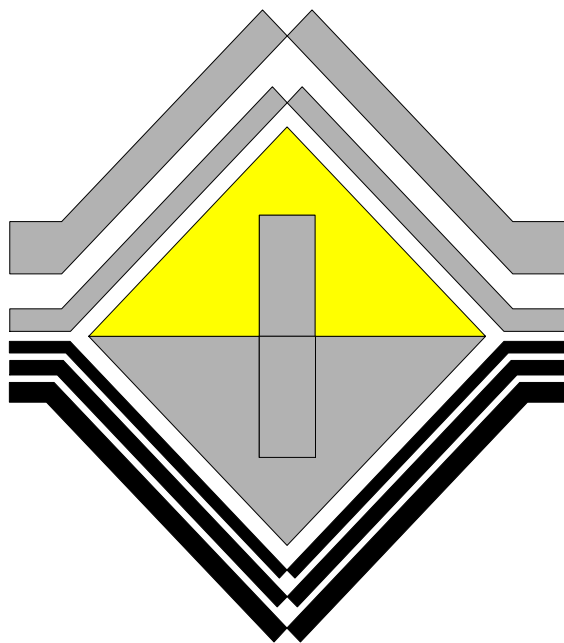


ESTUDIO DE SUELOS
Edificación 1 Nivel
Sede de Desarrollo e
Innovación UDEA
Municipio de El Carmen de
Viboral



CIA DE SUELOS
Constructores y Consultores S.A.S.



Medellín, junio 03 de 2022

CYC - ES - 1872 – 2022

Señores

INTERVENTORÍA DE OBRAS – DIVISIÓN DE INFRAESTRUCTURA FÍSICA

E-mail: interventoria.dif3@udea.edu.co

Cel. 310 090 49 02

Ciudad

Asunto: Estudio de Suelos para Edificación de un (1) Nivel máximo, sede de desarrollo e innovación, Municipio de El Carmen de Viboral (Ant).

Nos permitimos presentarle el Estudio de Suelos del proyecto citado, en el cual se entregan las recomendaciones para la cimentación de la edificación, definida con base en los trabajos de campo, laboratorio y el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR – 10.

Le reiteramos nuestra disponibilidad y quedamos en espera, para aclarar cualquier inquietud que se presente.

Atentamente,

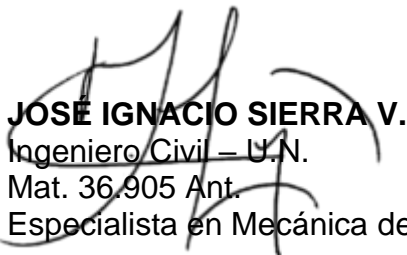

JOSE IGNACIO SIERRA V.
Ingeniero Civil – U.N.
Mat. 36.905 Ant.
Especialista en Mecánica de Suelos y Cimentaciones – EAFIT



TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	8
1. CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO Y EL ENTORNO.....	10
2. METODOLOGÍA	12
3. CONDICIONES GENERALES.....	14
3.1. LOCALIZACIÓN.....	14
3.2. CLIMATOLOGIA	15
3.2.1. PRESIÓN BAROMÉTRICA	17
3.2.2. HUMEDAD RELATIVA	17
3.2.3. TEMPERATURA	18
3.3. SUELOS Y USOS DEL SUELO.....	18
4. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA	19
4.1. EXPLORACIÓN DE CAMPO.....	19
4.2. TRABAJO DE LABORATORIO	21
LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS.....	24
5. EVALUACIÓN GEOLÓGICA	25
5.1. GEOLOGÍA LOCAL	29
5.1.1. COLUMNA ESTRATIGRÁFICA TÍPICA EN EL SECTOR.....	29
5.2. FORMAS DE VIDA VEGETALES.....	31
5.3. PERFIL ESTRATIGRÁFICO	32
6. TECTÓNICA Y VIENTOS	34
6.1. TECTONISMO Y SISMICIDAD	34
6.2. VIENTOS.....	39
6.3. “H.3.1 — UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN.....	39
7. CARACTERÍSTICAS FISICOMECAICAS DE TERRENO.....	41
7.1. GENERALES.....	41



8. ANÁLISIS DE RESULTADOS	42
8.1. RESULTADOS DE N	42
8.2. ÁNGULO DE FRICCIÓN Y COHESIÓN	42
8.3. MÓDULO DE ELASTICIDAD	43
8.4. LICUACIÓN	44
8.5. EXPANSIÓN.....	46
8.6. SUELOS DISPERSIVOS O ERODABLES.....	47
8.7. SUELOS COLAPSABLES.....	48
8.8. EFECTOS DE LA VEGETACIÓN	50
8.9. VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE.....	51
8.10. CAPACIDAD DE SOPORTE ADMISIBLE DEL SUELO PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES	53
8.11. CAPACIDAD DE SOPORTE ADMISIBLE DEL SUELO PARA CIMENTACIONES PROFUNDAS.....	54
8.12. CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES 56	
8.13. CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS PARA CIMENTACIONES PROFUNDAS	57
9. EVALUACIÓN DE RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	59
9.1. RECOMENDACIONES DE CIMENTACIÓN.....	59
9.1.1. CARGAS	59
9.1.2. TIPO DE CIMENTACIÓN	59
9.1.2.1. OPCIÓN 1. ZAPATAS AISLADAS.....	59
9.1.2.2. OPCIÓN 2. PILOTES PRE EXCAVADOS A MÁQUINA	60
9.1.3. CUIDADOS Y PROCEDIMIENTOS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN EN PILOTES PRE EXCAVADOS A MÁQUINA.....	62
9.1.4. PISO DE LA VIVIENDA	65
9.2. DRENAJES.....	66
9.2.1. Nivel Freático	66
9.2.2. Condiciones de drenaje.....	66
9.2.3. Humedades en la base de los muros bajos	66



9.2.4. Aguas de escorrentía superficial.....	67
9.2.5. Pendientado de lotes para control de aguas.....	67
9.2.6. Manejo de aguas en taludes posteriores	68
9.3. SISTEMAS DE CONTENCIÓN	68
9.3.1. MUROS DE CONTENCIÓN	69
9.4. INVENTARIO DE GRIETAS.....	71
9.5. EXCAVACIONES.....	72
9.6. BOMBEO DE AGUAS	73
9.7. LLENOS ESTRUCTURALES.....	73
9.8. CONTROL DE ASENTAMIENTOS.....	73
9.8.1. LÍMITES DE ASENTAMIENTOS TOTALES	74
9.8.2. LIMITE DE ASENTAMIENTOS TOTALES Y DIFERENCIALES	74
9.9. RETIRO DE MATERIALES INADECUADOS.....	76
9.10. CORTES Y TERRAPLENES.....	76
9.10.1. Taludes de corte.....	76
9.10.2. Taludes de Terraplenes.....	77
9.11. TALUDES DE CORTE PARA RECINTES Y MUROS DE CONTENCIÓN	77
9.12. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS, DE PROTECCIÓN Y VERIFICACIÓN.....	78
9.12.1. DE LAS RECOMENDACIONES PARA CONSTRUCCIÓN. SISTEMA CONSTRUCTIVO SEGÚN NSR-10.....	78
9.12.2. RECOMENDACIONES	79
10. LIMITACIONES DEL ESTUDIO.....	81



LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación de la edificación en el Lote.	10
Figura 2. Planteamiento arquitectónico, distribución Centro de Innovación.....	10
Figura 2. Vista Isométrica.	11
Figura 4. Localización local del lote en donde se desarrollará el proyecto. (Fotos tomadas de Google Earth).	14
Figura 5. Localización regional del lote en donde se desarrollará el proyecto. (Fotos tomadas de Google Earth).	15
Figura 6. Distribución de la Precipitación Promedia Multianual.	16
Figura 7. Localización de los sondeos realizados en el lote.	24
Figura 8. Mapa geológico de la Región. (Fuente INGEOMINAS 2015).	25
Figura 9. Columna estratigráfica generalizada para la zona de estudio.	31
Figura 10. Perfil estratigráfico de los suelos encontrados en el lote.	33
Figura 11. Modelo tectónico de la zona de estudio. (Fuente INGEOMINAS).	35
Figura 12. Procedimiento constructivo para el PILOTE PRE EXCAVADO A MÁQUINA con taladro helicoidal Auger. (Excavación con taladro Auger, colocación del refuerzo de acero, vaciado de concreto). La manguera para transporte del concreto, deberá bajar hasta el fondo de la perforación por el interior de la canasta de acero.	63
Figura 13. Esquema de protección en la base de muros.	67
Figura 14. Filtros para muros de contención.	71
Figura 15. Sistema de cuñas y recintes para protección de los predios y edificaciones vecinas. Es necesario implementarlos para conformar y construir las obras de contención en forma adecuada.	78



LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Datos climatológicos para el Municipio de El Carmen de Viboral.	18
Tabla 2. Ecuaciones de velocidad de onda V_s , mediante correlación con N de S.P.T.	52
Tabla 3. Valores de velocidad de onda de corte V_s , mediante correlación con N de S.P.T. hasta 8,0 m.	52
Tabla 4. Módulos de reacción del suelo de fundación.	60
Tabla 5. Asentamientos diferenciales máximos permitidos según el tipo de construcción. (NSR – 10).	74
Tabla 6. Asentamientos totales calculados para la Edificación apoyado en Zapatas Aisladas.	75
Tabla 7. Asentamientos totales calculados para la Edificación apoyado en Pilotes Pre Excavados a Máquina.	75

LISTA DE FOTOS

Fotos 1. Diferentes sectores del lote en donde se desarrollará el proyecto. (Fotos tomadas del archivo de CIA DE SUELOS S.A.S).	11
Fotos 2. Trabajos de exploración realizados para el lote en estudio. (Fotos tomadas del archivo de CIA DE SUELOS S.A.S).	21
Fotos 3. Muestras representativas de suelo extraídas durante los trabajos de perforación. (Fotos tomadas del archivo de CIA DE SUELOS S.A.S).	23



INTRODUCCIÓN

Por solicitud de la Interventoría de Obras de la División de Infraestructura de la UDEA, se elaboró el Estudio de Suelos para un lote al interior del CEDAIT, Centro de Desarrollo Agro-Biotecnológico de la UDEA ubicado en el Municipio de Carmen de Viboral (Ant), en donde se proyecta la construcción de una edificación de un (1) nivel máximo. Allí se ejecutaron cuatro (4) sondeos con equipo para S.P.T (Ensayo de Penetración Estándar), alcanzando profundidades de 8,20 m. las cuales permitieron definir el perfil estratigráfico y las características fisicomecánicas de los suelos presentes en el lote.

El informe del Estudio de Suelos permitió definir las recomendaciones y los procesos constructivos para la cimentación de la edificación, además de todos los aspectos que deberán tenerse en cuenta para desarrollar las mismas.

Seguidamente se hace un resumen de los apartes más importantes que se incluyen en el Estudio:

- En el estudio se hace descripción general del proyecto, de acuerdo con la información entregada por los propietarios de este: Se enuncian los aspectos más importantes sobre las condiciones Geológico - Geotécnicas del sitio de obras, el tipo de construcción que se proyecta adelantar y las obras complementarias, la topografía general observada en el sitio y los demás rasgos particulares del lote.
- Se presenta una reseña del relieve y los procesos geomorfológicos, geológicos y geotécnicos del entorno.
- Se presenta la localización general del lote y los sondeos.



- El registro de sondeos, la descripción de los equipos y los métodos de exploración.
- La capacidad de soporte del estrato de apoyo (Admisible o de trabajo), para la edificación.
- Se presentan las recomendaciones para el diseño de la cimentación, considerando la alternativa más adecuada tanto técnica como económica.
- Las recomendaciones para el diseño y construcción de las obras complementarias; los rellenos, muros de contención, filtros, etc.
- La influencia del tipo de suelo en la respuesta sísmica de las estructuras involucradas.
- El potencial de licuación del suelo, expansividad, dispersión, colapsabilidad, y los efectos de la presencia de vegetación y de cuerpos de agua cercanos.
- Se presentan los parámetros geotécnicos para el diseño de los muros de contención, tratamiento de taludes, recintes, manejo de aguas.
- Para el sistema constructivo se presentan las alternativas técnicamente factibles para solucionar los problemas geotécnicos de excavación y construcción, donde se recalca en la implementación de medidas preventivas.
- Disposición de volúmenes de tierra, control de asentamientos y las limitaciones del Estudio de Suelos.

1. CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO Y EL ENTORNO

Como se indicó, en un lote al interior del CEDAIT, Centro de Desarrollo Agro-Biotecnológico de la UDEA ubicado en el Municipio de Carmen de Viboral, se proyecta la construcción de una edificación de un (1) nivel máximo, con área a construir de 738,97 m², sistema estructural tipo aporticado y contara con el siguiente planteamiento arquitectónico:



Figura 1. Ubicación de la edificación en el lote

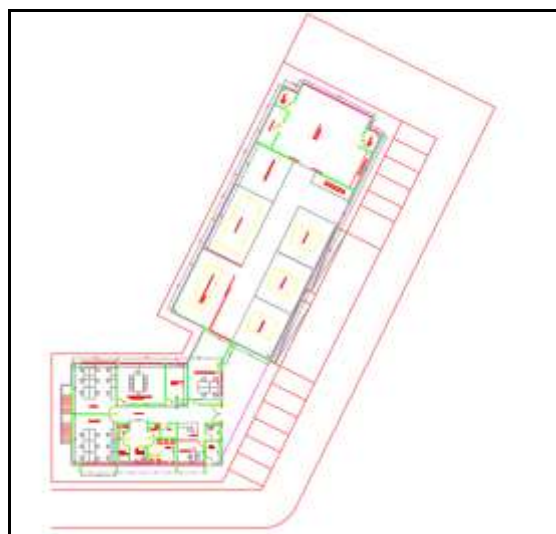


Figura 2. Planteamiento arquitectónico, distribución Centro de Innovación.



Figura 3. Vista Isométrica.

Se realizó un examen visual de los terrenos interiores y aledaños al lote y no se observaron desplazamientos ni hundimientos de importancia en las capas de suelo.

En los alrededores se encontraron edificaciones entre uno y dos niveles las cuales se observan en buen estado, dado que algunas fueron construidas con supervisión profesional. La vía y demás estructuras presentes en el sector, no poseen características de inestabilidades, lo que da una idea del buen comportamiento de los suelos sobre los cuales se apoyan estas.



Fotos 1. Diferentes sectores del lote en donde se desarrollará el proyecto. (Fotos tomadas del archivo de CIA DE SUELOS S.A.S).



2. METODOLOGÍA

En este estudio geotécnico se siguió un esquema metodológico que parte del reconocimiento y evaluación del terreno, mediante el levantamiento de información in situ, donde se examinan las formaciones geológicas y el relieve. Las diferentes etapas del estudio se resumen de la siguiente manera:

Etapas 1. Recolección de información básica: Consiste en recopilar la información disponible concerniente con topografía, geología y clima. Posteriormente, se analiza el material recolectado y se procede a la interpretación de ellos, con la finalidad de conocer los patrones de relieve y los procesos erosivos y de movimientos en masa del área de interés y la definición de los sitios para realizar las exploraciones.

Durante esta actividad se realizan visitas y recorridos de campo en el sector de interés, para verificación de la información geológica, geomorfológica y morfodinámica disponible, en nuestra base de datos y de consulta externa, relacionada con el estudio para la edificación del asunto.

Durante estos recorridos se hacen observaciones sobre los factores relacionados con la estabilidad natural, los materiales constituyentes y su grado de meteorización; además, condiciones y desarrollo de la actividad constructiva que se observa en la zona de estudio, orientada a verificar el comportamiento estructural y estabilidad de las edificaciones vecinas.

Etapas 2. Estudio de Campo: Tiene como objetivo la observación de los tipos de suelos, acción de las corrientes de agua y formas del terreno. Además, se determinan los perfiles estratigráficos de los depósitos y se registra la posición del nivel freático.



Etapas 3. Estudio de oficina y laboratorio: Esta etapa contempla la realización de los ensayos de laboratorio a las muestras obtenidas en campo, para determinarles sus propiedades e índices, que definan el modelo y los parámetros resistentes para el análisis geotécnico.

Etapas 4. Elaboración del Informe Final: En esta etapa se recopila toda la información, se presentan los resultados de los estudios y se dan las recomendaciones para los diseños, teniendo presente tanto las condiciones de sismicidad del área de proyecto y la definición de las aceleraciones máximas para el sismo de diseño según el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR – 10.



3. CONDICIONES GENERALES

En este capítulo se expone el marco físico-biótico general donde se localiza la zona de estudio. Esto es de suma importancia para cualquier consultor y/o constructor, debido a que lo ubica en el entorno ambiental en el cual se debe diseñar y/o construir el proyecto. En general, se presenta la localización del predio, se exponen los aspectos climáticos e hídricos de área de estudio y finalmente se señalan las características del suelo y usos del suelo en la zona de interés.

3.1. LOCALIZACIÓN

El lote está localizado al interior del CEDAIT, Centro de Desarrollo Agro-Biotecnológico de la UDEA ubicado en el Municipio de Carmen de Viboral (Ant). Las coordenadas aproximadas a centro del proyecto corresponden a: $6^{\circ} 07'02.73''$ N y $75^{\circ}22'39.49''$ O



Figura 4. Localización local del lote en donde se desarrollará el proyecto. (Fotos tomadas de Google Earth).

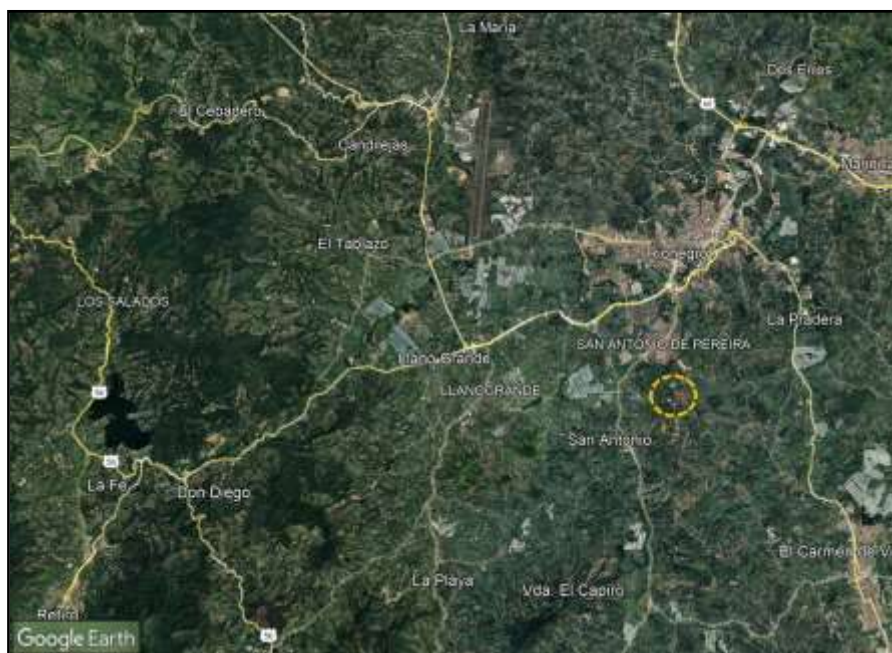


Figura 5. Localización regional del lote en donde se desarrollará el proyecto. (Fotos tomadas de Google Earth).

3.2. CLIMATOLOGIA

El lote se ubica aproximadamente a 2.110 m.s.n.m, hacia el Altiplano del Oriente Antioqueño, donde la pluviosidad varía entre los 1.900 y 2.250 mm de promedio multianual. Específicamente una variación mensual de la precipitación se observa en la figura 6, donde se toma como referencia los registros de las estaciones que pertenecen a la red hidrometeorológica de Empresas Públicas de Medellín (EPM).

Dichas estaciones son de tipo pluviográfico (PG) y cubren la información de las lluvias que caen no solo en la zona de interés, sino también en las partes altas de las cuencas. Las estaciones están referenciadas por las Empresas Públicas de Medellín (EPM) con los BP-10 Acueducto La Ceja, BP-9 Bombeo Piedras y Playa Pantanillo, las cuales se encuentra a una altura sobre el nivel del mar de 2.430 m., 2.430 m. y 2.320 m respectivamente.

En la figura 6 se presentan los promedios mensuales multianuales de precipitación, cuyo comportamiento en un histograma registra la presencia de dos modas que corresponden con dos picos de alta pluviosidad en el año, separado por una época de descenso en las lluvias, así:

- Dos períodos muy lluviosos que se extienden desde abril hasta principios de junio y desde septiembre hasta finales de noviembre. Con mayo y octubre cercanas los 250 mm mensuales.
- Un período de transición con lluvias menores, que va de junio a agosto y precipitaciones que superan a los 175 mm mensuales.

Un período de disminución de la precipitación que se extiende entre diciembre y marzo, con enero como el mes más seco y precipitaciones por debajo de los 150 mm mensuales.

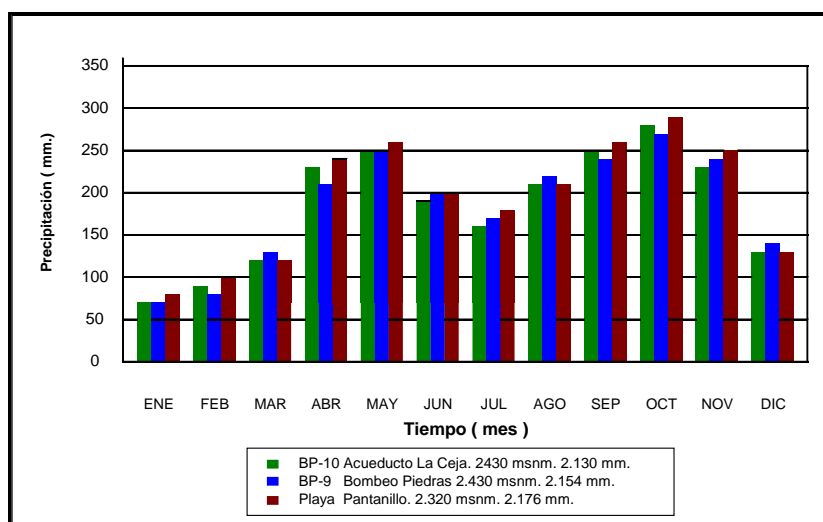


Figura 6. Distribución de la Precipitación Promedia Multianual.

En general, la cantidad de lluvias en el año hacia las cuencas superiores es de unos 2.150 mm. aproximadamente, valor que se considera alto. Para tener un parámetro de comparación en Medellín las precipitaciones anuales son del orden



de los 1.500 mm y en Santa Fe de Antioquia de 1.100 mm., como promedio multianual. Se debe tener presente que 1 mm de caída de agua equivale a una precipitación de 1.0 litro de agua en un área de 1 m².

Vale la pena anotar que se pueden llegar a promedios máximos mensuales de unos 180 mm. en la zona, donde las condiciones de temperatura son bajas y por tanto se puede estar presentando un exceso de agua en el suelo que va a hacer parte de la infiltración o el escurrimiento y de esta manera los suelos si son de textura fina, se deben presentar con una alta humedad. En cuanto a la hidrografía, el área de estudio presenta un sistema de drenaje principal que va hacia la Cimarrona.

3.2.1. PRESIÓN BAROMÉTRICA

En este lote ubicado en el Municipio de El Carmen de Viboral, la presión barométrica se considera uniforme, lo cual es una característica meteorológica que contribuye en forma marcada para la regularidad y suavidad del clima. En este sector, ubicado entre 2.110 m.s.n.m. la presión barométrica promedio aproximada es de 590 de mercurio.

3.2.2. HUMEDAD RELATIVA

Como es característico de un clima tropical sin estaciones, los cambios de humedad relativa durante el día son regulares. La humedad es muy baja durante el día, ya que la atmósfera contiene más calor y energía, incrementando la capacidad del aire para almacenar vapor de agua.



3.2.3. TEMPERATURA

Varía muy poco en esta región durante el transcurso del año, por encontrarse tan cerca del Ecuador, no viéndose afectada nunca por cambios bruscos como heladas o estaciones.

En la zona se observa que las temperaturas mínimas nocturnas y las temperaturas máximas se asocian al área más densamente poblada cerca al centro del municipio; el grado de calentamiento disminuye lentamente hacia la periferia.

Las variaciones de temperatura en este sector del Municipio de El Carmen de Viboral, están dentro de los siguientes rangos:

	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
Temperatura media (°C)	15.6	15.8	16	16.1	16.2	16.3	16.5	16.8	16.3	15.7	15.6	15.6
Temperatura mín. (°C)	12.4	12.4	12.6	12.9	13.1	12.5	12.3	12.5	12.6	12.8	12.9	12.6
Temperatura máx. (°C)	20.4	20.7	21.1	21	21.1	21.5	22.1	22.8	21.9	20.6	20.1	20.2
Precipitación (mm)	173	203	315	368	318	136	88	112	222	385	404	256
Humedad(%)	84%	85%	86%	88%	87%	81%	74%	72%	80%	88%	90%	87%
Días lluviosos (días)	17	17	20	19	18	12	9	10	16	20	20	18
Horas de sol (horas)	5.9	5.8	5.9	6.1	6.6	8.2	9.0	8.7	7.2	5.5	4.9	5.5

Tabla 1. Datos climatológicos para el Municipio de El Carmen de Viboral.

3.3. SUELOS Y USOS DEL SUELO

Los suelos del área de estudio corresponden la zona rural del Municipio, que se encuentran en su mayoría utilizados para uso agrícola, institucional y vivienda.



4. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

4.1. EXPLORACIÓN DE CAMPO

Se realizó visita inicial al lote durante la cual se recogió información general, la cual sirvió de base para establecer el programa de trabajo durante las etapas de campo y laboratorio, que a su vez fue fundamental para adelantar el procesamiento de la información y la definición de las recomendaciones. A continuación, se presentan un listado de los aspectos que surgen del trabajo indicado y que fueron incluidos en el informe, así:

- Se describe el área total aproximada del lote y la distribución geométrica.
- Se presenta un esquema general con la localización del lote y las perforaciones.
- Se hace descripción de la tipología y estado de las estructuras y edificaciones presentes en la zona.
- De cada sondeo se levantó una columna estratigráfica con la descripción de los materiales encontrados, durante los trabajos de perforación en el campo.
- Se hace descripción general sobre la topografía general del lote y la zona aledaña.
- Se entrega información geológica geotécnica sobre el tipo y características de los suelos superficiales y subsuperficiales.

Para el presente estudio se ejecutaron cuatro (4) sondeos con equipo para S.P.T (Ensayo de Penetración Estándar), alcanzando profundidades de 8,20 m., los cuales cumplen con las exigencias del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR – 10.

En cada uno de los sondeos, se tomaron muestras remoldeadas e inalteradas con tubo shelby, estándar y bolsa plástica, garantizando por tanto la representatividad total de los estratos detectados.

Con el fin de determinar las condiciones geotécnicas del sitio del proyecto, se llevaron a cabo los trabajos de exploración, muestreo y ensayos in situ del subsuelo, de acuerdo con las normas ASTM vigentes.





Fotos 2. Trabajos de exploración realizados para el lote en estudio. (Fotos tomadas del archivo de CIA DE SUELOS S.A.S).

4.2. TRABAJO DE LABORATORIO

Con las muestras de suelo obtenidas en el trabajo de campo y laboratorio, remoldeadas e inalteradas, se realizaron los siguientes ensayos:

- Humedad natural.
- Clasificación de suelos (Límites de Atterberg y Tamiz No 200).
- Densidad natural de los suelos.
- Granulometría por mallas.
- Ensayos para definir la capacidad de soporte del suelo. (S.P.T. y/o Compresión simple).
- Ensayos de consolidación para determinar y controlar los asentamientos admisibles que tendrán las edificaciones.
- Ensayos de Gravedad Específica.
- Expansión libre.

Adicionalmente se realizó una inspección en los alrededores de la zona exploradas para verificar la presencia de áreas inestables. Las perforaciones se ejecutaron mediante el sistema de percusión, en las cuales, además de la



caracterización estratigráfica levantada, se tomaron muestras para ensayos de laboratorio.

Las muestras se describieron visualmente, donde se anotó la clasificación de campo, el color, la plasticidad, la consistencia, el cambio de estrato y demás observaciones complementarias. Las muestras de las cucharas se empacaron en bolsas plásticas y fueron enviadas al laboratorio inmediatamente para el análisis de laboratorio.

Todos los Registros de Perforaciones se muestran en los Anexos que se presentan al final del informe, en los cuales se indican la descripción de las muestras recuperadas, el número de golpes del martillo para penetrar la cuchara muestreadora en intervalos de 150 mm (SPT), la posición del nivel freático al perforar y los demás detalles pertinentes.





Fotos 3. Muestras representativas de suelo extraídas durante los trabajos de perforación.
(Fotos tomadas del archivo de CIA DE SUELOS S.A.S.).

LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS



Figura 7. Localización de los sondeos realizados en el lote.

5. EVALUACIÓN GEOLÓGICA

En el ámbito de la geología regional el proyecto se enmarca en la Cuenca de La Quebrada La Cimarrona, bordeado por rocas metamórficas pertenecientes a lo que INGEOMINAS (2015) denomina Complejo El Retiro, que en conjunto conforman espesos perfiles de meteorización, y dentro de la zona de interés se encuentran cubiertos por una serie de depósitos de tipo aluvial.

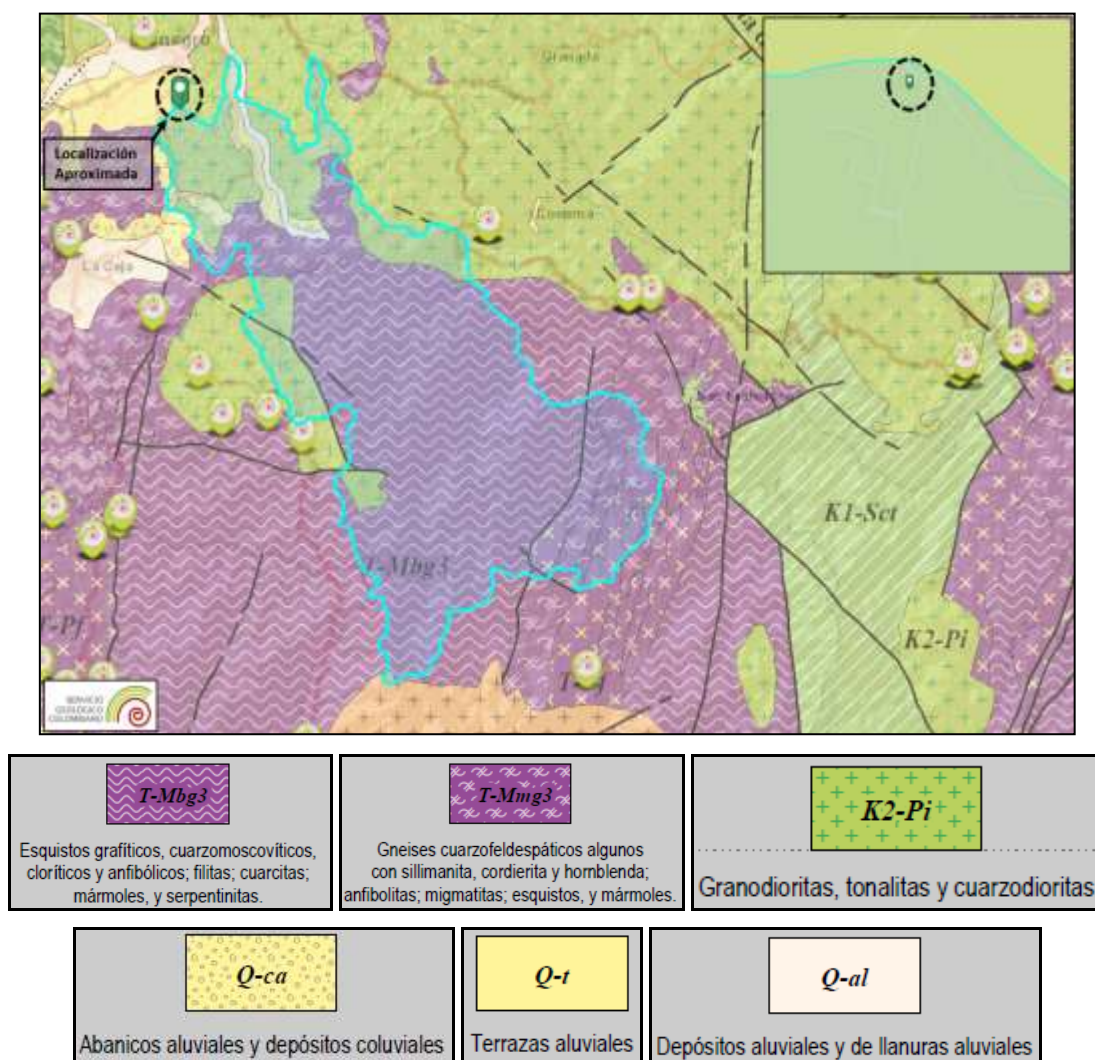


Figura 8. Mapa geológico de la Región. (Fuente INGEOMINAS 2015).



Las primeras referencias sobre las rocas metamórficas que conforman el núcleo cristalino de la Cordillera Central, se deben a Ospina (1911), Scheibe (1919), Grosse (1926) y Posada (1936). Estos autores describen dentro de las rocas metamórficas neises anfibólicos y micáceos, esquistos anfibólicos, cloríticos y micáceos, cuarcitas y serpentinitas, todas ellas con edades que variaban entre el Arcaico, Paleozoico y el Mesozoico. Hubach (1957) utiliza el término Grupo La Ceja para agrupar una serie de rocas metasedimentarias descritas por Scheibe (1934), principalmente neises micáceos, micaesquistos, filitas, cuarcitas y mármoles que conforman el núcleo de la Cordillera Central en Antioquia. Hubach (en Julivert, 1968) denomina Complejo Sonsón a la formación llamada Arcaica por Ospina (1911) y comentada por Scheibe (1934, escrito en 1919). En su descripción dice lo siguiente: *la roca predominante... es un esquisto hornbléndico verde oscuro, muy finamente estratificado, con pocos feldespatos y granos, lentos y gabarros de cuarzo. Se presentan también cuarcitas en bancos anchos, foliados en zonas neísicas constituídas de cuarzo, feldespatos y mica oscura. Además, hay esquistos filíticos, micáceos y graníticos al NW de Sonsón.* El Complejo de Sonsón corresponde en gran parte a la formación de anfibolitas de la parte central de Antioquia que la generalidad de los autores consideraba como Arcaica.

En general, se debe tener presente que el conjunto de rocas forma perfiles de meteorización espesos, que pueden alcanzar los 30 m a 50 m, donde los minerales primarios se han transformado en minerales secundarios de aluminosilicatos hidratados y en sesquióxidos de hierro y manganeso. El cuarzo es el mineral que más se preserva. Es de anotar que en el área de interés este perfil de alteración de la roca se encuentra cubierto por sedimentos de tipo aluvial.

En el sector los procesos de meteorización y erosión que sobre ellas han actuado generan geoformas de colinas redondeadas de poca altura, donde los agentes de transporte del material, modelan el paisaje y contribuyen a formar vertientes cortas



en valles estrechos, con drenaje dendrítico como respuesta a los procesos de escorrentía. Esto permite encontrar el material saprolítico profundo expuesto en superficie que luego es fácilmente removilizado por procesos erosivos.

Se clasifican como terrazas algunos depósitos aluviales que se encuentran relativamente elevados con respecto al cauce actual de la quebrada y están constituidos por depósitos discontinuos parcialmente consolidados de origen aluvial, que forman un relieve de colinas suaves poco disectadas. Son acumulaciones de gravas, arenas y limos a lo largo la quebrada La Cimarrona y son evidencia de erosión por los drenajes en las etapas finales del levantamiento de la Cordillera Central.

Los depósitos están conformados por arcillas abigarradas con intercalaciones de cantos mal seleccionados de cuarzo, de rocas intrusivas granitoides y metamórficas meteorizadas en una matriz areno arcillosa color blanco amarillento a amarillo o pardo por acumulación de óxidos de hierro, se observa estratificación cruzada, laminación fina lenticular y la presencia de niveles lenticulares elongados en el sentido de la corriente actual de la quebrada La Cimarrona, de arenas finas o limos indicativos de inundaciones ocasionales, posiblemente corresponden a represamientos, que cubrieron los depósitos durante su formación, en algunos casos, presentan disección por las corrientes actuales. Estas terrazas tienen importancia económica y han sido explotadas para la producción de arcillas y la extracción de oro.

Anfibolitas de El Carmen de Viboral. Afloran hacia el límite con la plancha 167 Sonsón, y se prolongan hacia ésta (González et al., 1980) constituyendo un cuerpo con forma de paralelogramo con su base mayor hacia el Sur de 5,8 km de longitud y la menor al Norte con 3,8 km y una longitud Norte-Sur de 4,5 km, para una extensión, en la plancha 147, de 40 km². Tanto hacia el Este como al Norte y



Sur, aparece cubierto por los depósitos cuaternarios de los ríos Pereira y Piedras (H-4) mientras que al Occidente aparece en contacto con neises con los cuales se intercala en capas de poco espesor, especialmente cerca al contacto entre ambas unidades.

Las anfibolitas aparecen profundamente meteorizadas y los afloramientos son ocasionales en la zona del cerro Capiro (H-4) y en las vías de La Ceja hacia Rionegro (F-5) y La Unión - Sonsón.

Las cenizas volcánicas tienen una amplia distribución, pero no se separaron como una unidad cartográfica independiente, se localizan en gran parte del altiplano del Oriente Antioqueño en los Municipios de Guarne, El Retiro, El Carmen de Viboral, Rionegro, Marinilla, Santuario, San Vicente y La Ceja, y están cubriendo inclusive depósitos aluviales y coluviales o intercalada con ellos.

Las cenizas se conservan principalmente en las superficies planas y levemente onduladas, siguiendo la paleotopografía, los mayores espesores se encuentran en las depresiones topográficas. El espesor en el lote es en promedio de 0,65 m, está representado por suelos de color pardo grisáceo a negro rico en materia orgánica, que en su mayoría se han perdido por la dinámica de la Quebrada La Cimarrona. En general, los horizontes B y C del suelo derivados de la ceniza volcánica son de texturas areno-limosos, de color pardo amarillento a pardo claro y amarillo ocre con presencia de hornblenda, cuarzo bipiramidal y magnetita.

Las capas de cenizas volcánicas son un factor importante en el medio físico, por el papel que juega en la formación de suelos y por la acción que ejerce en el ciclo hidrológico contribuyendo a disminuir la escorrentía, permitiendo la infiltración en el subsuelo en largos periodos de tiempo, debido a la alta capacidad de retención de agua.



La edad considerada para las cenizas es de 18.000 a 38.000 años según Hermelin (1982). Toro, 1999 (en Toro *et al.*, 2000) plantea que las cenizas volcánicas en el área representan el registro de la actividad explosiva de los últimos 350.000 años en el Macizo Volcánico Ruiz-Tolima.

5.1. GEOLOGÍA LOCAL

5.1.1. COLUMNA ESTRATIGRÁFICA TÍPICA EN EL SECTOR

La columna estratigráfica típica del sector, donde se han encontrado indicios de actividad en varios niveles de las terrazas aluviales, haciendo descripción de techo a base, así:

A1. Llenos antrópicos conformados con limos arenosos de color amarillo rojizo, que sirven para ganar altura frente a la elevación de las aguas durante las épocas de lluvia fuerte. Tienen consistencia blanda a media y espesores que varían entre 3,0 m. y 6,0 m. en el sector.

A2. Horizonte de color café oscuro a negro, con abundante presencia de materia orgánica. Tiene espesores entre 0,15 m. a 0,60 m. de espesor.

B. Capa de cenizas volcánicas, con estructura columnar, con espesores variables de hasta 1,20 m. Presentan coloraciones grisáceas, pardas, verdes y cafés. Se apoyan discordantemente sobre saprolito, terrazas, línea de piedras y roca fresca. Se han identificado al menos seis niveles de cenizas volcánicas (Toro *et al.*, 2000). Se originaron como producto de la depositación eólica de actividad volcánica del complejo Ruíz-Tolima de los últimos 330.000 años (Toro *et al.*, 2006). Toro y



Hermelín (1990) (en García, 2007) han reportado edades por ^{14}C entre 8.000 y 37.000 años.

C. Horizonte tipo gley, de coloraciones pardas a grises, predominando los colores grises, de 0,05 a 0,60 m de espesor; no siempre se encuentra presente. Material arcillo-arenoso, originado por alteración en condiciones reductoras de los suelos existentes.

D. Horizonte correspondiente a la denominada línea de piedra “Stone line”, compuesta por clastos sub redondeados a angulosos de composición variable, principalmente cuarzo y nódulos de hierro, con diámetros entre 0,002 y 0,10 m. Los espesores para este horizonte también son variables y se encuentran entre 0,05 y 0,20 m. La línea de piedra puede ser encontrada en la base del horizonte gley, cuando está presente en la secuencia; si este horizonte no está presente la línea de piedra puede ser encontrada embebida en una matriz de ceniza volcánica o en una matriz arenosa procedente de depósitos aluviales.

E. Depósitos aluviales y/o de vertiente; los aluviales están compuestos por bloques de cuarzo, ocasionalmente rocas metamórficas y micas, en secuencias grano decrecientes con tamaños de partícula de gravas a limo arenosas, con espesores de hasta 20,0 m; los depósitos de vertiente están compuestos generalmente de bloques subangulares de tamaño variable de rocas metamórficas embebidos en una matriz areno limosa.

F. Saprolito de rocas del Batolito Antioqueño y menos común de rocas metamórficas, que dependiendo del grado de meteorización pueden conservar texturas, estructuras de la roca parental; el contacto entre esta unidad y las superiores siempre es neto.

	Horizonte café oscuro a negro con abundante materia orgánica. Espesor 15-100 cm
V V V V V V V V V V V V V V	Capa de cenizas volcánicas de coloraciones grises, pardas, verdes y cafés, con estructura columnar. Espesor de hasta 150 cm
	Horizonte tipo gley, con predominio de coloraciones grises. Espesor de 5 a 60 cm
	Horizonte de línea de piedra. Espesor entre 5 y 20 cm
	Depósitos aluviales, compuestos por bloques de cuarzo ocasionalmente rocas metamórficas y micas, con tamaños de partícula de gravas a limo arenoso. Espesor de hasta 20 m
+ + + + + + + + + + + + + +	Saprolito de rocas del Batolito Antioqueño; dependiendo del grado de meteorización pueden conservar texturas, estructuras y coloraciones de la roca parental.

Figura 9. Columna estratigráfica generalizada para la zona de estudio.

5.2. FORMAS DE VIDA VEGETALES

Bosque Húmedo Montano Bajo (bh-MB). Conforman enclaves dentro de zonas de Bosque muy húmedo Montano Bajo en el sector, dentro de ella se ubican las poblaciones de Rionegro, El Carmen de Viboral, Marinilla y Guarne. Esta formación tiene como límites climáticos una biotemperatura media entre 12 y 18°C, un promedio anual de lluvias de 1.000 a 2.000 mm, pertenece a la Provincia



de Humedad Húmedo. Ocupa una faja altimétrica entre los 2.000 a 3.000 msnm con variaciones de acuerdo con las condiciones locales. El bosque original casi está ausente y hoy el paisaje lo dominan los potreros de kikuyo y gramas nativas, cultivos, pequeños rastrojos y algunos árboles y arbustos esparcidos en los pastizales.

5.3. PERFIL ESTRATIGRÁFICO

En la zona el perfil estratigráfico ha sido formado principalmente depósitos de coluviales los cuales a su vez se apoyan sobre suelo de origen residual.

Los trabajos de campo utilizando equipo de perforación S.P.T (Ensayo de Penetración Estándar), permitieron conocer los suelos en profundidad en cuatro (4) sondeos realizados, alcanzando profundidades máximas de 8,20 m., los cuales se describen seguidamente:

- **Capa superficial:** Esta encuentra con un recubrimiento en material vegetal (grama y/o maleza), para esta capa se estima un espesor de 0,0 a 2,0 m. de profundidad. En esta primera capa superficial se encontraron, cenizas volcánicas y arcillas inorgánicas de alta plasticidad, ambos denominadas como (CH), de color café y amarillo, alguno de estos estratos se encuentra con fragmentos de rocas y cuarzo. Tienen consistencia media a firme con valores de N sin corregir de 5 a 13 golpes para los últimos 30 cm. de las pruebas S.P.T.
- **Capa Intermedia:** Seguidamente de la capa superficial entre 2,0 m. a 5,0 m. Se encontraron, arcillas inorgánicas de alta plasticidad y limos arenosos de baja compresibilidad denominadas como (CH & ML), de color amarillo con franjas rojas y blancas, algunos estos estratos se encuentran con fragmentos



de rocas y cuarzo. Tienen consistencia firme a dura con valores de N sin corregir de 13 a 36 golpes para los últimos 30 cm. de las pruebas S.P.T

- **Capa profunda:** Seguidamente de la capa intermedia y hasta 8,20 m. Se encontraron, limos arenosos de baja compresibilidad denominadas como (ML), de color amarillo con franjas rojas y blancas, estos estratos se encuentran con fragmentos de rocas y cuarzo. Tienen consistencia muy firme a dura con valores de N sin corregir de 22 a 37 golpes para los últimos 30 cm. de las pruebas S.P.T

En las exploraciones realizadas no se encontró nivel freático, sin embargo, podrían aparecer flujos de agua viajando en el sentido de la pendiente a partir de 3,50 m., los cuales, corresponden a líneas estacionarias que viajan sobre estratos de baja permeabilidad.

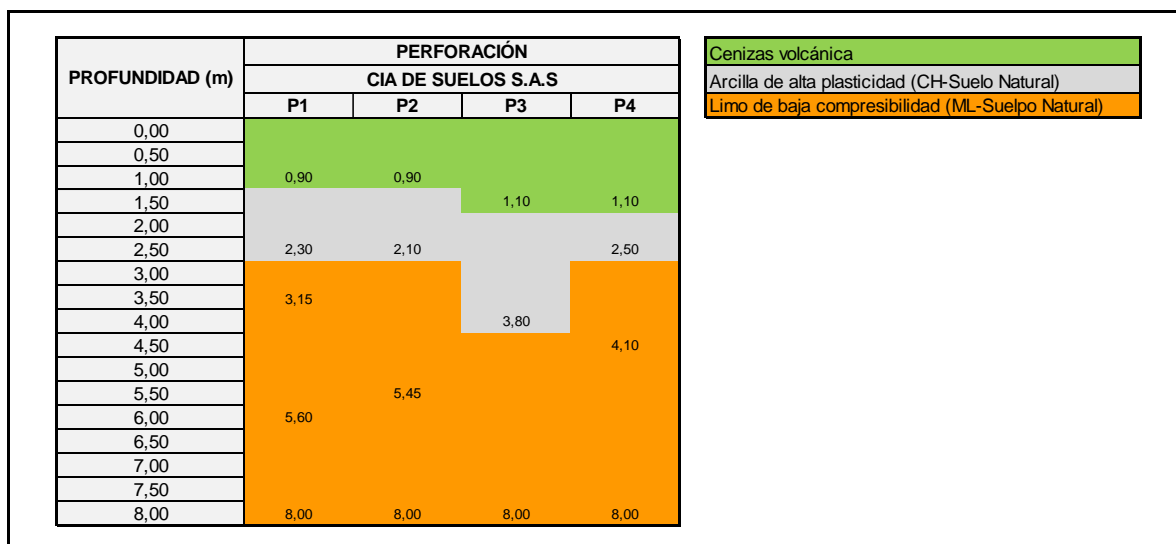


Figura 10. Perfil estratigráfico de los suelos encontrados en el lote.



6. TECTÓNICA Y VIENTOS

6.1. TECTONISMO Y SISMICIDAD

La zona de estudio se encuentra en una zona de fuerte actividad tectónica limitada por los sistemas de fallas que controlan la cordillera central y que son el Sistema del Borde Occidental y el Sistema del Borde Oriental.

Dominados por este control tectónico se encuentra el Batolito Antioqueño que sufre la acción de ambos sistemas, uno al oriente y otro al occidente, dando una estructura similar a un porfiroclasto. Todas las estructuras tienen una dirección N-S.

En el interior del Batolito Antioqueño se desarrollan sistemas de fallas con dirección general N45-60W, sobre los que se instalan los principales ríos de la región.

En la figura 11 se muestra el modelo tectónico de la zona de estudio.

Tres juegos de fallas se presentan en la zona de estudio:

- Fallas N-S a N-NW, principalmente asociadas al Sistema del Borde Occidental, controlan el emplazamiento y foliación de las rocas metamórficas que rodean el Batolito Antioqueño en su margen occidental, siendo la más importante la Falla de la Acuarela, así como las de La Honda y Rodas. La de la Honda la más próxima a la zona de estudio. La Falla La Honda orienta fajas de anfíbolitas y neises a lo largo de la zona de influencia. El contacto del Batolito Antioqueño con las rocas metamórficas del Complejo El Retiro está alineado en dirección N-S pudiendo ser controlado por alguna de las trazas de la Falla La Honda, aunque el contacto está al Oriente de la traza principal.

- Fallas de dirección N-E: Las componen las Fallas de Don Diego, Normandía y Cuenca y no tiene continuidad en el interior del Batolito. Afectan a los materiales gnéisicos y miloníticos.
- Fallas N-W: Se trata de un juego de fallas que afectan al Batolito Antioqueño, correspondiendo a fallas lineamientos, generadas por el movimiento dextral alrededor del batolito. Tienen implicaciones en la instalación de la red hidrográfica.

Tanto las Fallas NE como las NS parecen haber sufrido reactivaciones en épocas recientes entre el mioceno y el Plioceno.

Las rocas presentan abundante foliación, diaclasado y esquistosidad.

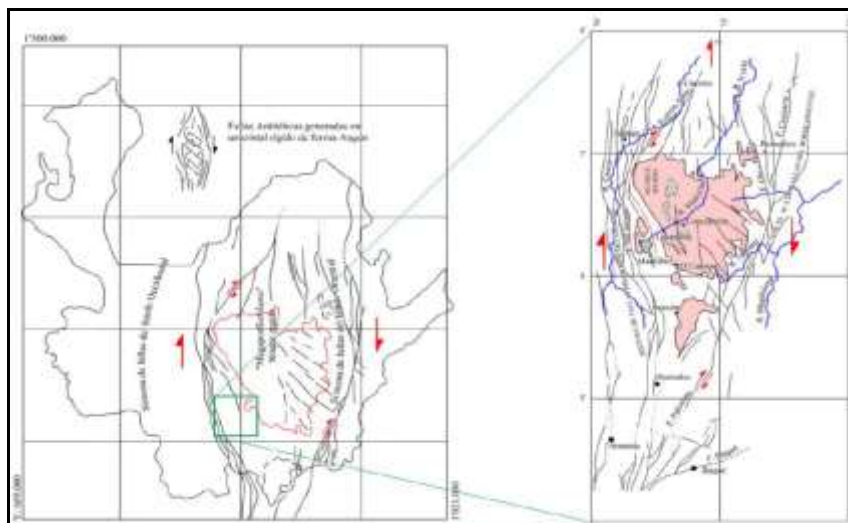


Figura 11. Modelo tectónico de la zona de estudio. (Fuente INGEOMINAS).

Para efecto del cálculo antisísmico, deben tenerse en cuenta las siguientes recomendaciones, consideradas por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR – 10.



Para efecto del cálculo antisísmico, deben tenerse en cuenta las siguientes recomendaciones, consideradas por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR – 10.

Zona de amenaza sísmica intermedia.

Para el Municipio de El Carmen de Viboral (Ant.) los coeficientes respectivos son:

Aa: 0.15 Av: 0.20 Ae: 0.11 Ad: 0.06

Aa: Coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño.

Av: Coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño.

Ae: Coeficiente que representa la aceleración pico efectiva reducida para diseño con seguridad limitada.

Ad: Coeficiente que representa la aceleración pico efectiva para el umbral de daño.

Se tiene un tipo de perfil de suelos **D**, que corresponde a perfiles de suelos rígidos que cumplen cualquiera de las dos condiciones indicadas según la Tabla A.2.4-1.



A.2.4.4 — DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO — El procedimiento que se emplea para definir el tipo de perfil de suelo se basa en los valores de los parámetros del suelo de los 30 metros superiores del perfil, medidos en el sitio que se describieron en A.2.4.3. La clasificación se da en la tabla A.2.4-1.

Tabla A.2.4-1
Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> \bar{V}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> \bar{V}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> \bar{V}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈ 1 kgf/cm ²) $> \bar{s}_u \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s $> \bar{V}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ 50 kPa (≈ 0.50 kgf/cm ²) $> \bar{s}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F_1 — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F_2 — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3$ m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F_3 — Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5$ m con Índice de Plasticidad $IP > 75$) F_4 — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 36$ m)	

- F_a = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio, adimensional. Para este caso $F_a = 1,5$ (Interpolando).

Tabla A.2.4-3
Valores del coeficiente F_a , para la zona de periodos cortos del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo F debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.



- **F_v** = Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional. Para este caso **F_v = 2,0**.

Tabla A.2.4-4
Valores del coeficiente F_v , para la zona de períodos intermedios del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

- Dado el uso que se dará a la edificación, estas se clasifican como "Edificaciones de atención a la comunidad " (Grupo III).

A.2.5 — COEFICIENTE DE IMPORTANCIA

En esta sección se definen los grupos de tipo de uso y los valores del coeficiente de importancia.

A.2.5.1 — GRUPOS DE USO — Todas las edificaciones deben clasificarse dentro de uno de los siguientes Grupos de Uso:

A.2.5.1.1 — Grupo IV — Edificaciones indispensables — Son aquellas edificaciones de atención a la comunidad que deben funcionar durante y después de un sismo, y cuya operación no puede ser trasladada rápidamente a un lugar alternativo. Este grupo debe incluir:

- Todas las edificaciones que componen hospitales clínicos y centros de salud que dispongan de servicios de cirugía, salas de cuidados intensivos, salas de neonatos y/o atención de urgencias,
- Todas las edificaciones que componen aeropuertos, estaciones ferroviarias y de sistemas masivos de transporte, centrales telefónicas, de telecomunicación y de radiodifusión,
- Edificaciones designadas como refugios para emergencias, centrales de aeronavegación, hangares de aeronaves de servicios de emergencia,
- Edificaciones de centrales de operación y control de líneas vitales de energía eléctrica, agua, combustibles, información y transporte de personas y productos,
- Edificaciones que contengan agentes explosivos, tóxicos y dañinos para el público, y
- En el grupo IV deben incluirse las estructuras que alberguen plantas de generación eléctrica de emergencia, los tanques y estructuras que formen parte de sus sistemas contra incendio, y los accesos, peatonales y vehiculares de las edificaciones tipificadas en los literales a, b, c, d y e del presente numeral.



A.2.5.1.2 — Grupo III — Edificaciones de atención a la comunidad — Este grupo comprende aquellas edificaciones, y sus accesos, que son indispensables después de un temblor para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas, exceptuando las incluidas en el grupo IV. Este grupo debe incluir:

- (a) Estaciones de bomberos, defensa civil, policía, cuarteles de las fuerzas armadas, y sedes de las oficinas de prevención y atención de desastres,
- (b) Garajes de vehículos de emergencia,
- (c) Estructuras y equipos de centros de atención de emergencias,
- (d) Guarderías, escuelas, colegios, universidades y otros centros de enseñanza,
- (e) Aquellas del grupo II para las que el propietario desee contar con seguridad adicional, y
- (f) Aquellas otras que la administración municipal, distrital, departamental o nacional designe como tales.

A.2.5.1.3 — Grupo II — Estructuras de ocupación especial — Cubre las siguientes estructuras:

- (a) Edificaciones en donde se puedan reunir más de 200 personas en un mismo salón,
- (b) Graderías al aire libre donde pueda haber más de 2000 personas a la vez,
- (c) Almacenes y centros comerciales con más de 500 m² por piso,
- (d) Edificaciones de hospitales, clínicas y centros de salud, no cubiertas en A.2.5.1.1.
- (e) Edificaciones donde trabajen o residan más de 3000 personas, y
- (f) Edificios gubernamentales.

A.2.5.1.4 — Grupo I — Estructuras de ocupación normal — Todas la edificaciones cubiertas por el alcance de este Reglamento, pero que no se han incluido en los Grupos II, III y IV.

El coeficiente de importancia es de 1,25 para edificaciones con grupo de uso III.

Tabla A.2.5-1
Valores del coeficiente de importancia, I

Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

6.2. VIENTOS

En el numeral B.6.4-1 del NSR – 10 se propone para la velocidad del viento básico en la región 100 Km. / hora. (28 m/seg).

6.3. “H.3.1 — UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN.

El proyecto en cuestión se clasifica como de categoría baja, dado que se construirá una edificación de un (1) nivele máximo, donde las cargas máximas de



servicio en columnas estarán por debajo de 800 kN.

Se define como unidad de construcción:

- (a) Una edificación en altura,
- (b) Grupo de construcciones adosadas, cuya longitud máxima en planta no exceda los 40 m,
- (c) Cada zona separada por juntas de construcción,
- (d) Construcciones adosadas de categoría baja, hasta una longitud máxima en planta de 80 m,
- (e) Cada fracción del proyecto con alturas, cargas o niveles de excavación diferentes.

Para los casos donde el proyecto exceda las longitudes anotadas, se deberá fragmentar en varias unidades de construcción, por longitudes o fracción de las longitudes.

H.3.1.1 — CLASIFICACIÓN DE LAS UNIDADES DE CONSTRUCCIÓN POR CATEGORÍAS

— Las unidades de construcción se clasifican en **Baja**, Media, Alta y Especial, según el número total de niveles y las cargas máximas de servicio. Para las cargas máximas se aplicará la combinación de carga muerta más carga viva debida al uso y ocupación de la edificación y para la definición del número de niveles se incluirán todos los pisos del proyecto, sótanos, terrazas y pisos técnicos. Para la clasificación de edificaciones se asignará la categoría más desfavorable que resulte en la tabla H.3.1-1"

Tabla H.3.1-1
Clasificación de las unidades de construcción por categorías

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



7. CARACTERÍSTICAS FISICOMECAICAS DE TERRENO.

7.1. GENERALES

Las muestras del subsuelo no poseen materia orgánica humificada, ni corresponden a llenos antrópicos. En general, el índice de liquidez muestra que el suelo se encuentra bajo una consistencia remoldeada natural semi-sólida a sólida.

Los materiales explorados corresponden con intercalaciones de suelos fino granulares y de tipo cohesivo. Los suelos no presentan dispersión considerable en las condiciones físico-mecánicas, se clasifican como CH y ML según los criterios de la Clasificación Unificada de los Suelos U.S.C.S, que los define como: ARCILLAS INORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD y LIMOS INORGÁNICOS DE BAJA COMPRESIBILIDAD, respectivamente.

Al final del informe se presenta en las tablas adjuntas, los resultados de los ensayos realizados a las muestras de suelo y tomadas a lo largo de los cuatro (4) sondeos, considerando profundidad de análisis cada 1,0 a 1.50 m.

Los cuadros contienen la información correspondiente a: Profundidad, número de muestra, número de golpes, localización del nivel freático, descripción del material, humedad, densidad húmeda, densidad seca, resistencia a la compresión simple, ángulo de fricción, cohesión, módulo de elasticidad, gravedad específica, colapsabilidad, límite líquido, límite plástico, índice plástico, clasificación U.S.C.S, granulometría pasa # 200.



8. ANÁLISIS DE RESULTADOS

A continuación, se presentan los análisis de los resultados recogidos con las distintas muestras de suelo probadas y analizadas en el laboratorio.

8.1. RESULTADOS DE N

Los resultados de N sin corregir y corregidos según metodología propuesta por Bowles (1988), que sintetiza información de los trabajos de Riggs (1986), Skempton (1986), Schertman (1978) y Seed (1985) y propone que el número de golpes del S.P.T. normalizados N_s , se puede calcular al corregir el valor medido del N ($N_s = N \cdot C_N \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4$).

Cuando los 45 cm. de penetración del instrumento no se consiguen con 50 golpes o menos, se adopta el concepto de resistencia a la penetración extrapolada, N_{ext} , definido por Decourt, Belincanta y Quaresma Filho (1989).

$$N_{ext} = 4,0 \cdot N_1$$

$$N_{ext} = 2,4 \cdot N_2$$

N_1 es el número de golpes necesarios para producir la penetración de los primeros 15 cm. y N_2 para la penetración del instrumento entre 15 cm. y 30 cm. En la práctica se utiliza el menor de ellos. Los resultados se evalúan comparativamente con los obtenidos de las pruebas de compresión de los diferentes materiales obtenidos en las perforaciones y se establece un valor para el cálculo de la cimentación.

8.2. ÁNGULO DE FRICCIÓN Y COHESIÓN



Para obtener los valores del Ángulo de fricción interna del suelo, se adoptaron los resultados de los ensayos de corte directo y las investigaciones de De Mello, Gibbs y Holz y Kishida establecieron correlaciones de N y ϕ y Γ_{vo} para suelos tropicales y de los ensayos de compresión simple.

$$\phi_{eq} (^\circ) = 15 + \sqrt{12,5 * N_{45}}$$

Las investigaciones de los investigadores relacionados, incluyen los siguientes aspectos y procedimiento:

Se debe normalizar la medida de la resistencia a la penetración que corresponde a E_i 60% y un esfuerzo corregido de 98,1 Kpa

Los valores de N deberán corregirse para una energía de 60%

Asumir el valor de ϕ' para un procedimiento reiterativo y calcular RSC y K_o .

Cambiar N_{60} a $(N_1)_{60}$

Luego se entra a la figura y se obtiene con $(N_1)_{60}$ el valor de ϕ' .

Comparar ϕ' asumido con valor calculado. Si la diferencia es grande, iniciar el cálculo nuevamente considerando nuevas determinaciones de RSC y K_o .

8.3. MÓDULO DE ELASTICIDAD

Para el Módulo de Elasticidad se emplearon los resultados de los ensayos de laboratorio y de N (S.P.T.), según el suelo encontrado en cada exploración.

$$E \text{ (Kpa)} = 300 * (N_{55} + 6) \quad \text{Limos arcillosos}$$



$E \text{ (Kpa)} = 320 \cdot (N_{55} + 15)$ Arenas limosas

8.4. LICUACIÓN

Se define como el aumento progresivo de la presión del agua intersticial, dentro de los suelos granulares, bajo la acción sísmica, de manera que el esfuerzo efectivo se reduce eventualmente a cero y el depósito se comporta como un líquido. Es un fenómeno que tiene relación directa con la movilidad cíclica y el corrimiento lateral; ocurre en suelos arenosos y en limos no plásticos, saturados y parcialmente saturados.

Como lo indica el NSR – 10, no todos los suelos son licuables, dado que es preciso confirmar una serie de características y de circunstancia, que conducen a que la licuación sea posible, así:

- (a) La edad geológica es determinante. Suelos del Holoceno son más susceptibles que los del Pleistoceno y la licuación de depósitos de edades anteriores es rara. **NO**
- (b) El depósito de suelo debe estar saturado o poco menos para que ocurra la licuación. **NO**
- (c) Depósitos fluviales, coluviales, **eólicos**, cuando saturados, son susceptibles de licuación. **SI**
- (d) Así mismo pueden clasificarse como licuables los depósitos de abanicos aluviales, planicies aluviales, playas, terrazas y estuarios. **NO**
- (e) Limos no plásticos también ofrecen cierta susceptibilidad a la licuación. **SI**



- (f) Son más susceptibles las arenas finas, relativamente uniformes. **NO**
- (g) Son menos susceptibles los depósitos bien gradados con tamaños hasta de gravas. **NO**
- (h) El contenido de finos y su plasticidad son considerados inhibidores de la licuación. **NO**
- (i) Suelos con partículas redondeadas son más susceptibles que suelos con partículas angulares. Suelos con partículas micáceas, propios de suelos volcánicos, son más susceptibles. **NO**
- (j) Ingrediente fundamental para que se produzca la licuación es que el depósito sea granular y que se encuentre en estado suelto. **NO**

Según Suárez Díaz. (Deslizamientos).

“Los suelos susceptibles a la licuación son las arenas sueltas, uniformes, finas y saturadas; los depósitos de limos no plásticos sueltos son particularmente peligrosos.” **NO**

“Los suelos granulares más susceptibles a la licuación son los finos, de estructura suelta, saturados. Estas características describen a las arenas finas y uniformes y a los suelos finos no plásticos o sus mezclas.” **NO**

“Las arenas sueltas con $D_{10} \approx 0,1$ mm. y coeficiente de uniformidad $C_u < 5$ ($C_u = D_{60} / D_{10}$) y los limos con índice de plasticidad menor que 6 son los materiales más peligrosos, tanto formando parte del cuerpo del terraplén, como en un terreno de cimentación o en un talud natural” **NO**



“En la práctica se pueden identificar los suelos licuables como los suelos granulares sueltos cuya resistencia a la penetración estándar es menor o igual a 5 golpes por pie.” **NO**

Según los resultados de campo y laboratorio y los criterios presentados, se puede concluir que la probabilidad de presentarse licuación es baja en los suelos explorados.

8.5. EXPANSIÓN

Se define expansión a la propiedad que tienen los materiales, en este caso los suelos, a expandirse o aumentar su volumen cuando se incrementa su contenido de humedad y se retraen cuando disminuye esta.

Debe distinguirse el término "potencial de expansión", de la "expansión" de acuerdo de donde proviene dicha pérdida de agua. Las arcillas expansivas producen empujes verticales y horizontales afectando las cimentaciones, empujando muros y destruyendo pisos y tuberías enterradas. En las vías se presentan ascensos y descensos que afectan su funcionamiento. También, estos suelos expansivos se retraen y pueden ocurrir que los taludes fallan.

Para el análisis de las arcillas del lote se obtuvieron resultados con base en la expansión libre, Límite líquido e Índice plástico.

El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR – 10, propone una serie de medidas para controlar los efectos de los suelos expansivos. Los resultados para elaborar dicho análisis pueden consultarse en el cuadro que se presenta a continuación:



Tabla H.9.1-1
Clasificación de suelos expansivos

Potencial de expansión	Expansión (%) medida en consolidómetro bajo presión vertical de 0.07 kgf/cm ²	Límite líquido I.L., en (%)	Límite de contracción en (%)	Índice de plasticidad, IP, en (%)	Porcentaje de partículas menores de una micra (μ)	Expansión libre E.L. en (%), medida en probeta
Muy alto	> 30	> 63	< 10	> 32	> 37	> 100
Alto	20 – 30	50 – 63	6 – 12	23 – 45	18 – 37	> 100
Medio	10 – 20	39 – 50	8 – 18	12 – 34	12 – 27	50 100
Bajo	< 10	< 39	> 13	< 20	< 17	< 50

Los resultados obtenidos indican que el potencial de expansión de los suelos hasta 8,20 m. de profundidad son bajos, donde consideramos que es poco probable que se presenten problemas para la edificación y las obras que se propone desarrollar en el lote.

8.6. SUELOS DISPERSIVOS O ERODABLES

Se identifican como suelos erodables, las arenas muy finas o los limos no cohesivos que exhiben una manifiesta vulnerabilidad ante la presencia de agua, los cuales corresponden a arcillas cuya concentración de sales de sodio (Na) en el agua intersticial pasa de 40% o 60% del total de sales disueltas (dispersivos) y arenas finas, polvo de roca, limos no cohesivos y depósitos eólicos, propios de ambientes aluviales tranquilos y constantes que resultan en una granulometría relativamente homogénea (erodables)

Los suelos dispersivos entran de manera espontánea en solución en presencia de agua, primero como una nube de materia en suspensión, y luego como una extensión generalizada del fenómeno. Los suelos erodables, en cambio, no se disuelven, pero sí son afectados por corrientes de agua de menor caudal, inclusive a bajos niveles del gradiente hidráulico, formando carcavamientos, tubificación y erosión retrogresiva o remontante.



Es importante tener mucha precaución, dado que no se permite utilizar por ningún motivo materiales identificados como dispersivos o erodables, como materia prima para rellenos o terraplenes. Tampoco se deben utilizar materiales sospechosos de serlo, hasta tanto no se compruebe su naturaleza por medio de ensayos apropiados.

Los suelos del sector y las condiciones a las que estarán sometidos durante su vida útil, indican que es baja la probabilidad que sean afectados por corrientes de agua de menor caudal y por bajos niveles del gradiente hidráulico, tampoco es probable que se formen cárcavamientos, tubificación o erosión retrogresiva o remontante.

8.7. SUELOS COLAPSABLES

Se identifican como suelos colapsables aquellos depósitos formados por arenas y limos, en algunos casos cementados por arcillas y sales (carbonato de calcio), que si bien, resisten cargas considerables en su estado seco, sufren pérdidas de su conformación estructural, acompañadas de severas reducciones en el volumen exterior cuando se aumenta su humedad o se saturan.

Se distinguen cuatro tipos principales de suelos colapsables, a saber:

Suelos aluviales y coluviales — Depositados en ambientes semi desérticos por flujos más o menos torrenciales, tienen con frecuencia una estructura inestable (suelos metastables). **NO se dará esta condición.**

Suelos eólicos — Depositados por el viento, son arenas y limos arenosos con escaso cemento arcilloso en una estructura suelta o inestable. Reciben el nombre



genérico de "loess" en las zonas templadas. **NO son suelos eólicos, por tanto, no se dará esta condición.**

Cenizas volcánicas — Provenientes de cenizas arrojadas al aire por eventos recientes de actividad volcánica explosiva, conforman planicies de suelos limosos y limo-arcillosos con manifiesto carácter metastable. **Hay presencia de cenizas volcánicas en los estratos superiores. Las cimentaciones de la edificación deberán traspasar estos estratos considerados por NSR-10 como colapsables.**

Suelos residuales — Derivados de la descomposición in-situ de minerales de ciertas rocas, son luego lixiviados por el agua y pierden su cemento y su sustento por lo cual también terminan con una estructura inestable. Los suelos en su mayoría son transportados y a mucha profundidad. **No se dará esta condición.**

Se identifica la colapsabilidad de estos depósitos, cuando el volumen de vacíos iguala la cantidad de agua en el punto del límite líquido. Para mayor cantidad de agua o menor volumen de vacíos el depósito es inestable. La evaluación se puede hacer mediante la siguiente formulación:

$$\gamma_{\text{líq}} = \frac{\gamma_s}{(1 / G_s) + w_L} \quad (\text{H.9.3-1})$$

H.9.3.3.1 — *Criterio de evaluación* — De esta manera, puede decirse que si:

$$\frac{\gamma_d}{\gamma_{\text{líq}}} > 1 \text{ el suelo es estable o expansivo, y si}$$

$$\frac{\gamma_d}{\gamma_{\text{líq}}} \leq 1 \text{ el suelo es colapsable}$$

Se define la deformación del hidrocólapsa potencial como dependiente del coeficiente de hidroconsolidación y de la relación de esfuerzos entre el presente y el umbral de colapso, así:



$$s_w = c_w (\log \sigma - \log \sigma_1) = c_w \log \left(\frac{\sigma}{\sigma_1} \right) \quad (\text{H.9.3-2})$$

donde:

$$c_w = \frac{ds_w}{d(\log \sigma)} \quad (\text{H.9.3-3})$$

γ_w = peso unitario del agua (g/cm^3).

γ_d = peso unitario seco (g/cm^3)

De acuerdo con la anterior definición de términos, la clasificación se presenta en la tabla H.9.3-1.

Tabla H.9.3-1
Clasificación de colapsibilidad

Deformación potencial de hidrocolapso, s_w	Clasificación de severidad
0 – 0.01	sin problema
0.01 – 0.05	moderada
0.05 – 0.10	problema potencial
0.10 – 0.20	severa
> 0.20	muy severa

Adicionalmente se evaluó la condición de Colapsabilidad con base en los parámetros del suelo y la formulación presentada. Los resultados obtenidos indican que los suelos son estables, siempre que se manejen adecuadamente las obras para control de aguas y las excavaciones para las fundaciones.

8.8. EFECTOS DE LA VEGETACIÓN

Las raíces propias de la vegetación tienen la capacidad de extraer agua del suelo para garantizar su supervivencia. En consecuencia, la humedad natural del mismo suelo se altera en relación con el estado que tendría si no existieran tales raíces; la alteración de la humedad causa, a su vez, cambios en el volumen del suelo en relación inversa con su permeabilidad, por lo cual son afectados mayormente los suelos de carácter arcilloso. Así, las cimentaciones situadas en la vecindad, o



apoyadas sobre los suelos afectados, pueden sufrir movimientos verticales y, eventualmente, también horizontales.

Así, las cimentaciones situadas en la vecindad, o apoyadas sobre los suelos afectados, pueden sufrir movimientos verticales y, eventualmente, también horizontales. La sección H.9.4 del NSR – 10 se relaciona con los movimientos del suelo originados en la acción de la vegetación

Succión se define como la presión del agua dentro del suelo, que puede expresarse como:

$$u = \alpha p - s$$

Donde la fracción de presión total (αp) es siempre positiva, y la succión (s) es siempre negativa. La succión puede expresarse en términos de la escala logarítmica **pF** como función de la altura negativa del agua en cm, así:

Tabla H.9.4-1
Equivalencias de la succión

pF	Altura de agua	Presión de poros (negativa)	
	cm	kPa	kgf/cm ²
0	1	-	-
1	10	0.981	0.01
2	10 ²	9.81	0.1
3	10 ³	98.1	1
4	10 ⁴	981	10
5	10 ⁵	9810	100
6	10 ⁶	98100	1000
7	10 ⁷	981000	10000

Dentro del proyecto existen diferentes especies de árboles; sin embargo, consideramos que estas no causaran problemas a las obras por efecto de succión o desecación de agua a los suelos.

8.9. VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE

La velocidad de onda de corte V_s es uno de los parámetros más importantes para

la clasificación de suelos y rocas, ya que describe confiablemente las características estáticas y dinámicas de los materiales. La realización de los ensayos para su determinación es relativamente fácil, donde los costos pudiesen ser representativos para Estudios geotécnicos de bajo costo. Para el presente estudio se utilizaron correlaciones basadas en el ensayo de Penetración Estándar, ampliamente utilizadas en Colombia y en el mundo, donde los resultados obtenidos y comparados con ensayos Down Hole son muy cercanos.

Investigadores	Ecuación	Observaciones
Imai y Yoshimura (1970)	$V_s = 76N^{0.32}$	
Ohba y Tbriumi (1970)	$V_s = 84N^{0.31}$	
Imai (1977)	$V_s = aN^b$	a = 102, b = 0.29 Arcilla Holoceno a = 81, b = 0.33 Arena Holoceno a = 114, b = 0.29 Arcilla Pleistoceno a = 97, b = 0.32 Arena Pleistoceno
Ohta y Goto (1978)	$V_s = 85.34N^{0.348}$	Para todo tipo de suelo
Okamoto <i>et al.</i> (1989)	$V_s = 125N^{0.3}$	Arena del Pleistoceno
Japan Road Association (2002)	$V_s = 80N^{1/3}$ $V_s = 100N^{1/3}$	Arenas Arcilla

V_s =velocidad de ondas de corte en m/s; N=numero de golpes del SPT

Tabla 2. Ecuaciones de velocidad de onda V_s , mediante correlación con N de S.P.T.

Prof.	Velocidad Ondas de Corte				
	Arcillas				Prom. Arcillas V_s
	1	2	3	4	212,4
1,00	147,68	194,31	171,95	168,2	170,5
2,00	175,03	230,31	205,69	199,8	202,7
3,00	172,46	226,92	202,50	196,8	199,7
4,00	187,92		221,70	204,4	204,7
5,00	197,22	259,50	233,28	225,5	228,9
6,00	196,52	258,58	232,41	224,7	228,1
7,00	201,86	265,61	239,08	230,9	234,4
8,00	198,50	261,19	234,88	227,0	230,4

Tabla 3. Valores de velocidad de onda de corte V_s , mediante correlación con N de S.P.T. hasta 8,0 m.



8.10. CAPACIDAD DE SOPORTE ADMISIBLE DEL SUELO PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Para el cálculo de la capacidad de carga de la cimentación, se utilizaron metodologías que tienen en cuenta parámetros obtenidos como se indica en los numerales 8.1 a 8.11.

Para el diseño de las estructuras de cimentación se debe tener en cuenta: El control de las cargas frente a la capacidad portante del suelo y el nivel de cimentación; además de los asentamientos máximos admisibles para que no se cause daño en la estructura. Para ello, la cimentación de las estructuras propuestas debe satisfacer tres criterios básicos e independientes.

- *Primero*, la fatiga neta no debe ser mayor a la capacidad portante última del suelo, reducida por un factor de seguridad apropiado.
- *Segundo*, los asentamientos debidos a la compresión del suelo de fundación durante la vida de las estructuras deben ser de una magnitud tal que no causen daños estructurales o deterioro de la apariencia de estas.
- *Tercero*, el potencial de expansión del suelo de fundación puede ser controlado de forma que los hinchamientos o movimientos verticales hacia arriba que presente la cimentación se mantenga bajo límites tolerables.

Se calculó la capacidad de carga bajo la hipótesis de que los materiales sobre los que se transmitirán las cargas trabajarán en esfuerzos efectivos.



Inicialmente se hace un análisis de la Capacidad Portante del Estrato de Cimentación y posteriormente un Dimensionamiento del Sistema de Cimentación Propuesto.

Considerando la magnitud de las cargas a transmitir al nivel de cimentación, las características de resistencia y compresibilidad del perfil de subsuelo encontrado y profundidad de cimentación y tipo de edificación, a continuación, se presentan las alternativas de cimentación recomendadas, incluyendo los parámetros para el diseño correspondiente.

Teniendo en cuenta que el sistema estructural a emplear corresponde a pórticos en concreto, la solución de cimentación propuesta, consiste en apoyar las columnas de la estructura por medio de ZAPATAS AISLADAS en concreto reforzado, unidas entre sí mediante vigas de amarre apoyadas sobre un colchón de material granular.

Para efectos de dimensionamiento y diseño de la cimentación para las diferentes estructuras, involucra un factor de seguridad de 3.0. (MEYERHOF).

8.11. CAPACIDAD DE SOPORTE ADMISIBLE DEL SUELO PARA CIMENTACIONES PROFUNDAS

Para el cálculo de la capacidad de carga de la alternativa de cimentación, se utilizaron metodologías que tienen en cuenta parámetros obtenidos como se indica en los numerales 8.1 a 8.11.

Se calculó la capacidad de carga bajo la hipótesis de que los materiales sobre los que se transmitirán las cargas trabajarán en esfuerzos efectivos.



Para los diferentes análisis se consideraron PILOTES PRE EXCAVADOS A MÁQUINA con longitudes entre 3,0 y 8,0 m., con diámetros en el fuste de 0,20 a,50 m. para pilotes, para garantizar capacidad admisible del suelo, control de asentamientos y empotramiento para atender la estabilidad de la edificación.

La edificación deberá apoyarse en PILOTES PRE EXCAVADOS A MÁQUINA, que requieren atravesar y/o retirar los llenos y los materiales blandos in situ en su totalidad y empotrarse en suelos competentes, que ofrezcan condiciones de estabilidad suficientes para atender las cargas y las reacciones del sistema.

Prof:	Profundidad de la pila pre excavada desde el nivel final de corte del terreno.
Ø:	Angulo de fricción interna del suelo
CD o U:	Condición drenada o no drenada del suelo.
Su:	Resistencia al corte no drenado del suelo (T/m ² o KPa)
γ:	Densidad húmeda del suelo (T/m ³)
ζ:	Factor entre 0,60 y 0,95.
NF:	Posición del nivel freático desde la superficie.
σ _v :	Esfuerzo total vertical
N _q :	Factor de capacidad portante. Término de confinamiento.
N _c :	Factor de capacidad portante. Término de cohesión.
P _u :	Capacidad admisible del suelo para cada diámetro (T/m ² o KPa).
ΔL:	Incremento de la profundidad (m).
γ':	Parámetro que depende del valor de Su. (Si γ' está por encima del Nivel freático, entonces γ' = γ. Si γ' está por debajo del nivel freático, entonces es igual a γ - 1).



N55: Valor corregido de N (S.P.T.)

α : Coeficiente de adherencia lateral del pilote.

K: Coeficiente de presión de tierras

β : $K \times \tan \phi_R$

Nc: Factor de capacidad portante, termino de cohesión.

El modelo de cálculo que se utilizó para la determinación de la carga ultima y admisible es el propuesto por Burland (1973) por el método Beta (esfuerzos efectivos) capacidad para cimentaciones profundas y según las Metodologías de Jambú para resistencia por punta y resistencia por fricción en el Fuste por Métodos alfa y beta, definidas según NSR – 10 y que se incluyen al final del informe.

8.12. CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES

La estimación de asentamientos para las fundaciones proyectadas se realizó basado en la teoría expuesta en Principios de Ingeniería de Cimentaciones de Braja M. Das.

$$S = \frac{C_r H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'_1}{\sigma'_0} \right) + \frac{C_c H}{1 + e_c} \log \left(\frac{\sigma'_c + \Delta \sigma'_2}{\sigma'_c} \right)$$

S: Asentamiento total del estrato en tiempo infinito.

H: Altura o espesor total del estrato.

eo: Relación de vacíos inicial



eo: Relación de vacíos correspondiente al punto de consolidación

Cc. Índice de preconsolidación.

Cr: Índice de precomprensión

σ_o : Presión efectiva actual

σ_c Carga de preconsolidación

$\Delta\sigma_1$: Sobrecarga que produce el proceso de consolidación

$$\Delta\sigma'_1 = \sigma'_0 - \sigma'_c$$

$$\Delta\sigma'_2 = \Delta\sigma' - \Delta\sigma'_1$$

8.13. CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS PARA CIMENTACIONES PROFUNDAS

La estimación de asentamientos para las fundaciones proyectadas se realizó basado en la teoría expuesta en Principios de Ingeniería de Cimentaciones de Braja M. Das (pág. 615). Este análisis se hará en este caso, para la situación más desfavorable donde se tiene espesores importantes de suelos blandos compresibles.

El asentamiento total está dado por: $s = s_1 + s_2 + s_3$

Donde s = asentamiento total del pilote

s_1 = asentamiento elástico del pilote

s_2 = Asentamiento causado por la carga en la punta

s_3 = Asentamiento causado por la carga transmitida a lo largo del fuste.

Para los diferentes cálculos se utilizaron los siguientes parámetros:



D = Diámetro del pilote

Es = Modulo de elasticidad del pilote y del suelo

P = Perímetro del pilote

L = Longitud del pilote

U = Relación de Poisson

Establecidas las diferentes fórmulas para el cálculo de los asentamientos y programadas las ecuaciones respectivas se obtuvieron los resultados que pueden consultarse al final del informe.



9. EVALUACIÓN DE RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las conclusiones y recomendaciones consignadas en este informe, se basan en las características fisicomecánicas del terreno, teniendo como referencia la magnitud de las obras proyectadas.

9.1. RECOMENDACIONES DE CIMENTACIÓN

Dadas las características fisicomecánicas de los suelos y de las estructuras que se tienen, se presentan a continuación las consideraciones estructurales generales (Cargas) y recomendaciones de cimentación (Evaluación), las cuales se esquematizan seguidamente. La recomendación de cimentación se realizó teniendo en cuenta el nivel actual del terreno.

9.1.1. CARGAS

Según información definida por el Ordenante del Estudio de Suelos, se elaboraron las recomendaciones con base en rangos de cargas muertas (peso propio de la estructura). Las cargas que la edificación de un nivel transmitirá al terreno son del orden de 15 a 20 toneladas para la columna más cargada de la edificación con sistema estructural aporticado.

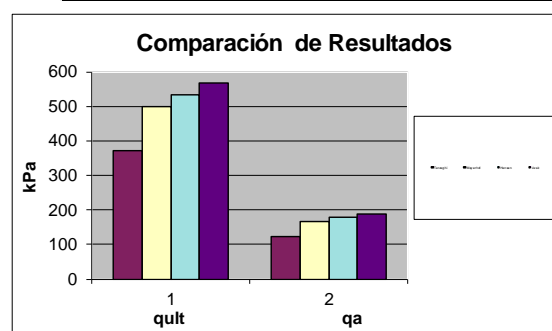
9.1.2. TIPO DE CIMENTACIÓN

9.1.2.1. OPCIÓN 1. ZAPATAS AISLADAS

La edificación de un nivel podrá apoyarse en Zapatas Aisladas a 2,00 m. mínimo de la superficie actual del terreno, con el fin traspasar los estratos de cenizas

volcánicas, para una capacidad admisible del suelo de:

METODO	q_{ult}	q_a	
Terzaghi	370	123	
Meyerhof	500	167	
Hansen	533	178	
Vesic	569	190	16,8 T/m ²



	Ksv		Ksh	
	T/m ³		T/m ³	
q_u/δ	N 55	Prom	Prom	Prof. (m)
437	748,6	592,7	395,2	1
1249	1252,8	1251,1	834,1	2
1581	1197,8	1389,6	926,4	3

Ksv: Coeficiente de balasto vertical

Ksh: Coeficiente de balasto horizontal

Tabla 4. Módulos de reacción del suelo de fundación.

9.1.2.2. OPCIÓN 2. PILOTES PRE EXCAVADOS A MÁQUINA

La edificación de un nivel podrá apoyarse en PILOTES PRE EXCAVADOS A MÁQUINA a 6,0 m. mínimo de la superficie actual del terreno, con el fin de traspasar los estratos de cenizas volcánicas existentes, para una capacidad admisible del suelo de:



Capacidad Portante en toneladas (T)

Prof. (m)	D 1,13	D 0,2	D 0,25	D 0,3	D 0,35	D 0,4	D 0,45	D 0,5
1	11,1	0,8	1,1	1,4	1,8	2,2	2,6	3,0
2	31,7	2,2	2,9	3,8	4,8	5,8	7,0	8,2
3	40,2	3,2	4,3	5,4	6,7	8,1	9,6	11,2
4	59,4	4,7	6,3	8,0	9,9	11,9	14,1	16,5
5	78,6	6,4	8,5	10,8	13,3	16,0	18,9	22,1
6	94,2	8,1	10,7	13,6	16,6	19,9	23,5	27,2
7	123,7	10,5	13,9	17,6	21,6	25,9	30,5	35,4
8	138,2	12,5	16,4	20,7	25,2	30,1	35,3	40,9

	Ksv		Ksh
	T/m3		T/m3
qu/δ	N 55	Prom	Prom
437	748,6	592,7	395,2
1249	1252,8	1251,1	834,1
1581	1197,8	1389,6	926,4
2339	1553,9	1946,5	1297,6
3094	1798,6	2446,3	1630,9
3709	1779,5	2744,3	1829,5
4869	1930,2	3399,4	2266,3
5440	1834,4	3637,3	2424,8

Ksv: Coeficiente de balasto vertical

Ksh: Coeficiente de balasto horizontal

Capacidad Portante en toneladas (T) - PUNTA

Prof. (m)	D 1,13	D 0,2	D 0,25	D 0,3	D 0,35	D 0,4	D 0,45	D 0,5
1	7,7	0,2	0,4	0,5	0,7	1,0	1,2	1,5
2	23,6	0,7	1,2	1,7	2,3	3,0	3,7	4,6
3	26,8	0,8	1,3	1,9	2,6	3,4	4,3	5,3
4	39,8	1,2	1,9	2,8	3,8	5,0	6,3	7,8
5	51,5	1,6	2,5	3,6	4,9	6,5	8,2	10,1
6	58,6	1,8	2,9	4,1	5,6	7,3	9,3	11,5
7	78,2	2,5	3,8	5,5	7,5	9,8	12,4	15,3
8	82,2	2,6	4,0	5,8	7,9	10,3	13,0	16,1

Capacidad Portante en toneladas (T) - FRICCIÓN

Prof. (m)	D 1,13	D 0,2	D 0,25	D 0,3	D 0,35	D 0,4	D 0,45	D 0,5
1	3,4	0,6	0,7	0,9	1,0	1,2	1,3	1,5
2	8,1	1,4	1,8	2,1	2,5	2,9	3,2	3,6
3	13,3	2,4	3,0	3,5	4,1	4,7	5,3	5,9
4	19,6	3,5	4,3	5,2	6,1	6,9	7,8	8,7
5	27,1	4,8	6,0	7,2	8,4	9,6	10,8	12,0
6	35,6	6,3	7,9	9,4	11,0	12,6	14,2	15,7
7	45,4	8,0	10,1	12,1	14,1	16,1	18,1	20,1
8	56,0	9,9	12,4	14,9	17,3	19,8	22,3	24,8

La tecnología geotécnica actual expresa la capacidad estructural del suelo en términos de esfuerzos de servicio, como Q_a . La magnitud de este esfuerzo permisible está frecuentemente regida por las estimaciones de la potencial deformación (asentamiento) del suelo en el mediano a largo plazo. En general, el suelo soporta elásticamente cargas mayores a las indicadas por la capacidad soporte Q_a cuando éstas son de poca duración. Por eso el informe geotécnico suele dar un factor de multiplicación para incrementar la capacidad Q_s durante cargas transitorias como el viento o el sismo.



Cuando intervienen cargas transitorias (como las de viento o sismo) o cargas de corta duración como V_t (Cargas vivas de techo), PL (Carga de lluvia) o AR (Cargas de arena volcánica), entonces se permitirá incrementar la capacidad soporte permisible en $1.33 \leq K_s \leq 1.5$.

Uno de los principales cambios encontrados en la NSR-10, corresponde a las combinaciones básicas de diseño, en las cuales se resalta principalmente, reducciones del 15% en las cargas permanentes y del 6% en las cargas transitorias. Lo anterior obedece a que hoy en día el avalúo de cargas es más preciso, así como la mano de obra y los materiales utilizados, son calificados y certificados, llevando finalmente a que su correspondiente incertidumbre sea menor, especialmente para la carga muerta.

Para este caso, podrá adoptarse un $K_s = 1,33$.

9.1.3. CUIDADOS Y PROCEDIMIENTOS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN EN PILOTES PRE EXCAVADOS A MÁQUINA.

Los valores de capacidad admisible del suelo, son válidos para un pilote. Si se define utilizar grupos de dos, tres, cuatro o más pilotes, cada uno de los pilotes del grupo, deberá multiplicarse por el factor de acercamiento así:

NÚMERO DE PILOTES	FACTOR	SEPARACIÓN MIN.
Grupo de dos (2) Pilotes	0,938	2,5 Diámetros
Grupo de tres (3) Pilotes	0,902	2,5 Diámetros
Grupo de cuatro (4) Pilotes	0,868	2,5 Diámetros
Grupo de cinco (5) Pilotes	0,857	2,5 Diámetros
Grupo de seis (6) Pilotes	0,845	2,5 Diámetros
Grupo de siete (7) Pilotes	0,840	2,5 Diámetros

Ejemplo: Para el grupo de dos pilotes, la capacidad admisible del suelo para cada pilote de 6,0 m. y 0,35 m. de diámetro es: $16,6 \text{ Ton} \times 2 \times 0,938 = 31,14 \text{ Ton}$.

Aquí es muy importante garantizar que en el fondo de la excavación no queden residuos blandos, que podrían caer de las paredes durante los trabajos de excavación, los cuales podrían aumentar los asentamientos que tendría la edificación.

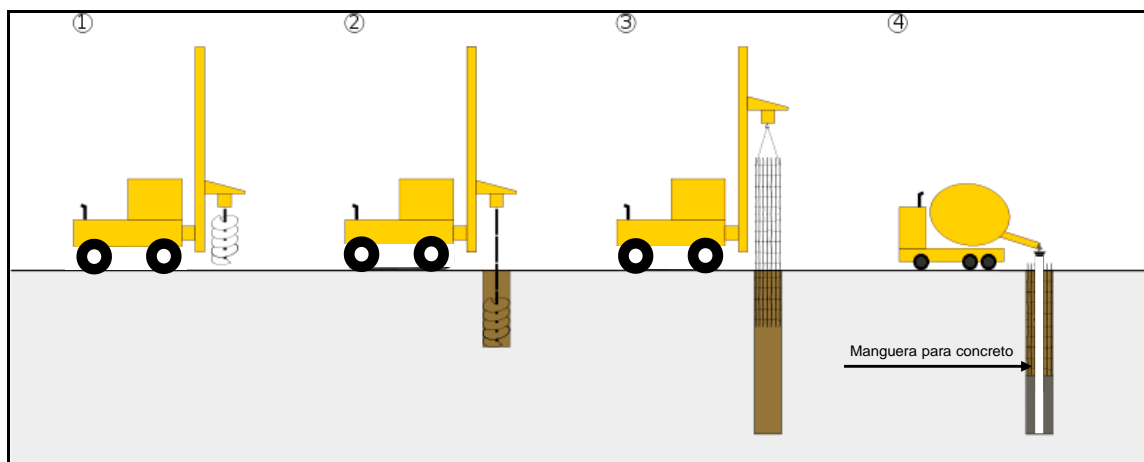


Figura 12. Procedimiento constructivo para el PILOTE PRE EXCAVADO A MÁQUINA con taladro helicoidal Auger. (Excavación con taladro Auger, colocación del refuerzo de acero, vaciado de concreto). La manguera para transporte del concreto, deberá bajar hasta el fondo de la perforación por el interior de la canasta de acero.

Para la construcción de pilotes pre excavados con máquina, en especial, aquellos que se elaboran con barreno helicoidal, considerando las dificultades y nuestras experiencias de participación en los proyectos en la zona del Oriente Antioqueño, recomendamos se debe tener en cuenta:

El fondo de la perforación deberá estar limpia de materiales sueltos que hayan caído de las paredes, dado que podrían tenerse longitudes menores a las que



definió el diseñador estructural.

- El refuerzo de acero, debe tener el recubrimiento de cemento y/o concreto mínimo, definido en el diseño estructural.
- El vaciado de concreto, debe realizarse con equipos y herramientas que garanticen que no haya segregación de la mezcla.
- Con base en nuestra experiencia en el sector del Oriente Antioqueño, para terrenos con características similares, donde se tienen estratos blandos en los estratos superiores, se recomienda ampliar la excavación 0,10 m. para la construcción de pilotes pre excavados con taladro Auger, que busca resolver varios inconvenientes, así:
 - La excavación se cierra con facilidad, y es necesario repasar la misma varias veces, para garantizar el diámetro del pilote. El sobreancho de 0,10 m. que se propone, resuelve en parte este inconveniente.
 - En ocasiones, cuando se cierra la excavación, se acude a empujar la canasta de acero con retroexcavadora, lo que lleva a que esté en contacto con el suelo circundante, con los problemas posteriores de corrosión y destrucción; con lo cual no se estará garantizando el recubrimiento mínimo, definido por el Diseñador Estructural.
 - Cuando se empuja la canasta de acero con retroexcavadora o por otro medio, se arranca suelo de las paredes, que va al fondo de la excavación, dejando un residuo blando, que recorta la longitud de diseño y genera asentamientos diferenciales no calculados.



- Se deben realizar pruebas de carga antes de iniciar los trabajos de construcción de los pilotes, durante y después de concluidos estos, con el fin de verificar si la capacidad para resistir cargas y reacciones, si cumple adecuadamente con los requerimientos de diseño y vida útil. Se recomienda ensayar dos pilotes a compresión antes de iniciar la obra y posteriormente durante la construcción, deben realizarse pruebas de compresión a mínimo el 3% de estos.
- Cuando se construyen pilotes con barreno helicoidal, realizándolos con vaciado de concreto, se recomienda aplicar dos inyecciones adicionales con lechada de cemento $A/C = 0,5$ en peso, buscando llenar los vacíos que puedan presentarse por retracción del concreto y otros en la construcción. Se deberán dejar dispuestos todos los elementos necesarios para las inyecciones con lechada de cemento.

El conjunto completo de las cimentaciones deberá llevar un amarre sísmico reticular, capaces de soportar las solicitaciones por tensión y/o compresión, con base en los requerimientos del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR – 10.

9.1.4. PISO DE LA VIVIENDA

El piso de la edificación podrá apoyarse sobre un reemplazo de subbase granular compactada de 0,20 m. de espesor, hasta alcanzar consistencia dura, que además servirá para control de aguas que pudiesen llegar al suelo superior durante las épocas de lluvia. Para separar el suelo natural de la subbase granular y evitar su contaminación, se recomienda adicionar un Geotextil tejido T1700 tipo PAVCO o similar.



9.2. DRENAJES

9.2.1. Nivel Freático

Como se indicó, en las exploraciones realizadas no se encontró nivel freático, sin embargo, podrían aparecer flujos de agua viajando en el sentido de la pendiente a partir de 3,50 m., los cuales, corresponden a líneas estacionarias que viajan sobre estratos de baja permeabilidad.

9.2.2. Condiciones de drenaje

La zona y el lote presentan condiciones de drenaje no controladas las cuales deberán ser mejoradas con el desarrollo urbanístico del proyecto. La presencia de aguas de escorrentía superficial sobre el terreno durante las épocas de lluvia, exige construir obras de drenaje superficiales temporales, como cunetas, instalar canoas para recoger aguas de techos y tuberías y conformar obras de entrega adecuadas y controladas, las cuales evitarán en gran porcentaje los problemas por arrastre de materiales y aumento considerable en la humedad natural.

9.2.3. Humedades en la base de los muros bajos

Para ayudar a evitar los problemas por humedecimiento en la base de los muros del primer nivel de la edificación, se recomienda adicionar un impermeabilizante de mortero en la mezcla de pega horizontal y vertical en las tres primeras hiladas del bloque de sobre cimiento.

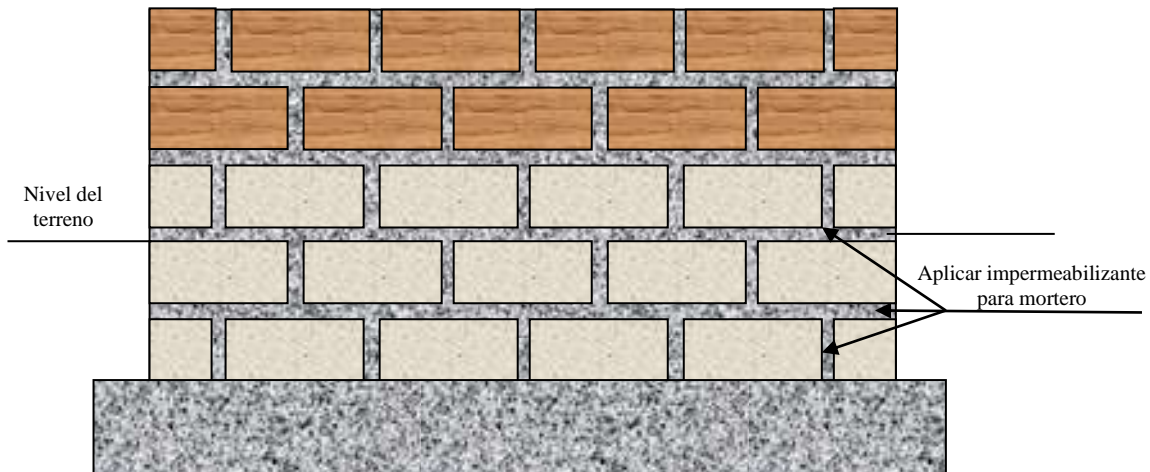


Figura 13. Esquema de protección en la base de muros.

9.2.4. Aguas de escorrentía superficial

Las aguas provenientes de taludes, vías, parqueaderos, techos, etc. deberán recogerse y manejarse adecuadamente, utilizando sumideros, siempre canoas en los techos, cajas de recolección y empalme, cunetas o tuberías y descargarse, en sitios donde no generen problemas de socavación y arrastre de materiales.

En general, las aguas de escorrentía superficial deben ser manejadas en la mayoría de los casos, con obras igualmente superficiales. No deben enterrarse, llevándolas a filtros, a no ser que sea absolutamente necesario hacerlo.

9.2.5. Pendientado de lotes para control de aguas

En general, todos los lotes que presenten taludes descendentes hacia adelante de la casa y demás edificaciones, se deben conformar con pendiente hacia la parte de atrás, y construir una cuneta revestida en concreto, donde se recogerán las aguas, que deberán manejarse con descarga controlada y adecuada.



Si el lote tiene taludes en la parte posterior, es necesario, la construcción de una cuneta revestida de corona en concreto, para evitar empozamientos y humedecimiento de la pata del talud, que los llevaría al colapso por derrumbamiento.

9.2.6. Manejo de aguas en taludes posteriores

Si al lote descenden taludes, que descargan aguas durante las lluvias o por alguna otra fuente (Tanques, arroyos, derrame de lagos, etc.), se deberá construir obras de control y descarga adecuadas, (Rondas de coronación revestidas en concreto, nunca en tierra, cajas de descarga y tuberías de conducción).

Cuando se construyen cunetas en tierra en la parte alta de los taludes, se está insinuando su superficie futura de falla, que se forma con la excavación realizada para estas y las aguas que se infiltrarán muy seguramente.

9.3. SISTEMAS DE CONTENCIÓN

Si se requiere, los muros de contención se recomienda apoyarlos sobre las vigas de amarre de la edificación o sobre el terreno natural en zapatas corridas. El diseño deberá estar a cargo del Ingeniero calculista, quién evaluará las condiciones geotécnicas del terreno:

Profundidad de la cimentación:

Según el NSR-10 se debe cumplir que en el caso de muros de gravedad o muros en voladizo:

- (a)** La base del muro deberá desplantarse cuando menos a 1,0 m bajo la superficie del terreno enfrente del muro y debajo de la zona de cambios volumétricos estacionales y de rellenos.



(b) La estabilidad contra deslizamiento deberá ser garantizada sin tomar en cuenta el empuje pasivo que puede movilizarse frente al pie del muro. Si no es suficiente la resistencia al desplazamiento, se podrá emplear uno o varios de los siguientes procedimientos:

- (1) cambiar la inclinación de la base del muro colocándola hacia adentro,
- (2) aumentar la rugosidad en el contacto muro-suelo,
- (3) colocar dentellones reforzados,
- (4) anclar o pilotear el muro,
- (5) profundizar la base del muro
- (6) ampliar la base de este.

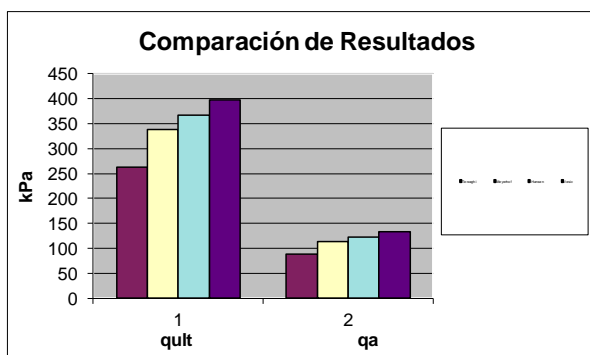
(c) La capacidad de carga en la base del muro se deberá revisar por los métodos indicados en las presentes Normas para cimentaciones superficiales.

9.3.1. MUROS DE CONTENCIÓN

Como se indicó, si se requiere los muros de contención podrán apoyarse sobre las vigas de amarre de la edificación o sobre el terreno natural en zapatas corridas. Estos últimos deberán desplantarse a 1,0 m. de la superficie final de corte del terreno, después de traspasar y/o retirar las capas orgánicas, cenizas volcánicas y de llenos antrópicos, para una capacidad admisible del suelo de:



METODO	q_{ult}	q_c
Terzaghi	263	88
Meyerhof	339	113
Hansen	368	123
Vesic	399	133
		11,6 T/m ²



- Profundidad de cimentación: 1,0 m. Mínimo
- Coeficiente de presión activa: $K_a = 0,41$
- Coeficiente de presión pasiva: $K_p = 2,44$
- Coeficiente en reposo: $K_o = 0,59$
- Densidad húmeda: $\gamma_h = 1,68 \text{ g/cm}^3$.
- Densidad de líquido equivalente: $\gamma_{leq} = 0,69$
- Angulo de fricción del Suelo: $\phi = 24,7^\circ$
- Filtro Francés: - Geotextil no tejido NT 2500 o
Geodrén Tubería de 3" perforada

La profundidad de empotramiento del muro de contención, dependerá de las condiciones estructurales particulares que se presenten y a criterio del Ingeniero encargado del diseño estructural.

Así mismo la profundidad total de empotramiento de los muros de contención, deberá ser definida por el Ingeniero estructural, de acuerdo con los diseños

arquitectónicos, las condiciones de carga y los empujes que presente el sistema analizado.

Al respaldo de los muros de contención, es necesario colocar un filtro de material granular, con tamaño máximo de dos pulgadas y una tubería perforada de cuatro pulgadas o utilizar filtro tipo geodrén, con base en los criterios que propone Robert M. Koerner en el texto *Designing with Geosynthetics*. Las aguas captadas por el filtro se verterán finalmente a la red de alcantarillado de aguas lluvias.

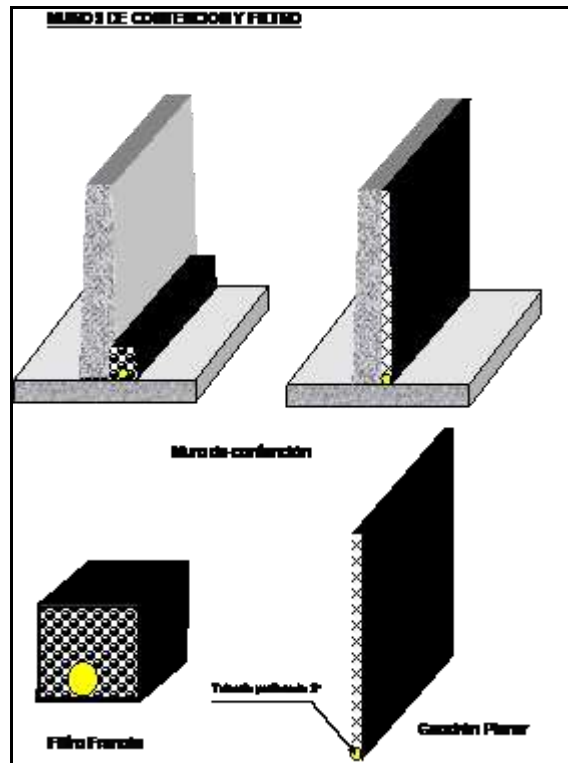


Figura 14. Filtros para muros de contención.

9.4. INVENTARIO DE GRIETAS



Deberá hacerse una evaluación de las estructuras, las cimentaciones, los muros y pisos de las edificaciones vecinas, el estado de las vías, los andenes, etc. y consignar en un acta firmada por dos testigos, el inventario de estas.

Durante la construcción de las obras es necesario llevar un control riguroso de los cambios en las grietas, fisuras o desplazamiento hallados, con el objeto de detectar algún cambio significativo en la amplitud y/o longitud de esta e informar al Ingeniero de Suelos para definir los controles y los correctivos necesarios.

9.5. EXCAVACIONES

Las excavaciones para las obras podrán ejecutarse en forma manual o mecánica, según el tipo de cimentación escogida, pero deberán protegerse del humedecimiento por efecto de aguas lluvias y/o infiltradas, las cuales pueden ocasionar derrumbamiento de las paredes del talud.

Se recomienda dejar la excavación 10 cm. por encima de la cota de cimentación, los cuales serán removidos el día en que se programe el armado y vaciado de las cimentaciones.

Una vez alcanzado el fondo de la excavación, deberá compactarse por medio de una placa vibratoria, hasta alcanzar una consistencia dura o con un pisón manual si las condiciones así lo exigen (aplica para pilas pre excavadas a mano).

Luego del proceso de nivelación se vaciará un solado en concreto pobre de 5.0 cm. de espesor, sobre el cual se conformará la estructura de cimentación.

Los materiales sobrantes de las excavaciones deberán evacuarse rápidamente del sitio, ya que pueden generar sobrepeso a los suelos que conforman los taludes y



por tanto derrumbamiento. Estos deberán almacenarse para su retiro definitivo, por lo menos a 50,0 m. del borde de la excavación.

9.6. BOMBEO DE AGUAS

Es poco probable que sea necesario realizar bombeos para la construcción de las obras; en caso de requerirse deberá vigilarse que sean los mínimos necesarios, controlando el arrastre de finos, la velocidad de extracción de agua y adicionalmente, poner especial cuidado en la disposición final de las aguas de bombeo, evitando causar daños o molestias a las obras adyacentes o propias del proyecto.

9.7. LLENOS ESTRUCTURALES

Si es necesario realizar llenos estructurales, deberán realizarse con materiales de buena calidad, libres de lodos, materia orgánica, basura, arcilla, etc., compactarse mecánicamente, utilizando rodillos o placas vibratorias y controlarse con ensayos de laboratorio.

Los llenos por encima de las fundaciones, deberán controlarse rigurosamente, ya que de ellos depende en gran parte el empotramiento y las presiones de confinamiento de la edificación. Por tanto, se recomienda utilizar concreto, materiales granulares, como: arenilla o similar y compactarse con equipo mecánico (Canguro o placa vibratoria).

9.8. CONTROL DE ASENTAMIENTOS



Los asentamientos calculados a partir del ensayo de consolidación están, por debajo de los máximos permitidos, para el tipo de obras proyectadas, donde se consideraron los requerimientos contenidos en el numeral H.4.9. del NSR – 10.

9.8.1. LÍMITES DE ASENTAMIENTOS TOTALES

Los asentamientos totales calculados a 20 años se deben limitar a los siguientes valores.

(a) Para construcciones aisladas 30 cm, siempre y cuando no se afecten la funcionalidad de conducciones de servicios y accesos a la construcción.

(b) Para construcciones entre medianeros 15 cm, siempre y cuando no se afecten las construcciones e instalaciones vecinas.

9.8.2. LIMITE DE ASENTAMIENTOS TOTALES Y DIFERENCIALES

TIPO DE CONSTRUCCIÓN	ASENTAMIENTO MÁXIMO
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L/1000
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	L/500
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L/300
d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L/160

Tabla 5. Asentamientos diferenciales máximos permitidos según el tipo de construcción. (NSR – 10).

Los asentamientos calculados para la edificación de un nivel apoyada en ZAPATAS AISLADAS y/o PILOTES PRE EXCAVADOS A MÁQUINA los cuales



consideramos se presentarán en un lapso de tres años y que están por debajo de los máximos permisibles, son del orden de:

ASENTAMIENTOS

ESTRATO	DE	A	Largo	Ancho	Za	m	n	Wo	Wo x 4	Wed	Δp	mv	H	ΔH
	(m.)	(m.)	(m.)	(m.)	(m.)					Ton.	(Kg/cm ²)	(cm ² /kg)	(cm.)	(cm)
1	2,00	6,00	1,00	1,00	2,000	0,250	0,250	0,027	0,108	20,0	0,216	0,00475	400	0,410
2	6,00	8,20	1,00	1,00	5,100	0,098	0,098	0,001	0,004	20,0	0,008	0,00190	220	0,003
													TOTAL	0,414
														4,14

$$\Delta H = m_v (\text{cm}^2 / \text{kg}) \times H (\text{cm}) \times \Delta P (\text{kg/cm}^2)$$

ΔH = Asentamiento (cm.)

mv = Módulo de compresibilidad volumétrico (cm²/kg)

H = Altura de cada estrato (cm)

ΔP = Wo x Carga máxima / area fundación (kg/cm²)

Wo: Valor que se obtiene del abaco de Fadum, para estimar valores de m y n

Tabla 6. Asentamientos totales calculados para la Edificación apoyado en Zapatas Aisladas.

ASENTAMIENTOS

ESTRATO	DE	A	Largo	Ancho	Za	m	n	Wo	Wo x 4	Wed	Δp	mv	H	ΔH
	(m.)	(m.)	(m.)	(m.)	(m.)					Ton.	(Kg/cm ²)	(cm ² /kg)	(cm.)	(cm)
1	7,00	10,20	1,00	1,00	1,600	0,313	0,313	0,030	0,120	20,0	0,240	0,00200	320	0,154
2	10,20	15,00	1,00	1,00	5,600	0,089	0,089	0,001	0,003	20,0	0,006	0,00180	480	0,006
													TOTAL	0,157
														1,57

$$\Delta H = m_v (\text{cm}^2 / \text{kg}) \times H (\text{cm}) \times \Delta P (\text{kg/cm}^2)$$

ΔH = Asentamiento (cm.)

mv = Módulo de compresibilidad volumétrico (cm²/kg)

H = Altura de cada estrato (cm)

ΔP = Wo x Carga máxima / area fundación (kg/cm²)

Wo: Valor que se obtiene del abaco de Fadum, para estimar valores de m y n

Tabla 7. Asentamientos totales calculados para la Edificación apoyado en Pilotes Pre Excavados a Máquina.



Así mismo los asentamientos totales están muy por debajo de los máximos permisibles, y además nunca superarán los 15,0 cm. para construcciones entre medianeros para periodos hasta de 20 años.

9.9. RETIRO DE MATERIALES INADECUADOS

Las zonas donde pudieran encontrarse materiales no aptos para soportar obras de la edificación y particularmente los pisos, conformadas por material orgánico y materiales de lleno, deberán retirarse, atravesarse o reemplazarse, ya que no presentan buenas condiciones para soportar adecuadamente las cargas de servicio.

9.10. CORTES Y TERRAPLENES

9.10.1. Taludes de corte

Si se requiere conformar taludes temporales y definitivos, deberán tratarse en forma cuidadosa; para mantener su estabilidad, se recomienda cortarlos en proporción 1 H: 1V máximo. Además, deberán protegerse de las aguas de escorrentía, por efecto de lluvia, fugas de tuberías, mangueras, etc., durante la construcción. Es recomendable cubrirlos con plásticos, lechadas, etc. para evitar su desmoronamiento y/o falla, por la pérdida del efecto de succión que se da en el interior de la masa de suelos. Si son permanentes, una vez concluidas las obras, deben engramarse y arborizarse, con especies nativas preferiblemente, de tamaño medio, para evitar el arrastre de materiales a lo largo de la vida útil del proyecto. Además, deben construirse cunetas superficiales en la parte superior del talud, las cuales evitan en gran porcentaje los problemas por humedecimiento de la masa de suelo que conforma el talud.



9.10.2. Taludes de Terraplenes

Si es necesario conformar terraplenes, deberán compactarse adecuadamente, para soportar las cargas y los asentamientos máximos permisibles para cada tipo de estructura. Deberán controlarse con ensayos de densidad de campo, Próctor modificado de laboratorio y consolidación y los taludes finales se conformarán con una inclinación de 1,5 H: 1 V mínimo, si la compactación se hace con buldozer y de 1,3 H: 1 V, si se hace con vibrocompactador y controlando con ensayos Próctor modificado de laboratorio y densidad en el campo; y siempre que no se tengan sobrecargas por estructuras localizadas cerca de la corona.

9.11. TALUDES DE CORTE PARA RECINTES Y MUROS DE CONTENCIÓN

Si se proyecta la ejecución de cortes temporales en la zona perimetral del lote, será necesario realizar los mismos con el mayor cuidado, para evitar problemas durante las épocas de invierno principalmente.

Las obras de protección de las edificaciones vecinas, la vía, los andenes, los alcantarillados y demás estructuras vecinas, como recintes, muros de contención, excavaciones para las fundaciones, etc., es necesario realizarlas cuidadosamente en tramos no mayores de 2.0 m., dejando un retiro mínimo de 1.0 m. (Berma) a partir del muro medianero de la edificación vecina y en forma alterna, para evitar que las edificaciones aledañas sufran desestabilización por asentamiento, grietas o derrumbamiento de las fundaciones y paredes.

El vaciado de los recintes, los muros de contención y las fundaciones, también deberá realizarse igualmente de manera alterna, dejando el tiempo necesario para que el concreto alcance la resistencia mínima requerida para soportar los empujes del terreno y garantizar que no ocurran inconvenientes con las edificaciones

vecinas. El corte del terreno y la inclinación de los taludes temporales, deberá controlarse con base en los criterios indicados en los numerales 9.10.1 y 9.10.2.

Una vez contruidos los muros de contención, recintes y fundaciones, deberá garantizarse que no existan vacíos entre la pared posterior y el terreno de las edificaciones, la vía, los andenes y demás estructuras contiguas, ya que el reacomodo de los materiales en el futuro, produciría desplazamientos verticales y horizontales muy posiblemente, generando daños en los pisos, los muros y la estructura de las edificaciones y obras vecinas.

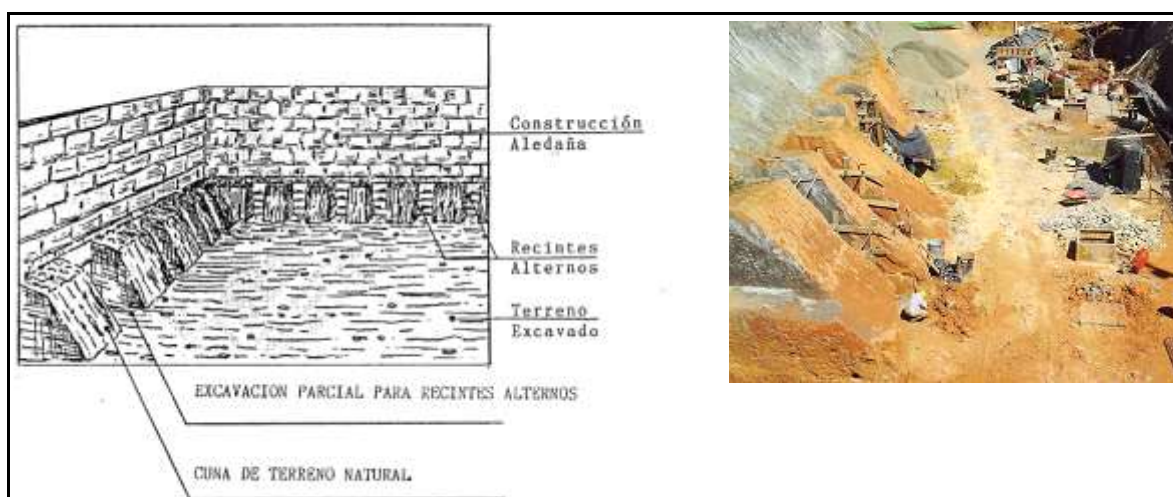


Figura 15. Sistema de cuñas y recintes para protección de los predios y edificaciones vecinas. Es necesario implementarlos para conformar y construir las obras de contención en forma adecuada.

9.12. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS, DE PROTECCIÓN y VERIFICACIÓN

9.12.1. DE LAS RECOMENDACIONES PARA CONSTRUCCIÓN. SISTEMA CONSTRUCTIVO SEGÚN NSR-10



Es un documento complementario o integrado al estudio geotécnico definitivo, de obligatoria elaboración por parte del ingeniero geotecnista responsable, de acuerdo con lo establecido en el numeral H.8.1. La entrega de este documento o su inclusión como un numeral del informe, deberá ser igualmente verificada por las autoridades que expidan las licencias de construcción. En el sistema constructivo se deben establecer las alternativas técnicamente factibles para solucionar los problemas geotécnicos de excavación y construcción.

Especial atención se deberá dar a preservar la estabilidad y evitar asentamientos de las construcciones aledañas o adyacentes al proyecto, para lo cual se deberá implementar las recomendaciones que el diseñador geotécnico del proyecto entregue para tal fin. Se deberá suscribir un acta de vecindad de forma previa al inicio del proyecto que deje constancia del estado de las edificaciones y terrenos adyacentes al proyecto. En caso de que se detecten efectos adversos en las edificaciones vecinas por efecto del desarrollo del proyecto, se deberá implementar una instrumentación adecuada y adoptar las medidas necesarias para evitar la propagación de dichos efectos, sin perjuicio de otro tipo de acciones que se deriven de estos hechos.

9.12.2. RECOMENDACIONES

La función de estas recomendaciones está orientada a garantizar que las obras se construyan conforme a la hipótesis de diseño y dentro de las tolerancias aceptables y en caso de encontrarse desviaciones excesivas o condiciones no esperadas, deberá proporcionar la información necesaria para poder aplicar las medidas preventivas y correctivas en forma oportuna, las cuales complementan las presentadas en cada uno de los capítulos contenidos en este informe.



- Deberá llevarse un registro o historia de cada cimentación, donde consten las fechas para los distintos niveles de excavación, colocación de concreto, anotaciones sobre derrumbes, cavernas, dirección de estas, perfil estratigráfico con muestras obtenidas cada metro aproximadamente y anotaciones que se estimen de interés.
- Una vez las excavaciones lleguen al material de cimentación recomendado, si el tipo de cimentación realizado lo permite deberá excavarse un sondeo manual de inspección en su centro con pala cuchara, de diámetro 0.20 m. y 1.0 m. de profundidad por lo menos, en tres sitios diferentes e informar al Ingeniero de Suelos aprobación del vaciado de la fundación.
- Luego de aprobado el nivel de fondo, deberá llenarse el orificio con concreto ciclópeo, después de la inspección ocular. Posteriormente se procederá a colocar un sello de concreto simple de 10 cm. de espesor, para protección del fondo, previa limpieza y retiro del material suelto del fondo de la excavación.
- Después de fundidos los cimientos, deberá establecerse una red de nivelación amarrada a un B.M. alejado de la construcción, para control de la obra misma y las edificaciones vecinas. Las nivelaciones se harán periódicamente mientras dure la construcción y tres años después por lo menos o mientras se indique lo contrario, con el fin de detectar algún cambio significativo y poder establecer las medidas preventivas y correctivas necesarias. Los resultados deberán ser enviados oportunamente al Ingeniero de suelos, incluyendo fechas y el estado de la obra.



10. LIMITACIONES DEL ESTUDIO

Las conclusiones y recomendaciones consignadas en el presente estudio se basan en los resultados de las investigaciones de campo y laboratorio, descritas en los correspondientes capítulos y en la experiencia y criterio de los profesionales que participaron en el estudio. Si se presentan condiciones diferentes a las aquí descritos, se deberá dar aviso al Ingeniero de Suelos para proceder con los cambios a que haya lugar.

En la obra deberá permanecer una copia del estudio de suelos y la bitácora de obra, con el propósito de verificar las condiciones establecidas con los trabajos de campo y laboratorio, durante las visitas programadas al Ingeniero de Suelos y la Interventoría.

Se requiere que el Ingeniero de Suelos participe del control sobre el comportamiento de las soluciones recomendadas, a medida que se avance en la construcción de las cimentaciones; en consecuencia, antes de iniciar la construcción parcial o definitiva de la obra, deberá adelantarse una reunión con Propietario, el Constructor y la Interventoría para ilustrar y discutir la información que requiere cada una de las partes en cuestión.

Todos los procesos constructivos que se relacionen con el Estudio de Suelos, deberán consignarse por escrito en la Bitácora de obra, con aprobación de la Interventoría la cual será material de consulta durante las visitas que realice el Ingeniero de Suelos, asignado por la CIA DE SUELOS S.A.S

Una vez elaborados los diseños estructurales de la cimentación y de la edificación, deberá enviarse una copia a esta oficina, con el propósito de revisar que la información entregada en el Estudio de Suelos, fue interpretada de acuerdo con

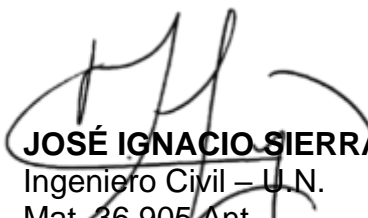


las necesidades del Proyecto o para realizar los ajustes y recomendaciones adicionales que se estimen convenientes. En los planos estructurales deberá indicarse las cotas de cimentación definitivas y la capacidad admisible de soporte utilizada por el Ingeniero Estructural.

Los resultados completos de las nivelaciones periódicas y definitivas de las obras hasta después de los tres años, definidos en el numeral 9.12.2, deben ser enviados oportunamente a esta oficina, encargada de la ejecución y asesoría de suelos, incluyendo fechas y estado de la obra, con el propósito mantener el control completo de la edificación y la garantía de que esta se está comportando adecuadamente, de acuerdo con lo establecido en el Estudio de Suelos y en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR – 10.

Si se siguen las recomendaciones presentadas en este informe y las exigencias del NSR – 10, es muy poco factible que se presenten problemas geotécnicos de excavación y construcción, donde nuevamente recalcamos en la necesidad de implementar medidas preventivas por parte del Constructor y la Interventoría en todos los procedimientos de la obra, para evitar la ejecución de procedimientos correctivos durante su ejecución y su vida útil.

Atentamente,


JOSÉ IGNACIO SIERRA V.
Ingeniero Civil – U.N.
Mat. 36.905 Ant.
Especialista en Mecánica de Suelos y Cimentaciones – EAFIT

83

84

85

86