados son el promedio de los tres análisis).

$$\% \text{ Pasa Tamiz } N^{\circ}4 = 94,26\%$$

$$\% \text{ Pasa Tamiz } N^{\circ}200 = 86,04\%$$

$$\% \text{ Pasa Tamiz } < 2 \text{ } \mu\text{m} = 14,70\%$$

Los porcentajes de gravas, arenas, limos y arcillas son los siguientes:

$$\%G = 100 - 94,24 = 5,74\%$$

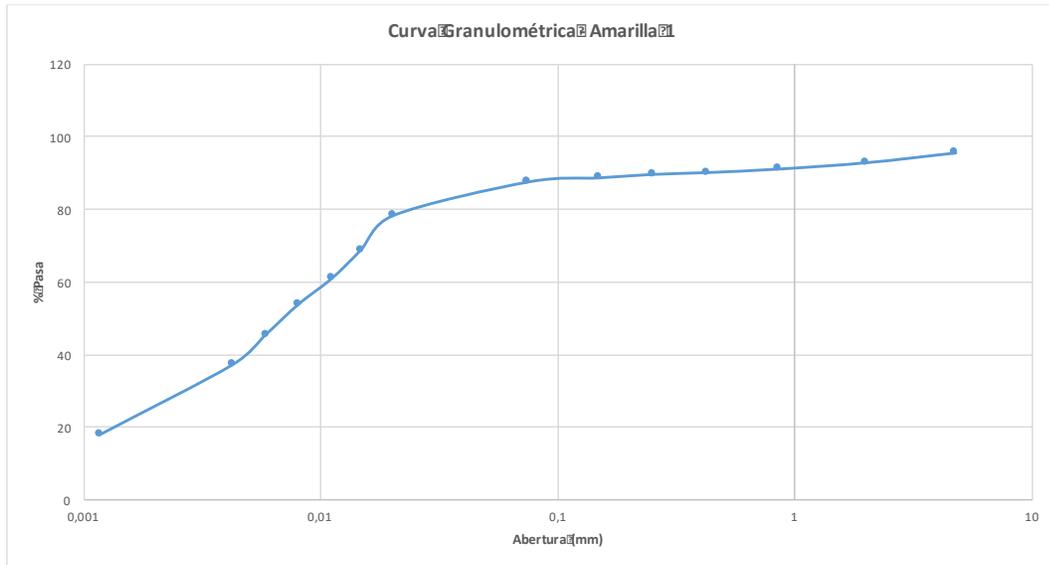
$$\%S = 94,24 - 85,97 = 8,22\%$$

El porcentaje de gruesos corresponde a un valor de 13,96% por lo que se puede concluir de manera inicial que el suelo es fino. Razón por la cual, se calcula el porcentaje de finos correspondiente.

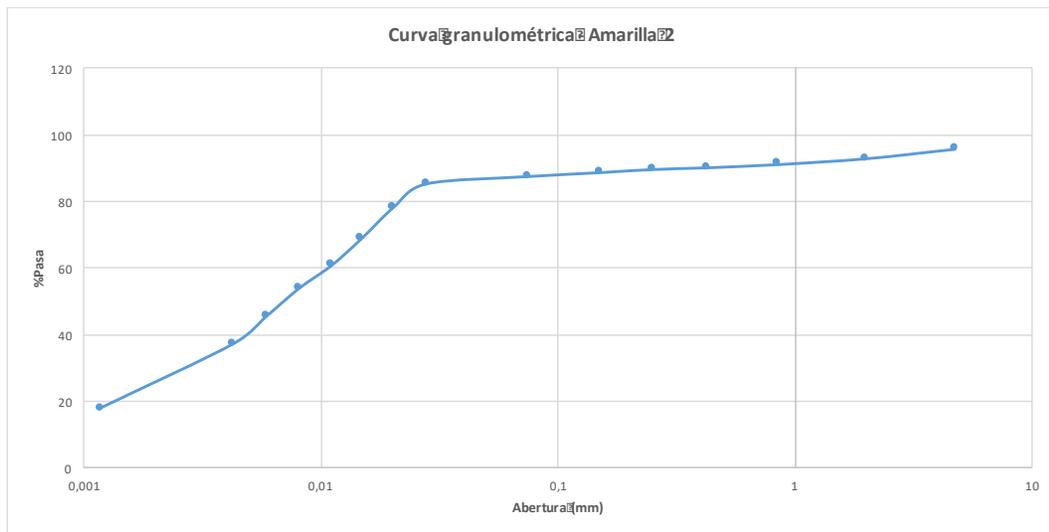
$$\%M = 86,04 - 14,70 = 71,34\%$$

$$\%C = 14,70\%$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

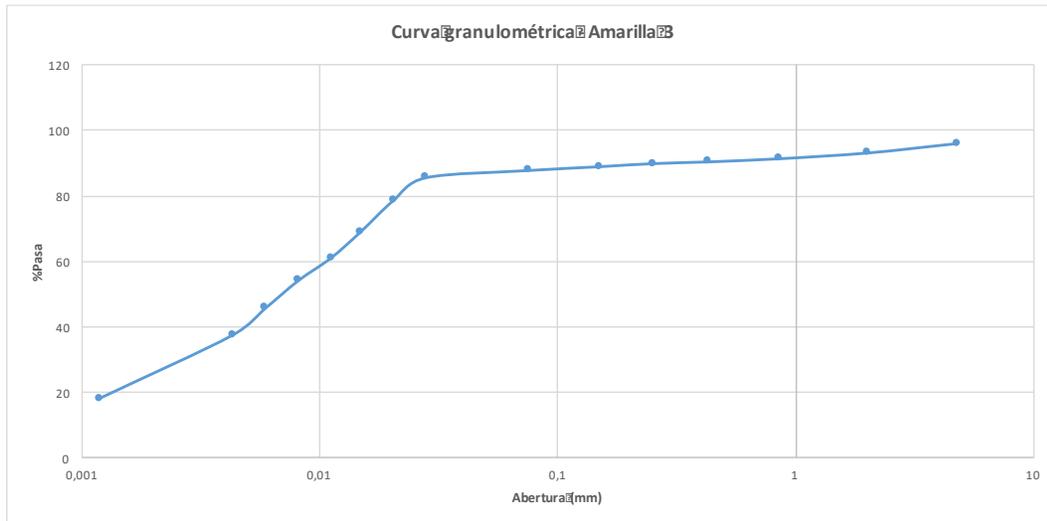


**Figura 6. Curva granulométrica No.1, muestra amarilla**



**Figura 7. Curva granulométrica No.2, muestra amarilla**

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Figura 8. Curva granulométrica No.3, muestra amarilla**

Para esta muestra, los porcentajes de gravas, arenas, limos y arcillas se muestran a continuación.

$$\% \text{ Pasa Tamiz } N^{\circ}4 = 95,83\%$$

$$\% \text{ Pasa Tamiz } N^{\circ}200 = 87,67\%$$

$$\% \text{ Pasa Tamiz } < 2 \mu\text{m} = 17,97\%$$

Por lo tanto, los porcentajes de los suelos son:

$$\%G = 100 - 95,83 = 4,17\%$$

$$\%S = 95,83 - 87,67 = 8,16\%$$

El porcentaje de gruesos corresponde a un valor de 12,33% por lo que se puede concluir de manera inicial que el suelo es fino. Razón por la cual, se calcula el porcentaje de finos correspondiente.

$$\%M = 87,67 - 17,97 = 69,7\%$$

$$\%C = 17,97\%$$

Con estos resultados, se tiene que la fracción de finos supera aproximadamente el 86%, en el cual, predomina la presencia de limos.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- **Límites de Atterberg**

Se utilizaron muestras secadas al aire y luego de cuarteadas fueron pasadas por el tamiz N°40. Después se humedecieron hasta alcanzar una textura como la de la plastilina. Para el caso de la determinación del límite líquido, se utiliza el equipo de Casagrande, en el cual se moldea la muestra hasta lo indicado en el recipiente; posteriormente, se realiza una apertura para luego cerrarla a través de golpes.



**Fotografía 41. Ensayo de límite líquido**



**Fotografía 42. Ensayo de límite plástico**

Por otra parte, para la determinación del límite plástico, se realizaron rollitos y se pusieron a secar con el fin de obtener su humedad. Los resultados de estos ensayos se muestran a continuación.

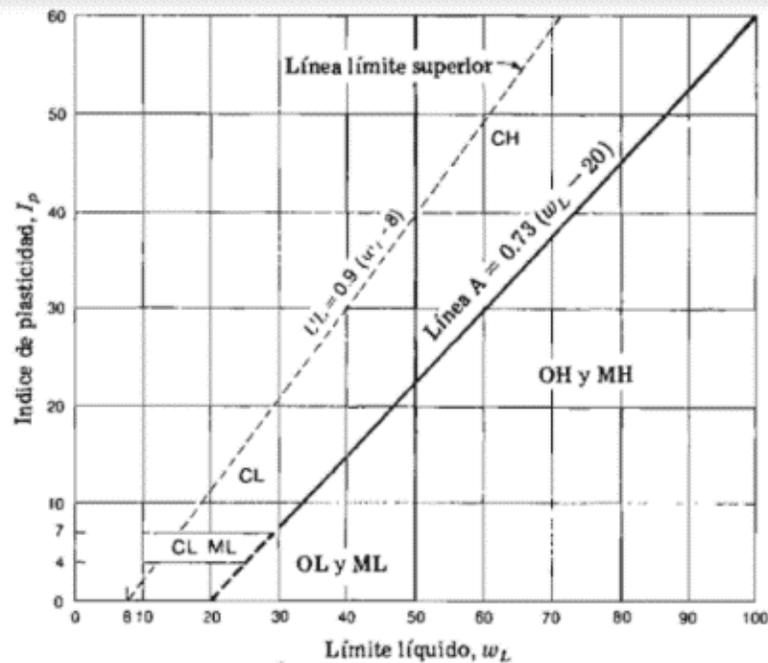
**Tabla 23. Resultados de los límites de Atterberg para ambas muestras**

Parámetro	Muestra roja	Muestra amarilla
LL	59,50	58,05
LP	50,29	41,17
IP	9,21	16,88

- **Clasificación del suelo**

Se procede a realizar la clasificación del suelo según el sistema de clasificación USCS y el sistema AASHTO. Para ambos casos, el límite líquido es superior a 50 por lo tanto, ambas muestras clasifican como suelos de alta plasticidad. Adicionalmente, el índice de plasticidad calculado para ambas muestras es superior al índice de plasticidad teórico, por lo tanto, el suelo se encuentra debajo de la línea A en la carta de plasticidad de Casagrande, por ende, clasifica como limo de alta compresibilidad.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Figura 9. Carta de plasticidad de Casagrande**  
 Nota. Tomada de (Bowles, 1982)

Los limos tienen como característica su baja densidad y resistencia, por lo tanto, cuando están en condiciones saturadas y en zonas sísmicas pueden ser susceptibles a licuación. Adicionalmente, presentan valores de cohesión baja y se pueden asentar fácilmente ante la presencia de cargas.

Un limo de alta compresibilidad es un limo plástico, su característica es de semipermeable a impermeable, su resistencia al corte en estado saturado es de regular a pobre, su compresibilidad en estado saturado es alta. (Bowles, 1982).

Ahora, según la clasificación AASHTO, la muestra roja clasifica como A-5, correspondiente a suelos limosos de arena, sedimentos y finos de alta compresión. Por su parte, la muestra amarilla clasifica como A-7-5, correspondiente a una arcilla de alta compresión.

○ **Compresión simple**

La prueba de compresión no confinada es una prueba comúnmente usada en las arcillas. En esta prueba, la presión total de confinamiento menor es cero y dado que la resistencia de corte no drenada es independiente de la presión de confinamiento, se tiene:

$$C_u = \frac{q_u}{2}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Siendo  $q_u$  la resistencia a la compresión no confinada.

A continuación, se muestra la relación general de consistencia y esfuerzo de compresión no confinada de las arcillas. El objetivo de este ensayo es determinar la resistencia a la compresión no confinada ( $q_u$ ) y la resistencia al corte ( $q_c$ ).

**Tabla 24. Relación entre la consistencia y el esfuerzo de compresión no confinado**

Consistencia	$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )
Muy blanda	0–25
Blanda	25–50
Media	50–100
Firme	100–200
Muy firme	200–400
Dura	>400

*Nota. Tomada de (Braja, 2001)*

Adicionalmente, se obtienen los siguientes valores de resistencia a la compresión y resistencia al corte.

$$q_u = 38,743 \text{ kPa}$$

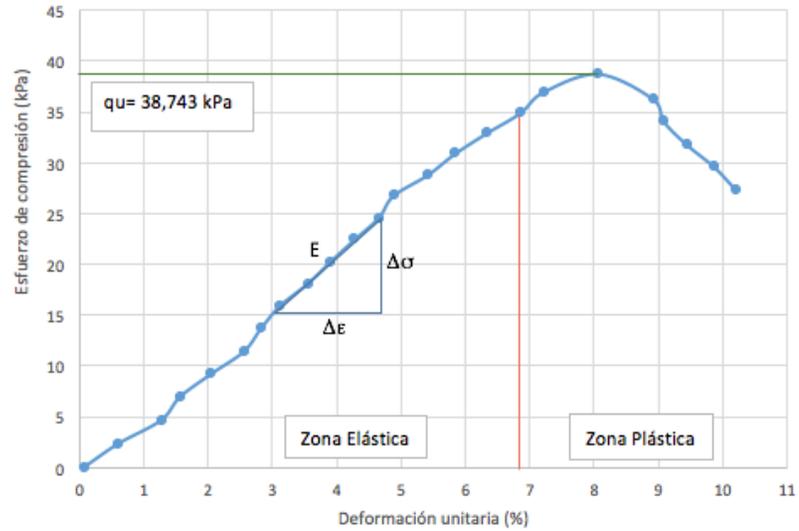
$$c_u = 19,372 \text{ kPa}$$

Lo anterior quiere decir que según la Tabla 24, la consistencia de la Muestra 1 es blanda. En cuanto al módulo de elasticidad, se calcula como se muestra a continuación:

$$E = \frac{(24,55 - 15,88) \text{ kPa}}{(4,67 - 3,13)\%} * 100\%$$

$$E = 562,987 \text{ kPa}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



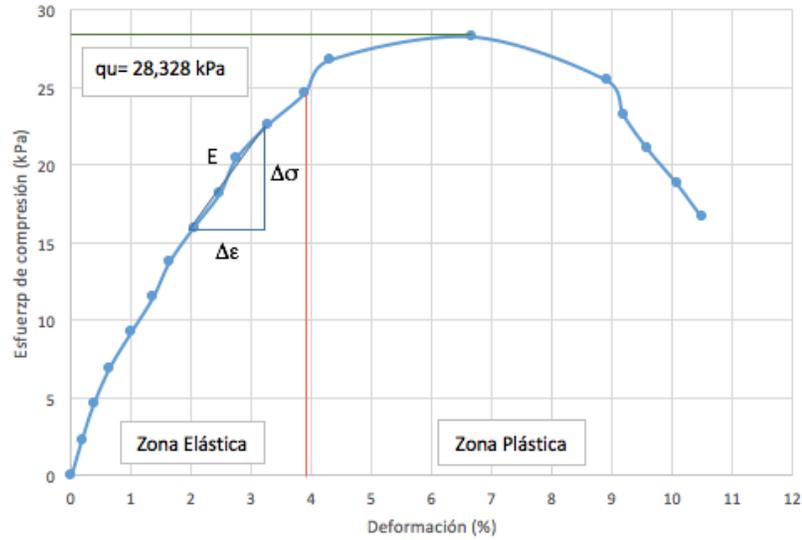
**Figura 10. Curva esfuerzo vs deformación de compresión simple, muestra roja**



**Fotografía 43. Falla de compresión simple, muestra roja**

Ahora, para el caso de la muestra amarilla, los resultados son los siguientes.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Figura 11. Curva esfuerzo vs deformación de compresión simple, muestra amarilla**

Al igual que para la muestra roja, la curvatura de la gráfica represente un comportamiento frágil. Para este caso, los esfuerzos de compresión simple y de resistencia al corte son:

$$q_u = 28,327 \text{ kPa}$$

$$C_u = 14,164 \text{ kPa}$$

Lo anterior nuevamente indica que según la Tabla 24, la consistencia de la Muestra 2 es blanda. El módulo de elasticidad para este caso corresponde a:

$$E = \frac{(22,59 - 16,01) \text{ kPa}}{(3,26 - 2,03)\%} * 100\%$$

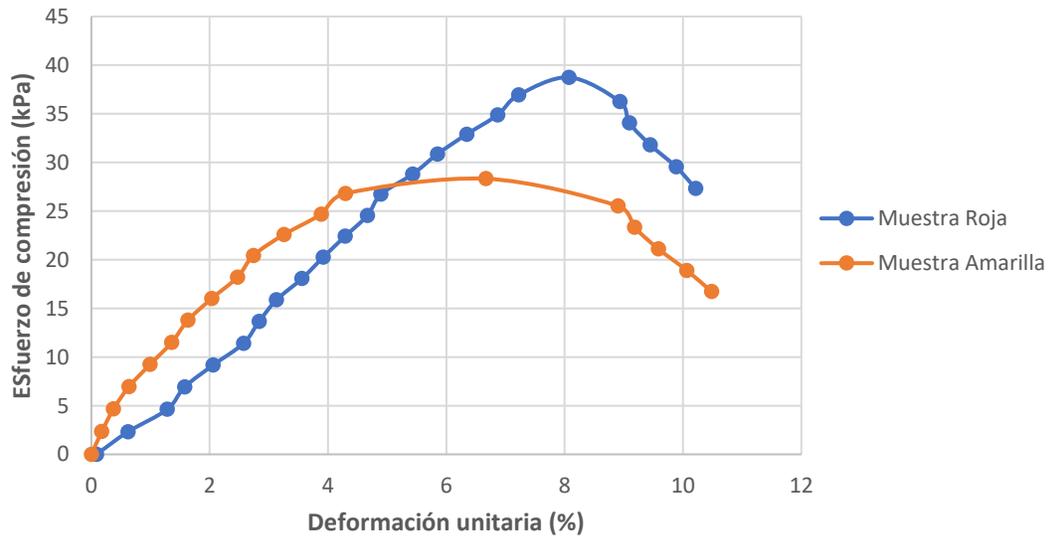
$$E = 534,959 \text{ kPa}$$

En conclusión, el módulo de elasticidad de ambas muestras es muy similar.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Fotografía 44. Falla de compresión simple, muestra amarilla**



**Figura 12. Comparación de la curva esfuerzo vs deformación de compresión simple, para la muestra roja y amarilla**

Se observa que las muestras tienen un comportamiento frágil, lo que indica que ante valores altos del esfuerzo se generan deformaciones unitarias muy pequeñas. Además, para este caso particular, la muestra roja mostró una mayor ductilidad que la muestra amarilla.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

○ **Corte directo**



**Fotografía 45. Falla a corte directo, muestra roja**



**Fotografía 46. Falla a corte directo, muestra amarilla**



**Fotografía 47. Equipo de corte directo utilizado**

Se pretende determinar la resistencia al corte de ambas muestras, de manera consolidada drenada. El ensayo se hará a una velocidad constante, lo anterior de manera que se pueda garantizar que drene el agua de las muestras, es decir, que el exceso de la presión de poros sea cero. El ensayo se realizó de manera que solo se pudieran determinar los parámetros de resistencia (cohesión y ángulo de fricción).

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

A continuación, se presentan las gráficas correspondientes al esfuerzo cortante contra la deformación para cada una de las muestras, así como los respectivos cálculos para llegar a dichas gráficas. Para el caso de la muestra roja se fallaron solo dos puntos y para el caso de la muestra amarilla, se fallaron 3 puntos.

Para encontrar el valor correspondiente a la fuerza axial, se multiplica el valor de la lectura del anillo de carga por una constante de 0,1436 (según el equipo de corte usado) y el valor encontrado, se multiplica finalmente por el valor de la gravedad. Ahora bien, para encontrar el esfuerzo normal en cada una de las lecturas, se divide la fuerza axial previamente calculada entre el área de la muestra fallada.

**Tabla 25. Valores de fuerza axial y esfuerzo normal del primer punto**

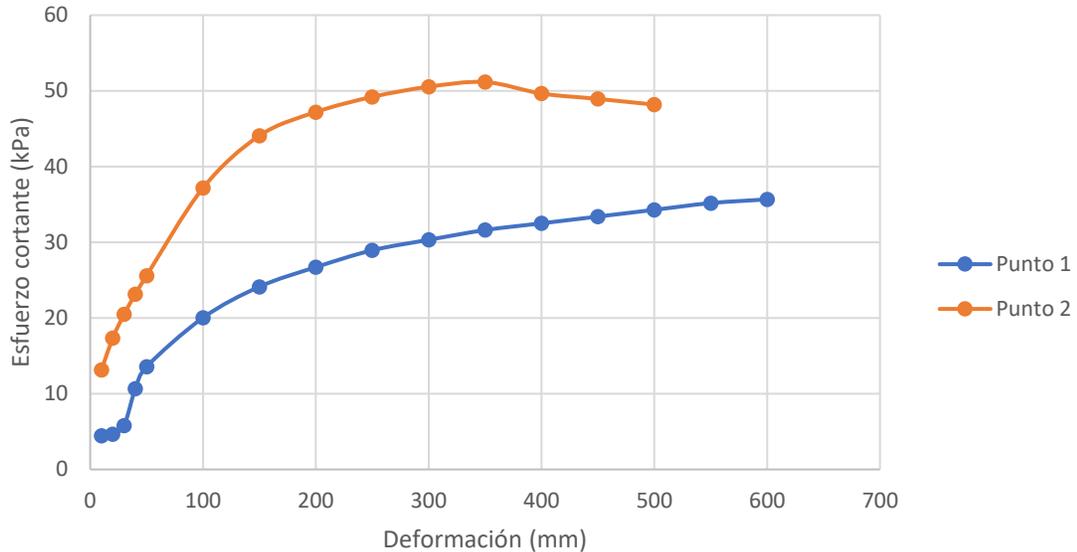
$\Delta h$ (mm)	Lectura Anillo de Carga	T(kg)	T(N)	$\tau$ (kPa)
10,000	10,000	1,436	14,087	4,453
20,000	10,500	1,508	14,792	4,676
30,000	13,000	1,867	18,313	5,789
40,000	24,000	3,446	33,809	10,687
50,000	30,500	4,380	42,966	13,581
100,000	45,000	6,462	63,392	20,038
150,000	54,200	7,783	76,352	24,135
200,000	60,000	8,616	84,523	26,717
250,000	65,000	9,334	91,567	28,944
300,000	68,100	9,779	95,934	30,324
350,000	71,000	10,196	100,019	31,616
400,000	73,000	10,483	102,836	32,506
450,000	75,000	10,770	105,654	33,397
500,000	77,000	11,057	108,471	34,287
550,000	79,000	11,344	111,289	35,178
600,000	80,100	11,502	112,838	35,668

**Tabla 26. Valores de fuerza axial y esfuerzo normal para el segundo punto**

$\Delta h$ (mm)	Lectura Anillo de Carga	T(kg)	T(N)	$\tau$ (kPa)
10,000	29,500	4,236	41,557	13,136
20,000	39,000	5,600	54,940	17,366
30,000	46,000	6,606	64,801	20,483
40,000	52,000	7,467	73,253	23,155
50,000	57,500	8,257	81,001	25,604
100,000	83,500	11,991	117,628	37,182
150,000	99,000	14,216	139,463	44,084
200,000	106,000	15,222	149,324	47,201
250,000	110,500	15,868	155,663	49,204
300,000	113,500	16,299	159,889	50,540
350,000	114,900	16,500	161,861	51,164
400,000	111,500	16,011	157,072	49,650
450,000	109,900	15,782	154,818	48,937
500,000	108,200	15,538	152,423	48,180

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Muestra Roja:



**Figura 13. Curva esfuerzo vs deformación del ensayo de corte simple, muestra roja**

Adicionalmente, se presentan los siguientes esfuerzos principales para cada círculo de Mohr representado. Para la muestra roja se obtuvo un coeficiente de cohesión de 13,353 kPa y un ángulo de fricción de 27°.

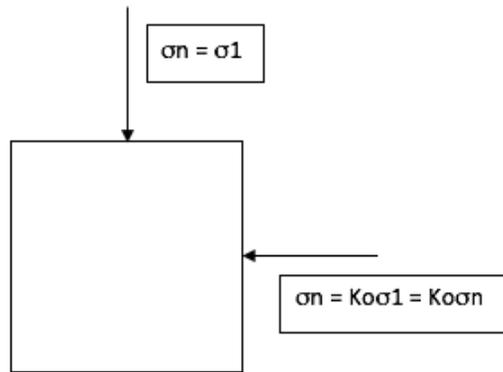
Según el comportamiento de las dos muestras falladas, ambas muestran un comportamiento de un material plástico como por ejemplo arenas sueltas y arcillas blandas.

Para el caso de las tres muestras amarillas, al igual que para las muestras rojas, reflejan un comportamiento propio de un material plástico, como lo pueden ser las arenas sueltas y las arcillas blandas. Al igual que para la muestra roja, se presenta la envolvente de falla de Mohr con los respectivos esfuerzos principales para cada caso.

En cuanto a la realización de los círculos de Mohr, fueron realizados a través del software AutoCAD, en el que por medio de la tangente y la ubicación de los respectivos puntos de cada una de las muestras falladas, se encontraron radios y centros de los círculos, los cuales a su vez, permitieron encontrar valores de esfuerzos principales.

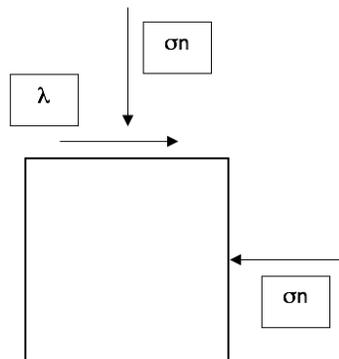
Condiciones iniciales:

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Figura 14, Estado de esfuerzos - condiciones iniciales**

Condiciones de falla:



**Figura 15, Estado de esfuerzos - condiciones de falla**

Ahora bien, con el fin de encontrar los esfuerzos principales matemáticamente, se realizan las siguientes demostraciones y cálculos según el criterio de falla de Mohr – Coulomb y la ecuación de una circunferencia.

$$(\sigma_n - h)^2 + (\tau - k)^2 = R^2 \quad (1)$$

$$\tau = (\sigma_n * \tan\phi) + C \quad (2)$$

Adicionalmente, según la teoría de Mohr, se tiene que:

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

$$h = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

$$k = 0$$

$$R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (3)$$

Con la anteriores ecuaciones se obtiene:

$$\tan\phi = \frac{R}{\frac{C}{\text{seno}\phi} + \frac{\sigma_n}{\text{cos}\phi}}$$

$$R = \left( \frac{C}{\text{seno}\phi} + \frac{\sigma_n}{\text{cos}\phi} \right) * \tan\phi$$

$$R = \frac{C}{\text{cos}\phi} + \frac{\sigma_n * \text{sen}\phi}{\text{cos}^2\phi}$$

$$R = \frac{(C * \text{cos}\phi) + (\sigma_n * \text{sen}\phi)}{\text{cos}^2\phi} \quad (4)$$

Según lo anterior, cuando el estado de esfuerzos de la muestra alcanza la falla, el círculo de Mohr (representación del estado de esfuerzos) debe ser tangente a la envolvente de falla del criterio Mohr – Coulomb. Resolviendo el estado de esfuerzos se tiene:

$$(\sigma_n - h)^2 + (\tau - k)^2 = R^2$$

$$\sigma_n^2 - (2\sigma * h) + h^2 + \tau^2 = R^2$$

$$h^2 - (\sigma * h) + (\sigma_n^2 + \tau^2 - R^2) = 0$$

$$h = \frac{2\sigma_n \pm \sqrt{(-2\sigma_n)^2 - (4)(1)(\sigma_n^2 + \tau^2 - R^2)}}{2(1)}$$

$$h = \sigma_n \pm \sqrt{R^2 - \tau^2} \quad \text{Con } R^2 - \tau^2 \geq 0$$

Reemplazando (3) en (1):

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \sigma_n \pm \sqrt{R^2 - \tau^2}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

$$\sigma_1 = 2\sigma_n \pm 2\sqrt{R^2 - \tau^2} - \sigma_3 \quad (5)$$

Reemplazando (3) en (4):

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{(C * \cos\phi) + (\sigma_n * \text{seno}\phi)}{\cos^2\phi}$$

$$\sigma_1 = 2\left(\frac{(C * \cos\phi) + (\sigma_n * \text{seno}\phi)}{\cos^2\phi}\right) + \sigma_3 \quad (6)$$

Igualando (5) y (6) para despejar  $\sigma_3$ :

$$2\sigma_n \pm 2\sqrt{R^2 - \tau^2} - \sigma_3 = 2\left(\frac{(C * \cos\phi) + (\sigma_n * \text{seno}\phi)}{\cos^2\phi}\right) + \sigma_3$$

Simplificando se obtiene que:

$$(\sigma_n - R) \pm \sqrt{R^2 - \tau^2} = \sigma_3$$

Las dos posibles soluciones son las siguientes:

$$\sigma_3(1) = (\sigma_n - R) + \sqrt{R^2 - \tau^2}$$

$$\sigma_3(2) = (\sigma_n - R) - \sqrt{R^2 - \tau^2}$$

Reemplazando  $\sigma_3$  en (3) y despejando  $\sigma_1$ :

$$\sigma_1 = 2R + \sigma_3$$

Luego, el estado de esfuerzos será (3) en (1) con todas las variables:

$$\left(\sigma_n - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)^2 + \tau^2 = R^2$$

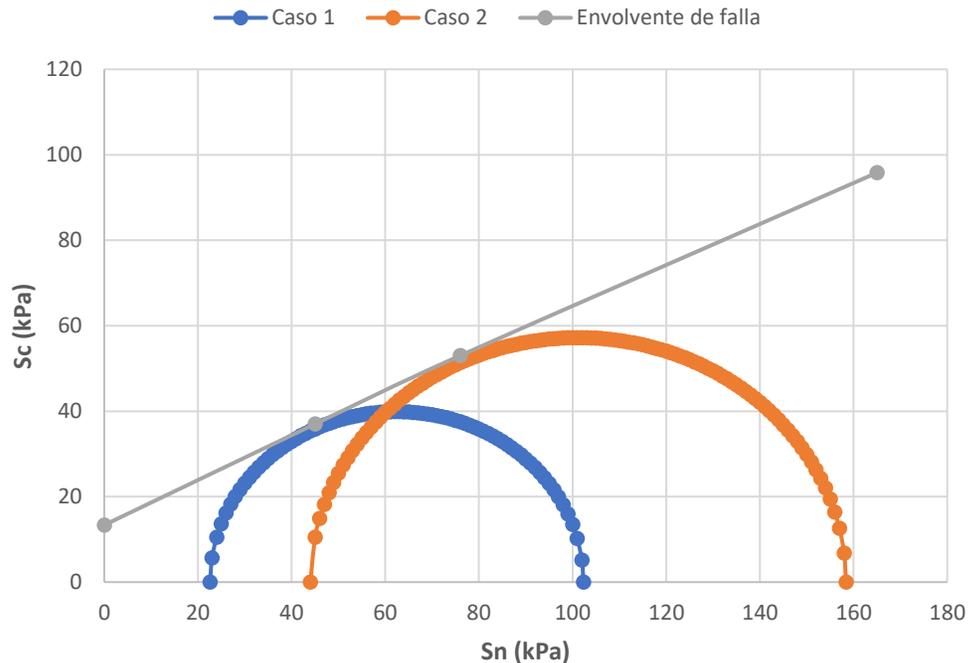
Reemplazando en las anteriores ecuaciones, se obtienen los esfuerzos principales, el centro, el radio y el ángulo de falla para ambos casos de la muestra roja, los cuales, son mostrados a continuación:

**Tabla 27, Esfuerzos principales-muestra roja**

Esfuerzos principales-Muestra roja						
Esfuerzo normal (kPa)	Esfuerzo de corte (kPa)	Centro (kPa)	Radio (kPa)	$\sigma_1$ (kPa)	$\sigma_3$ (kPa)	Ángulo de falla (°)
44,65	35,67	62,47	39,86	102,33	22,6	58,275
75,66	51,16	101,22	57,19	158,41	44,03	58,275

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Según los anteriores valores, se grafican los respectivos círculos de Mohr mostrados en la siguiente figura:



**Figura 16. Envolvente de falla de Mohr-Coulomb, muestra roja**

Ahora bien, según los datos encontrados por medio del software AutoCAD, se hallaron los valores del esfuerzo cortante con el fin de conocer si dicho esfuerzo se encontraba en la parte interior o exterior de los círculos de Mohr planetados. Para lo anterior, son usados los siguientes datos y ecuaciones.

$$A_{muestra} = 31,64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo normal (punto 1)} = 20,01 \text{ kPa}$$

$$\text{Esfuerzo normal (punto 2)} = 20,88 \text{ kPa}$$

**Criterio de falla Mohr – Coulomb:**

$$\lambda = \sigma \tan \phi + C$$

$$\lambda_1 = (20,01 * \tan 27) + 13,35$$

$$\lambda_1 = 23,55 \text{ kPa}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

$$\lambda_2 = 24 \text{ kPa}$$

Los valores obtenidos son inferiores al esfuerzo cortante de falla (40 kPa) por lo tanto, la muestra se encontraba en el rango elástico (dentro de los círculos de Mohr).

Muestra Amarilla:

Las tablas de cálculos para el caso de la muestra amarilla son mostradas a continuación:

**Tabla 28. Valores de fuerza axial y esfuerzo normal para el primer punto**

$\Delta h$ (mm)	Lectura Anillo de Carga	T(kg)	T(N)	$\tau$ (kPa)
10,000	33,500	4,811	47,192	14,917
20,000	48,000	6,893	67,618	21,374
30,000	59,000	8,472	83,114	26,272
40,000	67,000	9,621	94,384	29,834
50,000	73,000	10,483	102,836	32,506
100,000	101,000	14,504	142,280	44,974
150,000	122,000	17,519	171,863	54,325
200,000	137,000	19,673	192,994	61,005
250,000	149,500	21,468	210,603	66,571
300,000	159,600	22,919	224,831	71,068
350,000	165,000	23,694	232,438	73,473
400,000	169,800	24,383	239,200	75,610
450,000	175,500	25,202	247,230	78,148
500,000	181,000	25,992	254,978	80,597
550,000	185,000	26,566	260,612	82,379
600,000	187,800	26,968	264,557	83,625

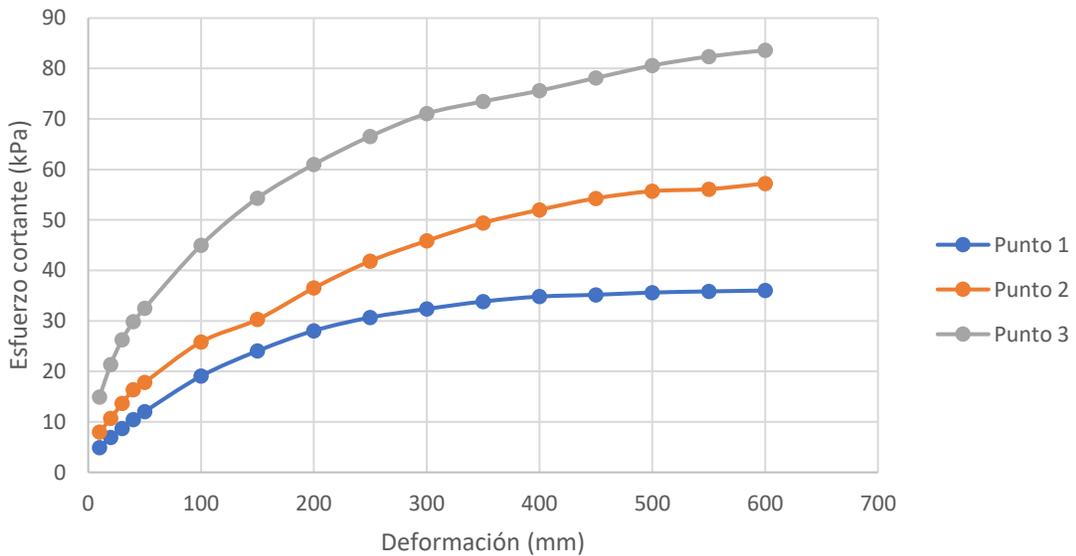
**Tabla 29. Valores de fuerza axial y esfuerzo normal para el segundo punto**

$\Delta h$ (mm)	Lectura Anillo de Carga	T(kg)	T(N)	$\tau$ (kPa)
10,000	18,000	2,585	25,357	8,015
20,000	24,000	3,446	33,809	10,687
30,000	30,700	4,409	43,248	13,670
40,000	36,700	5,270	51,700	16,342
50,000	40,000	5,744	56,349	17,812
100,000	58,000	8,329	81,706	25,827
150,000	68,000	9,765	95,793	30,280
200,000	82,000	11,775	115,515	36,514
250,000	94,000	13,498	132,419	41,857
300,000	103,000	14,791	145,098	45,865
350,000	111,000	15,940	156,367	49,427
400,000	116,800	16,772	164,538	52,010
450,000	121,900	17,505	171,722	54,281
500,000	125,100	17,964	176,230	55,706
550,000	126,000	18,094	177,498	56,106
600,000	128,500	18,453	181,020	57,220

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Tabla 30. Valores de fuerza axial y esfuerzo normal para el tercer punto**

$\Delta h$ (mm)	Lectura Anillo	Carga	T (kg)	T (N)	$\tau$ (kPa)
10,000	33,500		4,811	47,192	14,917
20,000	48,000		6,893	67,618	21,374
30,000	59,000		8,472	83,114	26,272
40,000	67,000		9,621	94,384	29,834
50,000	73,000		10,483	102,836	32,506
100,000	101,000		14,504	142,280	44,974
150,000	122,000		17,519	171,863	54,325
200,000	137,000		19,673	192,994	61,005
250,000	149,500		21,468	210,603	66,571
300,000	159,600		22,919	224,831	71,068
350,000	165,000		23,694	232,438	73,473
400,000	169,800		24,383	239,200	75,610
450,000	175,500		25,202	247,230	78,148
500,000	181,000		25,992	254,978	80,597
550,000	185,000		26,566	260,612	82,379
600,000	187,800		26,968	264,557	83,625



**Figura 17. Curva esfuerzo vs deformación del ensayo de corte simple, muestra amarilla**

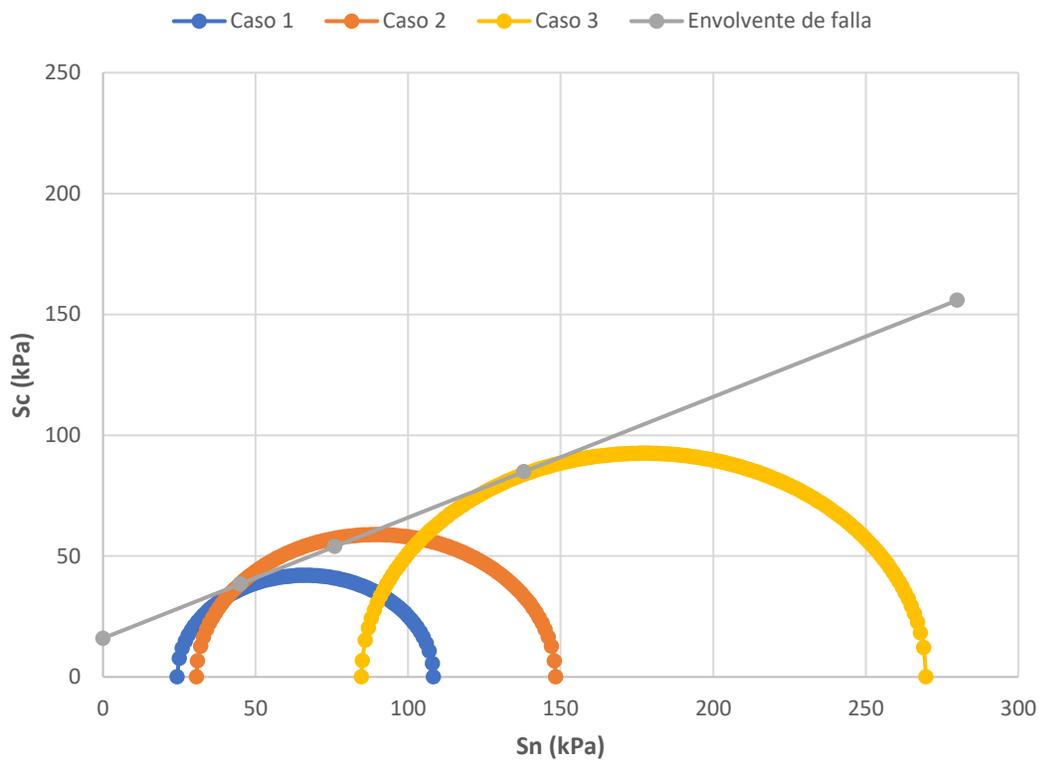
Para el caso de la muestra amarilla, los valores de los esfuerzos principales (para cada caso) son calculados de igual manera que para la muestra roja y son mostrados a continuación.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Tabla 31, Esfuerzos principales-muestra amarilla**

Esfuerzos principales-Muestra amarilla						
Esfuerzo normal $\sigma$ (kPa)	Esfuerzo de corte $\tau$ (kPa)	Centro (kPa)	Radio (kPa)	$\sigma_1$ (kPa)	$\sigma_3$ (kPa)	Ángulo de falla $\phi$ (°)
44,65	36,02	66,33	42,04	108,37	24,29	58
75,66	57,22	89,5	58,87	148,37	30,63	58
137,68	83,63	177,28	92,53	269,81	84,75	58

Con los anteriores datos obtenidos, se realizan los respectivos círculos de Mohr, mostrados en la siguiente figura.



**Figura 18. Envolvente de falla de Mohr-Coulomb, muestra amarilla**

Al igual que para los casos de las muestras rojas, a continuación son presentados a modo de resumen, los respectivos cálculos del esfuerzo cortante según la teoría de falla de Mohr-Coulomb.

$$A_{\text{muestra}} = 31,64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo normal (punto 1)} = 20,62 \text{ kPa}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

*Esfuerzo normal (punto 2) = 20,89 kPa*

*Esfuerzo normal (punto 3) = 19,63 kPa*

Con los anteriores valores y junto con la ecuación de Mohr-Coulomb, se obtienen los siguientes esfuerzos cortantes:

$$\tau_1 = 26,06 \text{ kPa}$$

$$\tau_2 = 26,19 \text{ kPa}$$

$$\tau_3 = 25,57 \text{ kPa}$$

Al igual que para la muestra roja, los tres valores se encuentran dentro de cada respectivo círculo de Mohr planteado.

○ **Consolidación unidimensional de suelos**

El ensayo de consolidación permite saber si un suelo está sufriendo asentamiento o no. Lo anterior, por medio de aplicaciones de carga a las muestras, reduciendo así la relación de vacíos que contiene el suelo y sacando por completo el exceso de agua presente en él.



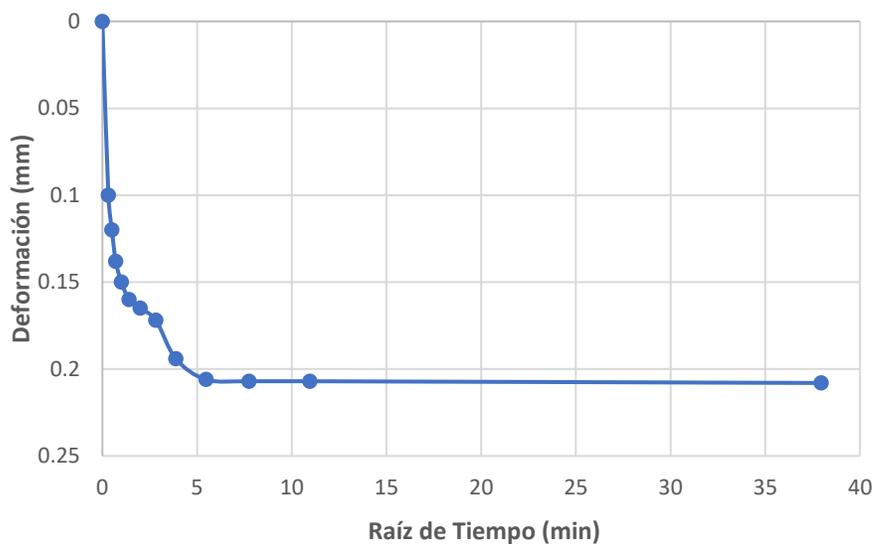
**Fotografía 48. Equipo para el ensayo de consolidación**

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Adicionalmente, para el ensayo de consolidación, se determina el coeficiente de consolidación, el cual muestra el incremento de carga en un tiempo arbitrario hasta que todo el exceso de poros sea eliminado. Se calculó para cada incremento de esfuerzos, obteniendo curvas de consolidación para cada uno de los ensayos.

Ahora bien, este método se puede encontrar a través del método de Casagrande o el método de Taylor. El primero considera un tiempo de consolidación del 50% y el segundo de ellos considera un tiempo de consolidación al 90%. En el presente informe fue utilizado el método de Taylor, ya que este maneja una escala logarítmica del tiempo, lo que puede generar mayor confiabilidad en los resultados. En el método de Taylor se consideran parámetros como la altura de drenaje y el factor de consolidación T. En el anexo de ensayos de laboratorios son mostrados cada uno de los cálculos empleados para cada día del ensayo.

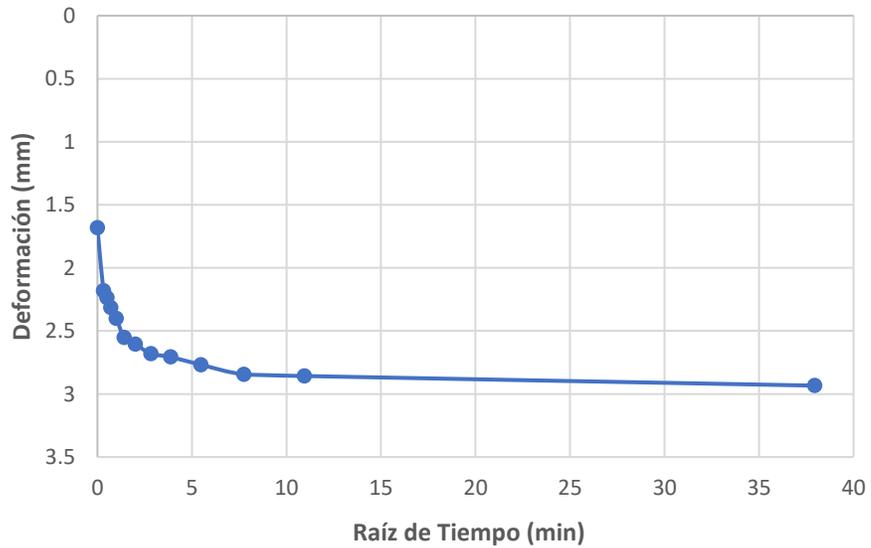
A continuación, se muestran algunas de las curvas de consolidación de cada una de las muestras, usadas para el ensayo.



**Figura 19. Tiempo vs deformación de la muestra roja 1 - día 1**

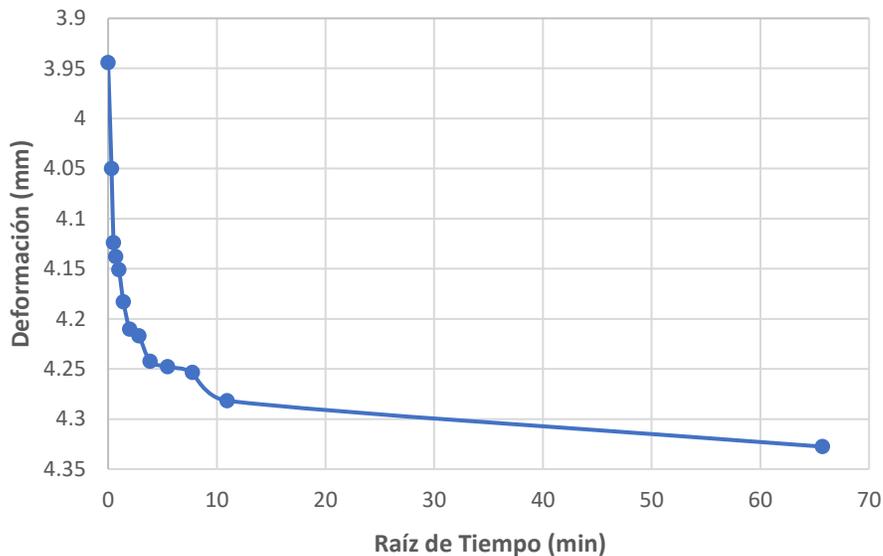


**Figura 20. Tiempo vs deformación de la muestra amarilla 1 - día 3**



**Figura 21. Tiempo vs deformación de la muestra roja 2 - día 5**

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Figura 22. Tiempo vs deformación de la muestra amarilla 2 - día 9**

### **Carga de preconsolidación**

Es la máxima presión representada que el suelo ha soportado en su historia geológica. En promedio, para la muestra roja se tiene un esfuerzo de preconsolidación de 180 kPa. Para el caso de la muestra amarilla, el esfuerzo promedio de preconsolidación es de 325 kPa. Los demás datos y parámetros hallados por medio del ensayo de consolidación se muestran en el anexo correspondiente.

Los datos permitieron concluir que el suelo se está consolidando, pues, en primer lugar, el esfuerzo debajo de la parroquia es mucho mayor que el esfuerzo de pre-consolidación. En segundo lugar, los coeficientes  $m_v$  y  $a_v$  muestran que el suelo se está asentando. Adicionalmente, se encontró la permeabilidad del suelo, la cual, para los 4 casos, clasifica como un suelo con muy baja permeabilidad.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

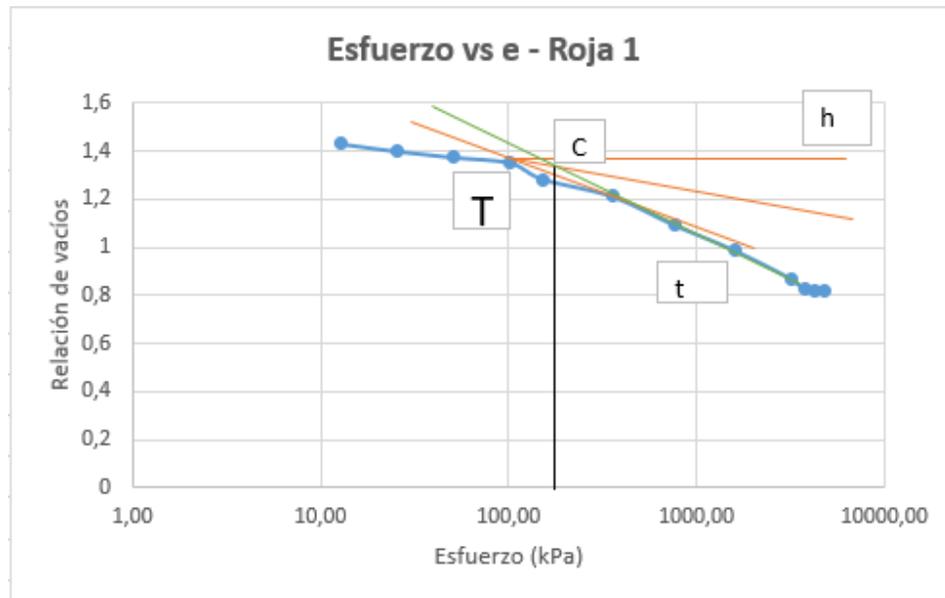


Figura 23. Estimación del esfuerzo de preconsolidación, muestra roja 1

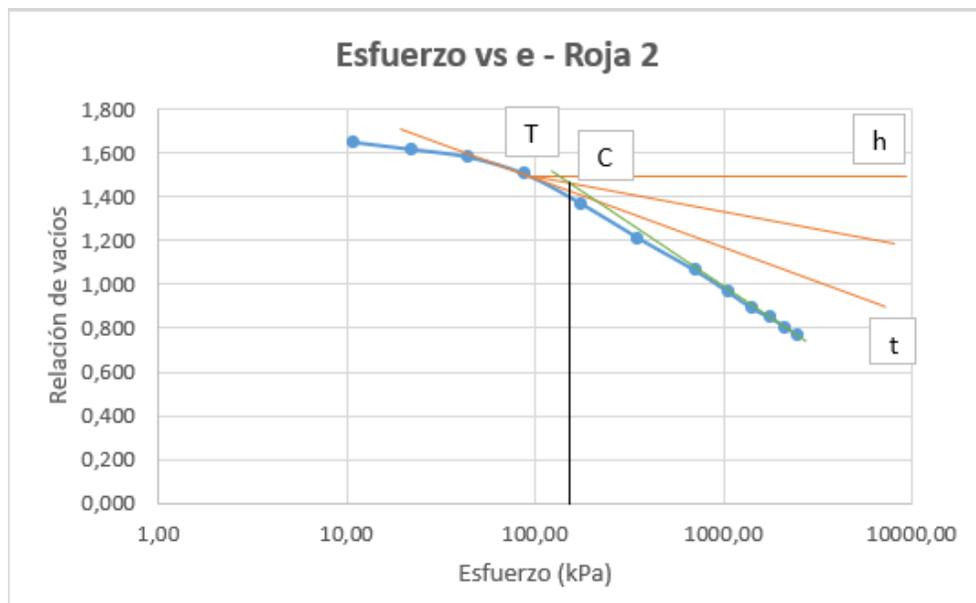


Figura 24. Estimación del esfuerzo de preconsolidación, muestra roja 2

### 3.5 ANÁLISIS DE LA PROBLEMÁTICA Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

A continuación, se presentan factores condicionantes y factores detonantes de la problemática. Es importante aclarar que ambos factores son extraídos del informe realizado por Artinco.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

### **3.5.1 Factores condicionantes de la problemática**

1. Formación geológica: Santa Elena se encuentra asentada sobre anfibolita de origen metamórfico, hay alta presencia de limos y arcillas, también hay depósitos de tierra, los cuales tomaron características del suelo residual. Adicionalmente, la zona cuenta con gran carga hídrica, escarpes e intervenciones antrópicas.
2. Contenido de humedad: como se mencionó anteriormente, la zona cuenta con altos contenidos de humedad (entre el 60 y el 100%) y, el agua genera pérdida de resistencia en el material a profundidades superficiales. Por otro lado, las tuberías de desagües de aguas lluvias y escorrentía superficial en la Escuela, se encuentran en estados deficientes lo cual podría generar espacios vacíos entre las fundaciones y el suelo de apoyo.
3. Capacidad portante del suelo: tal y como se mencionó en párrafos anteriores, hay una baja capacidad portante del suelo a distancias menores a 15 metros, la pregunta es, ¿por qué antes las estructuras estuvieron estables?
4. Profundidad de desplante de las estructuras afectadas: las estructuras estaban en su estado límite y bajo ciertos fenómenos pasaron al estado de falla estructural, ¿cuáles fenómenos ocasionaron estos cambios?
5. Consolidación unidimensional en el área de estudio: la cuál propicia un cambio de volumen generado por la salida del agua. Es decir, Santa Elena se encuentra en un proceso de consolidación continuo debido a la carga y descarga del agua, como consecuencia de que el suelo se encuentra constantemente variando su volumen.

### **3.5.2 Factores detonantes de la problemática**

1. Abatimiento del nivel freático: se estima que hubo una disminución de lluvia entre noviembre de 2017 a marzo de 2018. Es decir, una disminución del nivel freático, lo que implica mayor consolidación del suelo y posteriormente asentamientos diferenciales y en gran parte, asentamientos superficiales.

Ahora bien, el comportamiento es de una arcilla compresible, la cual, al no estar saturada puede suponer un asentamiento no admisible. Para una variación del nivel freático de 9 metros, se puede presentar un asentamiento de 11 centímetros. Dada la poca profundidad de los sistemas de fundación y el abatimiento del nivel freático, se generan grietas en mampostería, elementos estructurales e incluso elementos no estructurales.

2. Acumulación de cargas dinámicas en ciertas épocas del año: pueden generar vibraciones superficiales por vehículos medianamente pesados y

concentración de personas, quienes inducen movimientos superficiales que traducen en desplazamientos seccionados y grietas en el suelo. Adicional a lo anterior, hubo un aumento del espesor de las grietas entre julio y agosto del 2018 según Artinco, época de gran flujo de personas por las tradicionales fiestas del sector.

3. Densificación en la construcción de la centralidad junto con la cercanía a construcciones con fundaciones superficiales no aptas.
4. Acción de la vegetación: las raíces necesitan de agua para sobrevivir. Lo anterior indica cambios en el volumen del suelo en relación inversa con su permeabilidad, es decir, el suelo sufre movimientos verticales y horizontales. Los árboles succionan el agua.

### **3.5.3 Discusión acerca de la problemática**

Consecuentemente, debido a la relación de la información obtenida, los patrones de las fisuras presentes en la estructura de la parroquia, las características del suelo y las afectaciones estructurales de otras edificaciones vecinas y del suelo alrededor, se presume que los daños evidenciados no son responsabilidad de fallas en los elementos estructurales. La razón de esta hipótesis inicial se fundamenta en los siguientes hechos:

- No se encontraron fisuras que atravesaran los elementos que funcionan como columnas. Sólo se evidenciaron fisuras en los muros colindantes, que, para este caso, se asumen como parte integral del sistema estructural. Sin embargo, las fallas de estos elementos corresponden a efectos externos de la estructura, ya que las fisuras al estar prolongadas aproximadamente 45° con la horizontal, dejan ver que ocurrió un desplazamiento relativo contrario entre dos zonas opuestas de los muros.
- Se encontró un desplazamiento global de la estructura hacia dos direcciones opuestas. Desde una vista lateral, puede evidenciarse como la parte sur de la parroquia está desplazada y rotada respecto a la parte central. Así mismo, la parte norte de la parroquia está desplazada y rotada respecto a la parte central. En palabras más simples, es como si la parroquia se estuviera partiendo en tres grandes partes.
- El suelo dentro y fuera de la parroquia presenta cambios de volumen representativos. En la parte interna, el enchape está reventado e “hinchado” por zonas. En la parte externa, las escaleras están igualmente fisuradas y algunos de los enchapes también están reventados. El pavimento de la vía también presenta grandes deformaciones.
- Tanto la casa cural, como la casa de Pacho son estructuras livianas y con elementos robustos. Ambas presentan fisuras que reflejan la separación de estos elementos portantes. Esta separación da indicios de un desplazamiento

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

relativo del suelo en el que se fundan los elementos que soportan ambas estructuras.

- En el reconocimiento de campo, se encontraron varios deslizamientos menores del terreno, así como deformaciones importantes en las vías aledañas a la parroquia.
- Los muros de cerramiento del cementerio (ubicado aproximadamente a 30 m al norte de la parroquia) también presentan fisuración a 45°, lo cual deja entrever un desplazamiento relativo contrario en dos zonas distintas del muro.

A estas hipótesis se suman los resultados obtenidos por la firma Artinco

- En el ámbito estructural; para el caso de la iglesia, las presiones ejercidas sobre las cimentaciones son mayores que la capacidad portante del suelo, hay falencias constructivas y no hay factor de seguridad. Por otro lado, en el caso de la Escuela, hay poca capacidad portante del suelo, hay asentamientos diferenciales y hay falencias constructivas y de asentamientos. Para la Casa Francisco, se presenta una distorsión angular mayor al 80%, los materiales de la casa no son aceptados por la NSR-10.
- En los laboratorios realizados se encontró que en los primeros metros hay materiales finos granulares como arcillas y limos arenosos, hay humedades superiores al 50%, hay altas plasticidades, altas permeabilidades y bajas compacidades, lo que determina que la calidad del material es precaria.
- A 15 metros, el número de golpes encontrado a través del ensayo de penetración estándar (SPT) es 11, lo cual, da idea de lo blando y poco competente que es el suelo.
- En la centralidad del corregimiento de Santa Elena hay alta presencia de agua sub-superficial, escorrentía superficial y aportes de agua. Es decir, los suelos están parcial y totalmente saturados, lo que le da menor resistencia al corte y aumenta la probabilidad de asentamiento por el abatimiento del nivel freático.
- Si bien se podría considerar movimientos de reptación o movimientos muy lentos de la ladera, el informe presentado por Artinco da indicios de que dicho fenómeno no es el causante del problema.
- Las vibraciones son menores que los umbrales de daños, pues las condiciones seguras para las voladuras del túnel son de 180 a 200 metros y para las volquetas, distancias mayores a 5 metros. Sin embargo, en edificios patrimoniales y con suelos de bajas características se puede estar cerca del límite de daño. De igual manera, como ya se había mencionado, las voladuras por túnel y volquetas son menores a las vibraciones por cambio de humedad, temperatura y viento.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- En cuanto a los antecedentes y a la historia del corregimiento, en la zona hay depósitos de espesores compresibles, hay redireccionamiento de aguas subsuperficiales (lo cual genera empozamiento), y el material hasta los 15 metros no es de buenas características mecánicas, por lo tanto, puede existir un proceso de consolidación lento.

#### **3.5.4 Limitaciones acerca de la problemática**

Es de aclarar que dentro de las limitaciones mencionadas por Artinco está la realización de un estudio más a fondo en el que se tenga en cuenta la cantidad de las volquetas y la frecuencia con la que estas pasan. Adicionalmente, los tiempos en los que se midió el inclinómetro fueron muy bajos y esto puede representar distorsión al momento de descartar movimientos en masa. Por último, la firma también recomendó realizar un análisis profundo de las implicaciones que pudieron generar las múltiples excavaciones requeridas por el proyecto.

Además, dentro de las visitas técnicas realizadas se tuvo la oportunidad de hablar con la población del corregimiento, quienes manifiestan que hace aproximadamente dos años el túnel empezó a “mover la tierra y todo empezó a ceder”. Dicen, además, que obviamente hay problemas de humedades pero que toda la problemática la generó el túnel. Según vecinos de la parroquia, el proyecto pasa lo suficientemente cerca de la zona y su construcción cambió las condiciones y el comportamiento del terreno. Aseguran que Artinco, empresa interventora del proyecto, tuvo resultados poco objetivos al asignar sólo la responsabilidad a la “vulnerabilidad estructural” de las edificaciones de la zona.

#### **3.5.5 Alternativas de solución**

Las alternativas de solución son aquellas que, de una u otra manera, logran equilibrar los componentes económicos, técnicos, logísticos y constructivos para la rehabilitación del proyecto. Asimismo, debe tenerse claro que estos componentes varían proporcionalmente en función del nivel de daño presente en la estructura, lo que quiere decir que a mayor nivel de daño, mayores valores económicos y mayor desafío en el componente técnico, logístico y constructivo.

Para este caso particular, cabe acotar que no hablamos de una edificación convencional, ya que, hay muchos factores que marcan la diferencia. El sistema estructural principal, el grupo de uso, el factor de importancia, el componente cultural y patrimonial para la población, además del componente social son algunos factores de gran repercusión para las intervenciones que deban ser realizadas.

Además, es importante mencionar que para la solución debe tenerse en cuenta el daño ya existente en la estructura y la intervención que debe hacerse en el suelo, para impedir nuevos fenómenos que puedan afectar el comportamiento de la estructura.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Teniendo estas perspectivas en consideración, se sugieren tres opciones desde el punto de vista estructural. La primera opción, es quizás la más rápida, segura, y económica. Esta opción consiste en demoler la estructura y volver a reconstruir la estructura, bajo todos los lineamientos exigidos por la normativa. A pesar de las ventajas exhibidas, esta opción cuenta con una limitante bastante fuerte: la aceptación y mitigación social, cultural y patrimonial que desencadenaría en la población la demolición de un edificio con tantos años de historia y tradición.

La segunda opción propuesta es el recalce de la cimentación, la cual puede ser utilizada para disminuir la presión de contacto en el terreno ante un aumento de la carga transmitida. Dentro de las técnicas utilizadas para recalzar una cimentación superficial está el recrecido superficial de zapatas aisladas mediante un marco perimetral. Otra técnica para esta segunda opción es recalce de zapata aislada mediante un marco perimetral con micropilotes. Además, otra de las técnicas existentes para esta segunda opción es el recalce del muro o pilastra mediante el encepado de micropilotes. Sin importar la técnica que se utilice para su implementación, esta opción resulta ser más costosa que la demolición, mientras a su vez, determina un desafío técnico y constructivo mucho mayor. Sólo quizás en el apartado logístico, esta opción puede resultar mejor que la demolición. Además, en este caso no se tendría que confrontar a la población a la pérdida de su edificio más emblemático.

Por otra parte, la tercera opción, consiste en el refuerzo con pilares de hormigón y con vigas estructurales superiores en ambos sentidos, reposados sobre una losa de cimentación. Estas inclusiones buscarían dotar con mayor rigidez, capacidad y ductilidad al sistema estructural principal para mejorar la distribución de las fuerzas y los momentos que puedan aparecer por la presencia de asentamientos diferenciales súbitos. Dicho reforzamiento se puede hacer a través de un recrecido de la sección con microhormigón, por medio de confinamiento de la sección o con la instalación de fibra de carbono y/o refuerzo de la sección mediante un empresillado (o camisa) metálico(a) (Izquierdo, 2015).

En cuanto, a temas un poco más geotécnicos, las técnicas de tratamientos de terreno podrían ser las siguientes:

- Geomembranas, las cuales son películas plásticas que se ubican en el terreno con el fin de separar el terreno subyacente y la zona superior de la membrana. En términos generales las geomembranas sirven como técnica de impermeabilización.
- Otra opción son los compuestos de bentonita; los cuales son dos capas de geotextiles de polipropileno con bentónita sódica entre las dos, ésta se hidrata cuando entra en contacto con el agua, quedando como sello impermeable.
- Están también las pantallas plásticas, las cuales son de forma vertical y sirven como impermeabilizantes mediante el uso de hidrofresas.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



**Fotografía 49. Técnicas para reforzamiento estructural en concreto**  
 Nota. Tomada de (Izquierdo, 2015)

Existen soluciones un poco más costosas, como lo es por ejemplo “Deep Soil Mixing” el cual consiste en mezclar los materiales del terreno con material cementante, generando de esta manera un nuevo material, con características más competentes. Esta solución es altamente eficaz en problemas de resistencia del suelo. Adicionalmente, si al cementante se le añade una sustancia impermeabilizante, podría funcionar como elemento impermeabilizante del terreno.

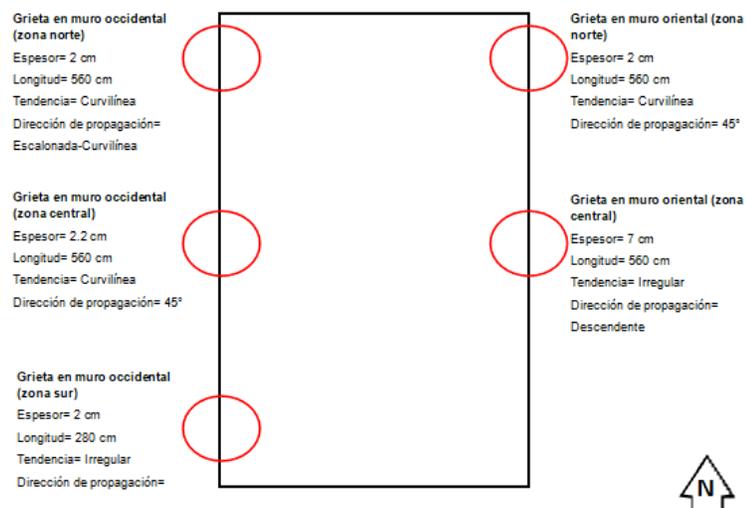
Una solución adicional podría ser la inyección, la cual consiste en introducir un material fluido en el terreno de manera que se puedan llenar los huecos existentes (disminuyendo la relación de vacíos) y así lograr cambiar las condiciones geotécnicas del terreno.

El Jet Grouting por su parte, también es una técnica de inyección en el terreno en el cual se inyectan lechadas de cemento a una presión muy elevada a través de una boquilla, esto con el fin de reconstruir las zonas erosionadas y disgregadas en el terreno, generando así, características geotécnicas superiores en términos de resistencia y permeabilidad (Izquierdo, 2015).

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

## 4. CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES

- Para la realización del trabajo se analizaron varios métodos de identificación de fisuras, a través de los cuales, se definió una metodología que permitiera identificar los aspectos más relevantes de éstas, como lo fue su espesor, su longitud y el elemento estructural en el cual estaban presentes. Dicha metodología fue aplicada en la parroquia Nuestra Señora del Carmen y, por medio de los resultados se obtuvo que la estructura tenía daños y fisuras muy severas y que incluso, había una inclinación de la estructura, posiblemente causada por una distorsión del terreno; finalmente, dicha evaluación arrojó que la parroquia tenía peligro de colapso. A continuación, es mostrada, a modo de resumen, la evaluación de las fisuras en la parroquia.



**Ilustración 15, Fisuras Parroquia Nuestra Señora del Carmen.**

*Nota Elaboración propia*

- Dado que la parroquia tiene un riesgo de colapso inminente, fue necesario identificar cual era la razón de este colapso, para lo cual, se evaluaron todos los componentes del sistema estructural de la parroquia, con lo cual se verificó que las columnas no presentaban ningún tipo de fisuras ni los elementos estructurales estaban agrietados y adicionalmente, las fisuras solo se registraron en los muros que unen las columnas. Por otro lado, las fisuras se presentaron a 45°, lo cual da indicios de que es muy probable que el muro se esté separando en dos

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

direcciones diferentes, situación que es anormal en una estructura que estaba totalmente estática y que lleva más de 60 años construida. Según lo anterior, se descarta la posibilidad de que la problemática presentada en la parroquia sea por problemas estructurales.

- En continuidad con el diagnóstico de la fisuración presentada en la parroquia, se empezaron a buscar fenómenos de reptación y movimientos en masa que hubieran generado desplazamiento en la edificación. Sin embargo, a través de los estudios realizados por la interventoría Artinco, se determinó a través de las bajas velocidades de los inclinómetros que no había riesgo ni de movimiento en masa ni de reptación, hipótesis que se descartó por completo con investigaciones geológicas y geomorfológicas de la zona.
- Posteriormente, se realizaron estudios de las propiedades del suelo para establecer cuál era el comportamiento al que éste se asemejaba; dichos estudios se contrastaron con los resultados realizados por la firma Artinco y se llegó a la conclusión de que el suelo presente en la zona tiene características compresibles, lo cual, junto con un nivel freático relativamente alto, puede generar fenómenos de consolidación, lo cual a su vez concuerda con las conclusiones realizadas por Artinco, quienes también afirman que en la zona se podría estar produciendo una consolidación muy lenta y, lo que lleva a que se concluya que la fisuración en la parroquia es consecuencia de un efecto de consolidación en el terreno.
- En cuanto a la mitigación de las fisuras, dentro de las propuestas de solución se establecieron varias opciones, sin embargo, a criterio del autor se considera que la opción más económica, más rápida y eficiente podría ser la demolición y reconstrucción de la parroquia. No obstante, la solución mencionada podría generar problemáticas a la población en cuanto a temas de patrimonio cultural razón por la cual, se considera como segunda opción un reforzamiento de la estructura y un cambio en el sistema de cimentación de la parroquia de manera que la estructura pueda soportar fenómenos de consolidación u otro tipo de afectación en el terreno como las que se vienen presentando en los últimos años.
- El fenómeno de consolidación presentado, probablemente ya existía en el terreno desde hace mucho tiempo atrás, sin embargo, debido a la construcción del proyecto del Túnel de Oriente el cual incluía aberturas de excavaciones e importantes cambios de las condiciones hidrogeológicas o hidrodinámicas de la región e incluso, a cualquier otro factor adicional proveniente de temas climáticos, se aceleró el proceso de consolidación y, tal y como se determinó por medio de los ensayos, es posible que la carga recibida por el terreno sea mucho mayor a

la carga de preconsolidación y, el suelo, frente a cualquier cambio dentro de esas condiciones pudo haber generado un cambio en el estado de esfuerzos, el cual generó un cambio de volumen inmediato y el cual a su vez generó un asentamiento inmediato. Lo anterior, causó una redistribución de los esfuerzos en la estructura, lo cual, hizo que la misma se fisurara y quedara en peligro de colapso.

- En cuanto a las limitaciones, cabe aclarar que el presente trabajo fue desarrollado desde un alcance limitado, debido a que es simplemente por temas de exploración e investigación y, aún considerado que se extrajeron muestras y se realizaron ensayos de laboratorio, se recomienda hacer ensayos mucho más puntuales y que se encuentren en una zona más cercana a la iglesia, con mayores profundidades de extracción y con una mayor cantidad de muestras que permita realizar la misma cantidad de ensayos. Adicionalmente, según los resultados del ensayo de consolidación, se considera de gran importancia la realización de ensayos de permeabilidad de cabeza variable en el terreno, esto, con el fin de determinar las condiciones reales de permeabilidad del mismo. Así mismo, es necesario establecer un estudio de vulnerabilidad de mayor detalle para el caso tal de que la solución que se vaya a tomar sea la de reforzar la estructura, lo anterior, con el fin de poder determinar una solución mucho más puntual y adecuada para el sistema de cimentación y el sistema estructural. Al igual que lo afirma Artinco, es necesario realizar un análisis más profundo de las vibraciones, el cual a su vez incluya un estudio geológico más detallado que permita establecer si realmente los fenómenos de movimiento en masa y de reptación no afectan a las estructuras de la zona.

## 5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alzate, A., Henao, B., & Perilla, K. (2017). *Identificación de patologías estructurales en edificaciones indispensables del municipio de Santa Rosa de Cabal (sector educativo)*. (Universidad Libre Seccional Pereira). Retrieved from [https://repository.unilibre.edu.co/bitstream/handle/10901/17007/IDENTIFICACIÓN DE PATOLOGIAS ESTRUCTURALES.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://repository.unilibre.edu.co/bitstream/handle/10901/17007/IDENTIFICACIÓN_DE_PATOLOGIAS_ESTRUCTURALES.pdf?sequence=1&isAllowed=y)
- Angarita, J. C. (2015). *Diagnóstico de los daños ocasionados a las treinta viviendas aledañas a la construcción del edificio Bulevar Plaza en el municipio de Ocaña*. (Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña). Retrieved from <http://repositorio.ufpso.edu.co:8080/dspaceufpso/bitstream/123456789/797/1/27932.pdf>
- Astorga, A., & Rivero, P. (2009). *Patologías en las edificaciones*.
- Betancur, M. J., & Chavarro Gutiérrez, H. (2018). *Patologías generadas por la incidencia de factores antrópicos en el puente vehicular de la calle 92 con autopista norte, sentido norte-sur en Bogotá D.C* (Universidad católica de Colombia). Retrieved from <https://repository.ucatolica.edu.co/bitstream/10983/16330/1/Trabajo de Grado.pdf>
- Bolaños, R. A., Mazo, M. M., & Parra, D. L. (2016). *Manual Operativo para la Evaluación de Daños y Recuperación de Viviendas*. Bogotá, D.C.
- Bowles, J. E. (1982). Propiedades geofísica de los suelos (No. 624.151 B6Y).
- Braja, M. D. (2001). Principios de Ingeniería Geotécnica. 3ra Edición. Universidad del Sur de Illinois y Carbondale.
- Cabrera, T. P., & Plaza, R. E. (2014). *Propuesta de rehabilitación estructural constructiva para la vivienda de la familia Plaza Aveldaño* (Universidad de Cuenca). Retrieved from <http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/19874/1/Tesis.pdf.pdf>
- Campa, M. F., Ortiz, D., & Ochoa, J. (2018). *Grietas, fallas y socavones del suelo-subsuelo de la ciudad de México que determinan la reubicación solidaria de la población afectada por el sismo del 19s de 2017*. Retrieved from <https://cdhdf.org.mx/wp-content/uploads/2018/12/Primer-Informe-del-Proyecto-Piloto-Grietas-fallas-y-socavones.-Fernanda-Campa-dalia-Ortiz-y-Juanita-Ochoa-pdf.pdf>
- Cano, G. P., & Martínez, E. (n.d.). *Estudio de daños estructurales y no estructurales de las viviendas ubicadas sobre el eje vial de la Avenida Los Patriotas*. 97–105.
- Combrinck, R., Steyl, L., & Boshoff, W. P. (2018). Interaction between settlement and shrinkage cracking in plastic concrete. *Construction and Building Materials*, 185, 1–11. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.07.028>

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- Concejo de Medellín. (2018). *Acta 483*. Retrieved from <http://www.concejodemedellin.gov.co/sites/default/files/actas/Texto-del-acta-483-de-julio-03-de-2018.pdf>
- Congreso de Colombia. (1997). Ley 400 de 1997. Retrieved October 2, 2019, from <https://www.funcionpublica.gov.co/eva/gestornormativo/norma.php?i=336>
- Congreso de la República. *Ley 1523 de 2012*. , Pub. L. No. 48411 (2012).
- Cornare (2017). Plan de ordenación y manejo de cuencas hidrográficas de la cuenca del río Nare. *Geología*. Tomado de: [http://www.cornare.gov.co/POMCAS/planes-de-ordenacion/DocumentosFasesNare/Diagnostico/Capitulo4.Caracterizacion-fisico-biotica/4.2\\_Geol\\_4.3.Hidrogeol.pdf](http://www.cornare.gov.co/POMCAS/planes-de-ordenacion/DocumentosFasesNare/Diagnostico/Capitulo4.Caracterizacion-fisico-biotica/4.2_Geol_4.3.Hidrogeol.pdf)
- Departamento Administrativo de Gestión del Riesgo de Desastre, & Alcaldía de Medellín. (n.d.). *Plan Municipal de Gestión del Riesgo de Desastres de Medellín 2015-2020*.
- Departamento Administrativo de la Función Pública. *Decreto número 4147 de 2011*. , (2011).
- DIFECH Consolidaciones. (n.d.). Grietas. Retrieved July 30, 2019, from <https://www.difech.es/grietas-terrenos-cimentaciones/>
- FOPAE, F. de P. y A. de E.-, & Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica - AIS. (2011). *Guía de patologías constructivas, estructurales y no estructurales* (p. 144). p. 144. Bogotá.
- García, C. (2006). Estado del conocimiento de los depósitos de vertiente del valle de Aburrá. *Boletín de Ciencias de la Tierra*, (19), 101-112.
- Gaviria, M. Á., & Restrepo Duque, D. (2017). *Análisis de patologías estructurales en la institución educativa Luis Carlos González Mejía de educación básica primaria y secundaria del barrio Gamma del municipio de Pereira* (Universidad Libre seccional Pereira). Retrieved from [http://repositorio.unilibrepereira.edu.co:8080/pereira/bitstream/handle/123456789/877/ANALISIS DE PATOLOGIAS ESTRUCTURALES.pdf?sequence=1](http://repositorio.unilibrepereira.edu.co:8080/pereira/bitstream/handle/123456789/877/ANALISIS%20DE%20PATOLOGIAS%20ESTRUCTURALES.pdf?sequence=1)
- Gobierno de México. (n.d.). Rocas ígneas. Retrieved May 16, 2020, from <https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Rocas/Rocas-igneas.html>
- Izquierdo, J. A. (2015). *Guía práctica de refuerzo de sistemas estructurales* (Doctoral dissertation, Universitat Politècnica de Catalunya. Escola Politècnica Superior d'Edificació de Barcelona. Departament de Construccions Arquitectòniques II, 2015 (Màster universitari en Edificació)).
- Jiménez, D., & El Colombiano. (2019, May 23). *Las grietas en Santa Elena serían por cimentaciones*. Retrieved from <https://www.elcolombiano.com/antioquia/grietas-en->

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

el-corregimiento-de-santa-elena-FP10790984

Kammer, A. (1991). La dunita de Medellín y sus relaciones estructurales con el basamento metamórfico e intrusivo de la Cordillera Central, Departamento de Antioquia. *Boletín de Geología*, 20(35), 65-108.

García, E., Vargas, D., & Sánchez, A. (n.d.). *El protocolo de grietas en el estudio patológico del edificio*. Retrieved from <http://www.coatmca.com/wp-content/uploads/2017/10/encarte-mares-14.pdf>

Las grietas en los edificios, origen y consecuencias. (n.d.). In *Reconocimiento, prevención y corrección de grietas ocasionadas en edificaciones por movimientos del subsuelo* (p. 18).

Le May, E., & Le May, I. (2016). Assigning responsibility for a structural failure. *Engineering Failure Analysis*, 62, 316–323. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2015.05.019>

Londoño, A. C. (1998). Geoformas asociadas al batolito antioqueño. *Geología colombiana*, 23, 133-145.

Ministerio de Ambiente, V. y D. T. (2010). Título A - Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente. In *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente* (pp. 1–186).

Pulido, C. A., & Pérez, S. D. (2013). *Estudio patológico edificio central facultad de artes ASAB de la universidad Francisco José de Caldas* (Universidad distrital Francisco José de caldas ). Retrieved from <http://repository.udistrital.edu.co/bitstream/11349/2384/1/PulidoCristianAndrés2015.pdf>

Quiliche, P. J. (2013). *Evaluación de la vulnerabilidad estructural de los muros de albañilería de la I.E N° 17524 de la localidad de San Agustín del distrito de Bellavista-Jaén* (Universidad Nacional de Cajamarca). Retrieved from <http://repositorio.unc.edu.pe/bitstream/handle/UNC/378/T721.2Q62013.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Rendón, D. A., Toro, G. E., & Hermelin, M. (2006). Modelo Cronoestratigráfico para el Emplazamiento de los Depósitos de Vertiente en el Valle de Aburrá. *Boletín de Ciencias de la Tierra*, (18), 103-118.

Rodríguez, G., González, H., & Zapata, G. (2008). EL RETIRO COMPLEX, CORDILLERA CENTRAL, COLOMBIA. *Boletín de Ciencias de la Tierra*, (22), 101-121.

Rodríguez, G., González, H., Zapata, G., Ministerio de Minas y Energía, & Instituto Colombiano de Geología y Minería. (2005). *GEOLOGIA DE LA PLANCHA 147*

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

MEDELLÍN ORIENTAL .

Ruiz, J., Arenas, D., Ordóñez, O., & Gómez, L. (2019). Estudios multidisciplinares de instrumentación y diagnóstico de problemática morfodinámica y estructural en la centralidad Santa Elena.

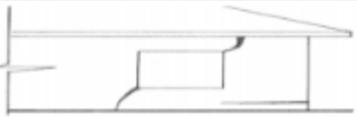
Sánchez, M. J. (2018). *Verificación del cumplimiento de la Norma Sismo Resistente NSR-10 vigente en Colombia en la estructura "Dotacional cultural Filipenses."* Universidad Católica de Colombia.

Shlemon, R. J. (1979). Zonas de deslizamientos en los alrededores de Medellín, Antioquia (Colombia) (No. 5). República de Colombia, Ministerio de Minas y Energía, Instituto Nacional de Investigaciones Geológico-Mineras.

Viviescas, J. C. (2010). *Grietas en construcciones ocasionadas por problemas geotécnicos* (Universidad EAFIT). Retrieved from <https://core.ac.uk/download/pdf/47251294.pdf>

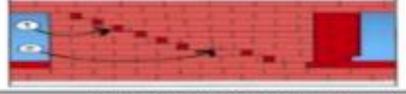


**Anexo 3. Formato para la identificación de las patologías estructurales en las instituciones educativas**  
 Nota. Tomada de (Alzate, Henao & Perilla Morales, 2017).

		IDENTIFICACIÓN DE PATOLOGÍAS ESTRUCTURALES EN EDIFICACIONES INDISPENSABLES DEL MUNICIPIO DE SANTA ROSA DE CABAL ( SECTOR EDUCATIVO ).			
CONVENCIÓNES PARA EL LEVANTAMIENTO DE DAÑOS					
Grafica	Tipo de daño	Grafica	Tipo de daño		
	Fisura X		Distorsion		
	Desintegracion X		Exudacion		
	Eflorescencia		Crateres X		
	Incrustaciones		Goteras X		
	Picaduras		Polvo		
	Corrosion X		Escamas		
	Estalagmita		Estofactita		
	Asentamiento diferencial X		Levantamiento superficial		

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Anexo 4. Formato para la identificación de las patologías estructurales en las instituciones educativas**  
 Nota. Tomada de (Alzate, Henao & Perilla Morales, 2017).

		<b>IDENTIFICACIÓN DE PATOLOGÍAS ESTRUCTURALES EN EDIFICACIONES INDISPENSABLES DEL MUNICIPIO DE SANTA ROSA DE CABAL ( SECTOR EDUCATIVO ).</b>			
<i>Deslizamiento de las juntas horizontales</i>		<i>Tension diagonal</i>			
	NA		NA		
	NA		NA		
	NA		NA		
<i>Rotacion de elementos de soporte</i>		<i>Tension diagonal</i>			
	NA		NA		
	NA		NA		
	NA		NA		

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Anexo 5. Toma de datos preliminares en viviendas con discontinuidades**  
 Nota. Tomada de (Viviescas, 2010)

7.1.1 TOMA DE DATOS PRELIMINARES EN VIVIENDAS CON DISCONTINUIDADES									
Fecha:			Caso N°			Fecha Construcción			
Localización (ciudad, barrio):					Dirección:				
<b>Características de la construcción:</b>									
<b>Material</b>	Bareque:		<b>Niveles</b>	1	<b>Tipo de cimentación</b>	Zapatas			
	Mampostería:			2		Pilas			
	Madera:			3		Pilotes			
	Concreto:			4		Losa			
	Otro:					Vigas de Fund			
Profundidad de Cimentación:			cuantos:			Profundidad Nivel freático:			
<b>Factores que afectan la vivienda.</b>									
Deslizamiento:			Características:						
Desconfinamiento :			Características:						
Agua:			Características:						
Cambios de trafico:			Características:						
Otros:			Características:						
<b>Características geológicas de la zona</b>									
<b>Suelo</b>	Arena		Limo		Arcilla				
	Orgánico		Lleno		Otro				
<b>Roca</b>	Fresca		Meteorizada		Fracturada				
	Tipo roca:								
<b>Tomas de fotos</b>									
Fotos:			Área estimada:						
<b>Características de las grietas</b>									
<b>Grietas en muros</b>									
<b>Separación de discontinuidades</b>									
<b>Clasificación</b>	<b>Separación (mm)</b>	<b>Número de grietas</b>			<b>Textura superficial</b>	Muy suave			
Cerrado	0					Suave			
Muy estrecho	0 - 0,5					Rugoso			
Estrecho	0,5 - 1,0					Muy Rugoso			
Amplio	1,0 - 5,0					<b>Probabilidad de aparición</b>			
Muy amplio	> 5,0				Común				
						Raro			
<b>Tendencia</b>					<b>Dirección de propagación</b>				
Lineal						Descendente			
Moderadamente lineal						Ascendente			
Moderadamente Curvilínea						Lateral			
Curvilínea						Paralela			
Irregular									
Estimado porcentual de daños en los muros (# m2 muros agrietados/ # m2 totales de muro)x100									

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Anexo 6. Grietas en losa de piso**  
 Nota. Tomada de (Viviescas, 2010)

Grietas en losa de piso													
Separación de discontinuidades			Textura superficial	Muy suave									
Clasificación	Separación (mm)	Número de grietas		Suave									
Cerrado	0			Rugoso									
Muy estrecho	0 - 0,5			Muy Rugoso									
Estrecho	0,5 - 1,0			Probabilidad de aparición									
Amplio	1,0 - 5,0		Común										
Muy amplio	> 5,0		Raro										
Tendencia			Dirección de propagación										
Lineal			Interno										
Moderadamente lineal			Externo										
Moderadamente Curvilínea			Paralelo										
Curvilínea													
Irregular													
Estimado porcentual de daños en la losa (# m2 losa agrietada/ # m2 losas totales ) x 100													
Observaciones / Anotaciones													
Planos													
Cuando se presente: <table style="display: inline-table; vertical-align: middle; margin-left: 20px;"> <tr> <td style="text-align: center;"></td> <td>Daños en muros</td> <td style="text-align: center;"></td> <td>Daños en la losa</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;"></td> <td>Muros divisorios o cargueros</td> <td style="text-align: center;"></td> <td>Columnas en hormigón</td> </tr> </table>							Daños en muros		Daños en la losa		Muros divisorios o cargueros		Columnas en hormigón
	Daños en muros		Daños en la losa										
	Muros divisorios o cargueros		Columnas en hormigón										

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Anexo 7. Tabla de ilustración de descripción de discontinuidades detallada**  
 Nota. Tomada de (Viviescas, 2010)

DISCONTINUIDAD	SEPARACIÓN (Tabla 2)			TEXTURA (Tabla 2)	DIRECCIÓN DE PROPAGACIÓN (Tabla 3 y 4)	TENDENCIA (Tabla 5)	PROBABILIDAD DE APARICIÓN (Tabla 6)	GRADO DE DISCONTINUIDAD (Tabla 7)	CLASE DE PRESIÓN (ver sección 3.2.1.1 - 3)	TIPO DE DAÑO (Ver sección 3.2.1.1-4)	OBSERVACIONES / UBICACIÓN
	(mm)	Clasificación	Tipo								
<b>MUROS</b>											
<b>LOSAS</b>											
<b>CUBIERTA</b>											

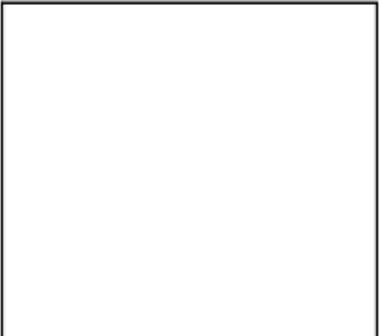
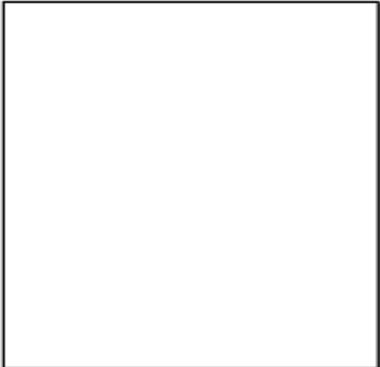
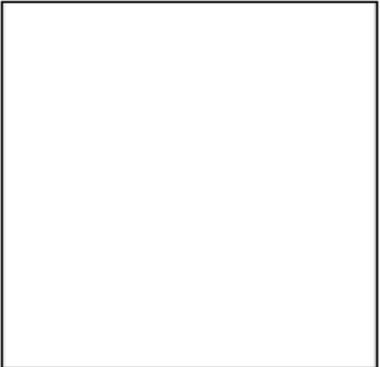
La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Anexo 8. Formato de visitas preliminares para el diagnóstico de daños en viviendas**  
 Nota. Tomada de (Angarita, 2015)

	<b>FORMATO DE VISITAS PRELIMINARES PARA EL DIAGNOSTICO DE DAÑOS EN VIVIENDAS</b>												
FORMULARIO No.	<input style="width: 100%;" type="text"/>												
INSPECCION DE LA VIVIENDA	INTERIOR Y EXTERIOR <input style="width: 50%;" type="text"/> NO SE PUDO ENTRAR <input style="width: 50%;" type="text"/>												
<b>IDENTIFICACION CATASTRAL</b>													
CIUDAD	<input style="width: 100%;" type="text"/>												
NOMBRE DEL BARRIO	<input style="width: 100%;" type="text"/>												
<b>IDENTIFICACION DE LA VIVIENDA</b>													
DIRECCION	CARRERA <input style="width: 50%;" type="text"/> CALLE <input style="width: 50%;" type="text"/> TRANSV <input style="width: 50%;" type="text"/> DIAG <input style="width: 50%;" type="text"/> AVENIDA <input style="width: 50%;" type="text"/> OTRO <input style="width: 50%;" type="text"/> No <input style="width: 50%;" type="text"/>												
NOMBRE DE LA EDIFICACION	<input style="width: 100%;" type="text"/>												
USO PREDOMINANTE	<table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 33%;">1. RESIDENCIAL</td> <td style="width: 33%;">2. EDUCATIVO</td> <td style="width: 33%;">3. COMERCIAL</td> </tr> <tr> <td>4. SALUD</td> <td>5. HOTELERO</td> <td>6. OFICINAS</td> </tr> <tr> <td>7. INDUSTRIAL</td> <td>8. INSTITUCIONAL</td> <td>9. BODEGAS</td> </tr> <tr> <td>10. PARQUEADERO</td> <td>11. OTROS</td> <td></td> </tr> </table>	1. RESIDENCIAL	2. EDUCATIVO	3. COMERCIAL	4. SALUD	5. HOTELERO	6. OFICINAS	7. INDUSTRIAL	8. INSTITUCIONAL	9. BODEGAS	10. PARQUEADERO	11. OTROS	
1. RESIDENCIAL	2. EDUCATIVO	3. COMERCIAL											
4. SALUD	5. HOTELERO	6. OFICINAS											
7. INDUSTRIAL	8. INSTITUCIONAL	9. BODEGAS											
10. PARQUEADERO	11. OTROS												
NUMERO DE PISOS	<input style="width: 100%;" type="text"/>												
SOBRE EL TERRENO	SOTANOS <input style="width: 50%;" type="text"/> TOTAL <input style="width: 50%;" type="text"/>												
DIMENSIONES APROXIMADAS DE LA EDIFICACION	FRENTE (M) <input style="width: 50%;" type="text"/> FONDO(M) <input style="width: 50%;" type="text"/>												
<b>ESTADO DE LA EDIFICACION</b>													
Revisar de forma global la edificación para las condiciones señaladas a continuación y si es el caso hacer las debidas aclaraciones en la sección de comentarios													
<b>DAÑOS EN ELEMENTOS ARQUITECTONICOS</b>													
<b>Muros de Fachada o Antepechos</b>													
1. Ninguno	2. Leve	3. Moderado	4. Fuerte	5. Severo	<input style="width: 50%;" type="text"/>								
<b>Muros divisorios o particiones</b>													
1. Ninguno	2. Leve	3. Moderado	4. Fuerte	5. Severo	<input style="width: 50%;" type="text"/>								
<b>Cielos rasos o luminarias</b>													
1. Ninguno	2. Leve	3. Moderado	4. Fuerte	5. Severo	<input style="width: 50%;" type="text"/>								
<b>Cubierta</b>													
1. Ninguno	2. Leve	3. Moderado	4. Fuerte	5. Severo	<input style="width: 50%;" type="text"/>								
<b>Escaleras</b>													
1. Ninguno	2. Leve	3. Moderado	4. Fuerte	5. Severo	<input style="width: 50%;" type="text"/>								
<b>Instalaciones Sanitarias</b>													
1. Ninguno	2. Leve	3. Moderado	4. Fuerte	5. Severo	<input style="width: 50%;" type="text"/>								
<b>Tanques Elevados</b>													
1. Ninguno	2. Leve	3. Moderado	4. Fuerte	5. Severo	<input style="width: 50%;" type="text"/>								
<b>PERSONA PARA CONTACTO</b>	<input style="width: 100%;" type="text"/>	<b>TELEFONO</b>	<input style="width: 50%;" type="text"/>										
<b>REALIZO INSPECCION</b>	<input style="width: 100%;" type="text"/>												
<b>SUPERVISOR INSPECCION</b>	<input style="width: 100%;" type="text"/>												

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Anexo 9. Formato de visitas preliminares para el diagnóstico de daños en viviendas**  
*Nota. Tomada de (Angarita, 2015)*

	<b>FORMATO DE VISITAS PRELIMINARES PARA EL DIAGNOSTICO DE DAÑOS EN VIVIENDAS</b>	
	 <p data-bbox="656 884 743 905">IMAGEN 1</p>	 <p data-bbox="1125 884 1213 905">IMAGEN 2</p>
	 <p data-bbox="656 1293 743 1314">IMAGEN 3</p>	 <p data-bbox="1125 1293 1213 1314">IMAGEN 4</p>
	 <p data-bbox="656 1717 743 1738">IMAGEN 5</p>	 <p data-bbox="1125 1717 1213 1738">IMAGEN 6</p>

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Anexo 10. Tipología constructiva**  
 Nota. Tomada de (Cabrera & Plaza, 2014)

Época	Materiales de construcción		Tipología doméstica	Elementos componentes y de diseño
	Muros	Techo y cubierta		
Siglo XIX	Materiales de lo que se compone el elemento como hormigón, adobe, etc., con sus respectivos revestimientos y particularidades	Materiales de lo que se compone el elemento.	Tipo de construcción, uso de la vivienda.	Materiales que conforman las columnas y vigas, muros, etc.

**Anexo 11. Descripción de la tipología constructiva**  
 Nota. Tomada de (Cabrera & Plaza, 2014)

Tipo de Edificación	Tipo de edificio en función de sus dependencias	No. Plantas	Breve descripción de la forma de la edificación (simple, compleja, etc.).
		Descripción de las dependencias	

**Anexo 12. Principales deterioros en los elementos más afectados**  
 Nota. Tomada de (Cabrera & Plaza, 2014)

Elemento	Material	Principales deterioros	% Daño
Elemento que presenta la lesión	Material que lo constituye		

**Anexo 13. Causas**

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Nota. Tomada de (Cabrera & Plaza, 2014)

Elemento	Causas	%
Elemento afectado	Posibles causas percibidas en el entorno como humedad, agentes biológicos.	

**Anexo 14. Ficha técnica de diagnóstico y tratamiento**

Nota. Tomada de (Cabrera & Plaza, 2014)

Ficha Técnica	
<b>Obra:</b>	<b>Código:</b>
<b>Dirección: Calle:</b>	
<b>Uso actual:</b>	<b>Uso original:</b>
<b>Lesión:</b>	<b>Ubicación:</b>
Imagen de la lesión	Ubicación de la lesión dentro del inmueble (esquema)
<b>Descripción:</b>	
<b>Posibles causas:</b>	
<b>Tratamiento:</b>	
<b>Observaciones:</b>	

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Anexo 15. Plantilla para zonas comunes**  
 Nota. Tomada de (García, Vargas, & Sánchez, s.f.).

<b>IDENTIFICACIÓN DEL INMUEBLE OBJETO DEL PROTOCOLO. ANEXO I. VIVIENDAS, ZONAS COMUNES Y LOCALES COMERCIALES:</b> Nombre de la calle y número del edificio colindante / Nº de planta y vivienda - Referencia catastral - Peticionario	<b>PLANO DE SITUACIÓN DEL INMUEBLE COLINDANTE.</b>	<b>FECHA DE LA INSPECCIÓN NOMBRE Y FIRMA DEL TÉCNICO.</b>
	<b>CROQUIS DE PLANTA DE LA VIVIENDA, ESTANCIA, ZONA COMÚN O LOCAL.</b>  Recomendaciones: 1. Numeración de las grietas. 2. Orientación de la habitación.	
	<b>DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS GRIETAS Y/O FISURAS SEGÚN LA NUMERACIÓN INDICADA EN EL CROQUIS.</b>  1. Ascendentes. 2. Descendentes. 3. Ramificadas. 4. Escalonadas. 5. A 45 grados. 6. Horizontales. 7. Verticales.	
	<b>REPORTAJE FOTOGRÁFICO DE CADA GRIETA Y/O FISURA NUMERADA EN EL CROQUIS DE PLANTA</b>  Recomendaciones: 1. Ubicación visual de las fotografías tomadas, indicando el punto desde el que se toman. 2. Escala gráfica aproximada del elemento de referencia para orientar el tamaño de la grieta. 3. Fecha de toma de la fotografía.	

**Anexo 16. Plantilla para fachadas**

Nota. Tomada de (García, Vargas, & Sánchez, s.f.).

<b>IDENTIFICACIÓN DEL INMUEBLE OBJETO DEL PROTOCOLO. ANEXO II. FACHADAS:</b> Nombre de la calle y número del edificio colindante -Referencia catastral del inmueble - Peticionario	<b>PLANO DE SITUACIÓN DEL INMUEBLE COLINDANTE.</b>	<b>FECHA DE LA INSPECCIÓN NOMBRE Y FIRMA DEL TÉCNICO.</b>
	<b>CROQUIS DE FACHADA.</b>  Recomendaciones:  1. Numeración de las grietas.	
	<b>DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS GRIETAS SEGÚN NUMERACIÓN EN CROQUIS DE FACHADA.</b>  1. Ascendentes. 2. Descendentes. 3. Ramificadas. 4. Escalonadas. 5. A 45 grados. 6. Horizontales. 7. Verticales.	
	<b>REPORTAJE FOTOGRÁFICO DE LA FACHADA</b>  Recomendaciones:  1. Numeración de las grietas. 2. Ubicación visual de las fotografías tomadas indicando el punto desde el cual se toman. 3. Escala gráfica aproximada o elemento de referencia para orientar el tamaño de la grieta. 4. Fotografía tomada lo más perpendicular posible a la misma o ángulo aproximado desde la que se toma. 5. fecha de toma de la fotografía.	

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Anexo 17. Clasificación del daño y habitabilidad de la edificación**

Nota. Tomada de (FOPAE & Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica - AIS, 2011).

Elemento y/o condición evaluada	DAÑOS		HABITABLE (VERDE)
	ESTADO GENERAL DE LA EDIFICACIÓN	1. Existe colapso (1. No 2. Parcial 3. Total)	
2. Desviación o inclinación de la edificación o de algún entrepiso (1. Si 2. No 3. No se pudo determinar)		2	
3. Falla o asentamiento de la cimentación (1. Si 2. No 3. No se pudo determinar)		2	
Comentarios		No existe colapso, inclinación de la edificación o fallas en su cimentación	
DAÑOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES	Niveles de daño Se evalúa en el piso de mayor afectación y los porcentajes se toman de los elementos esenciales de acuerdo al sistema estructural	1. Ninguno	
		2. Leve	< 30%
		3. Moderado	No hay daños
		4. Fuerte	No hay daños
		5. Severo	No hay daños
	Comentarios	Daños muy leves y muy puntuales o que no evidencian ningún tipo de daño estructural	
DAÑOS EN ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	Niveles de daño Percepción global de los daños en la edificación verificando principalmente aquellos elementos que representan mayor peligro	1. Ninguno	
		2. Leve	< 30%
		3. Moderado	< 30%
		4. Fuerte	
		5. Severo	
	Comentarios	Los daños son leves y muy puntuales y no ofrecen peligro para la integridad de las personas	
PROBLEMAS GEOTÉCNICOS	11. Falla en talud o movimientos en masa 12. Asentamientos, subsidencia o licuación (1. No 2. Parcial 3. Total)		1
	Comentarios		Fuera de la zona de influencia del fenómeno geotécnico y no existe ninguna posibilidad de reactivación

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Anexo 18. Clasificación global de daño y habitabilidad**

Nota. Tomada de (FOPAE & Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica - AIS, 2011).

Clasificación global del daño y habitabilidad		
USO RESTRINGIDO (AMARILLO)	NO HABITABLE (NARANJA)	PELIGRO DE COLAPSO (ROJO)
1	2	2 o 3
2	3	1
2	3	1
Inclinación o colapso puntual de algunos elementos que no representan peligro para la estabilidad de la edificación	Edificios con colapso parcial inferior al 50% del área, donde la parte colapsada no está sobrecargando la estructura Existen dudas sobre posibles fallas de la cimentación	Edificios que han alcanzado estados últimos, con colapso total o parcial superior al 50% del área, notablemente inclinados o con entrepisos desplomados Hundimiento o asentamiento de la cimentación
>30%		
< 30%	30 a 60%	> 60%
< 10%	10 a 30%	> 30%
< 5%	5 a 15%	>15%
Los daños estructurales son tan puntuales que no reducen su capacidad global de resistencia ni ponen en peligro la estabilidad	Disminución de la capacidad de resistir cargas verticales u horizontales pero no existe inestabilidad potencial	Disminución significativa de la capacidad para resistir cargas verticales o laterales en tal proporción que existe inestabilidad potencial
30 a 60%	> 60%	
Peligro puntual de falla o caída de objetos, en zonas diferentes a los accesos y escaleras Se pueden remover fácilmente	Daños generalizados Problemas en escaleras y accesos o en fachadas, balcones, cielo rasos que están en peligro de caer	
1	2	3
La edificación no se encuentra localizada en el área directa de influencia del fenómeno	El fenómeno es puntual pero sugiere una disminución significativa de la capacidad del suelo a resistir cargas. La edificación se encuentra dentro del área de influencia o de reactivación del fenómeno	La edificación se encuentra localizada sobre o muy cerca al área de influencia del fenómeno y el potencial de reactivación es inminente o muy probable

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

**Anexo 19. Aspectos generales de la edificación**

*Nota. Tomada de (Quiliche, 2013).*

<b>ITEM</b>	<b>OBSERVACIONES</b>
Dirección	
Localización	
Propietario	
Ciudad	
Número de pisos	Originales y ampliaciones
Tipo de inmueble	Casa, edificio, bodega
Tipo de cubierta	Placa, Tejas
Área de la construcción	Por piso y total
Año de la construcción	Puede ser aproximada
Fechas de otras intervenciones	
Unidad Independiente	Apartamento o edificio
Constructor	Matricula profesional
Arquitecto diseñador	Matricula profesional
Diseños de ingeniería	Estudio de suelos, Diseño estructural
Uso e historia de utilización	Vivienda, oficinas, comercio
Estudios previos	
Planos de construcción	Planos de la obra o de intervenciones anteriores
Materiales predominantes	Mampostería, Concreto, madera
Normas Utilizadas	
Documentos de obra	Bitacora, memorandos, correspondencia
Medio ambiente	Ampliar información dado su importancia
Condiciones topográficas	Evidencia de alteraciones
accidentes geotécnicos	

**Anexo 20. Referencias del informe preliminar**

*Nota. Tomada de (Quiliche, 2013).*

<b>ITEM</b>	<b>OBSERVACIONES</b>
Antecedentes de la edificación	
Evaluación visual	
Daños y anomalías	
Humedades	
Manchas	
Fisura o grietas	
Propuestas para	
Mediciones	
Zonas de evaluación	
Ensayos recomendados	
Recomendaciones inmediatas	
Plan del trabajador posterior	

**Anexo 21. Contenido del informe de inspección detallada**  
*Nota. Tomada de (Quiliche, 2013).*

<b>TEMATICA</b>	<b>CONTENIDO</b>
Introducción	Alcance y motivación para la realización del estudio breve descripción de la edificación y su entorno.
Investigación Documental	Resultados de la investigación documental, desarrollo histórico, lista de documentos recopilados.
Inspección Visual	Descripción de la inspección visual y condiciones de servicio.4
Levantamiento de daños Recuento topográfico evaluación de daños conclusiones recomendaciones constructivas especificación de materiales anexos anunciados	