CAPÍTULO
4.0

CONTENIDO

Contenido		1
Estudio geotécnico		2
4.1	Introducción	2
4.2	Investigación del subsuelo	2
4.2.1.	Exploración del subsuelo	2
4.2.2.	Ensayos de laboratorio	3
4.3	Caracterización del perfil estratigráfico	5
4.4	Análisis de estabilidad	6
4.4.1	Condiciones de análisis	6
4.4.2	Resultados del análisis de estabilidad	7
4.5	Expansividad de suelos	8
4.6	Fuentes de consulta	9

CAPÍTULO
4.0

ESTUDIO GEOTÉCNICO

4.1 INTRODUCCIÓN

El presente capítulo tiene por objeto presentar los resultados de la investigación del subsuelo y la definición de los parámetros de resistencia de los materiales que lo constituyen, así como la ejecución de los análisis de estabilidad que conduzcan al planteamiento de las diferentes alternativas de obras para el control de la estabilidad geotécnica del área de estudio. De otra parte, mediante el estudio geotécnico se sientan las bases para la evaluación de la amenaza por remoción en masa, toda vez que se determinan las áreas de análisis y se establecen los diferentes mecanismos de falla de los materiales.

La investigación del subsuelo contempló dos etapas: Exploración (con métodos mecánicos y geofísicos) y ensayos de laboratorio sobre las muestras obtenidas en la primera etapa. Los parámetros de resistencia se obtuvieron a través del ensayo *in situ* de penetración estándar, ensayos de laboratorio y análisis retrospectivos de estabilidad en la zona inestable. Los análisis de estabilidad bajo condiciones estáticas y pseudoestáticas se efectuaron con la ayuda del programa PCSTABLE en su versión 6.0 de la Universidad de Purdue.

El capítulo consta de seis secciones, de las cuales la primera corresponde a la introducción, la segunda registra los trabajos de investigación del subsuelo, la tercera hace énfasis en la caracterización del perfil estratigráfico, en la cuarta se presentan los análisis de estabilidad, en la quinta se muestran los análisis de expansividad de suelos y en la sexta y última se incluyen las fuentes de información consultadas.

4.2 INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

4.2.1. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

A partir del programa preliminar de exploración del subsuelo (Ver **ANEXO 4.6**), el cual fue presentado a consideración del Contratante y de la Interventoría del proyecto, se efectuaron diversos ajustes al programa final de exploración, de acuerdo con las condiciones encontradas y la modelación geológica. Para afinar el modelo y complementar la exploración propia, se esperaba contar con información secundaria acerca de las perforaciones contratadas por la firma constructora de la Urbanización, pero no fue posible acceder a la misma, en forma completa. De igual forma, la comunidad no permitió la realización de apiques en las zonas de andenes sobre las fachadas principales ni en los patios, que tenían como objetivo conocer las características de cimentación de las edificaciones y el suelo de fundación de las mismas.

Se llevó a cabo un programa de exploración directa e indirecta con el fin de conocer el espesor y las propiedades geotécnicas de los diferentes materiales encontrados en el área, detallar los contactos litológicos, tomar muestras inalteradas y deducir el estado del perfil estratigráfico y del substrato rocoso. En total se realizaron dos apiques (3,2 ML), dos trincheras, seis perforaciones (25 ML), un sondeo geoeléctrico SEV (30 ML), y un perfilaje geoeléctrico PEC (50 m de longitud y 20 m de profundidad), además de la inspección visual del entorno geológico, geomorfológico y geotécnico. En los planos geológico y geomorfológico del presente estudio (Ver **CAPÍTULO 3.0**) se muestra la distribución en planta de los puntos donde se efectuó la exploración del subsuelo.

En la **TABLA 4.1** se listan las coordenadas, cotas y profundidades aproximadas de los apiques, perforaciones, sondeo eléctrico vertical y perfilaje geoeléctrico, y en los **ANEXOS 4.1** y **4.2** se presentan los registros de la exploración geofísica y mecánica respectivamente.

Como resultado de esta etapa del estudio geotécnico se obtiene que exista una buena relación entre los registros obtenidos a partir de la exploración geoeléctrica y los obtenidos mediante exploración directa (apiques y perforaciones). Los espesores de los materiales coinciden en ambos tipos de registros, y por tanto se validó el perfil geoeléctrico, con el fin de emplear dicha información en la elaboración de los modelos geológicos básicos para el análisis de estabilidad.

En términos generales, el subsuelo está constituido por rellenos que alcanzan espesores hasta de 3 m, los cuales fueron dispuestos sobre el suelo residual arcilloso de la Formación Bogotá (rellenos terraceados) o sobre suelo residual contaminado con material orgánico en áreas de ladera (rellenos no terraceados). De acuerdo con los registros de la exploración del subsuelo, los suelos residuales también pueden tener espesores hasta de 3 m, aunque por el carácter arcilloso de la formación, resulta complicado establecer el contacto entre los suelos residuales y el saprolito; lo cierto es que entre los dos horizontes se alcanzan espesores hasta de 5 m.

TABLA 4.1
LOCALIZACIÓN DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN DE SUBSUELO

PUNTO DE EXPLORACIÓN	COORDENADAS		COTA	PROFUNDIDAD
	NORTE (m)	ESTE (m)	m. s. n. m.	(m)
APIQUE 1	97.961	100.010	2.690,8	1,0
APIQUE 2	97.980	100.012	2.693,2	2,3
PERFORACIÓN 1	97.957	100.001	2.689,1	8,5
PERFORACIÓN 2	97.971	100.014	2.692,5	4,10
PERFORACIÓN 3	97.941	99.985	2.678,3	2,10
PERFORACIÓN 4	97.950	99.995	2.687,2	4,5
PERFORACIÓN 5	9.7998	100.006	2.696,4	2,25
PERFORACIÓN 6	97.990	100.039	2.695,8	4,5
SONDEO GEOELÉCTRICO SEV – 1	97.958	100.023	2.691,1	20
PERFILAJE GEOELÉCTRICO PEC-1	97.947- 97.980	100.037 – 99.996	2.689 – 2.694	20

4.2.2. ENSAYOS DE LABORATORIO

Para la determinación de las propiedades índice del suelo a diferentes profundidades y los parámetros de resistencia se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio: Humedad natural, límites líquido y plástico, límite de contracción, expansión controlada, peso unitario y corte directo a humedad natural. En el **ANEXO 4.3** se presentan los resultados de los ensayos de laboratorio efectuados sobre las muestras representativas y en la **TABLA 4.2** se sintetizan los valores obtenidos para cada nivel de suelo. Empleando la metodología sugerida por el profesor Álvaro González (1998), se determinaron parámetros de resistencia de rellenos y suelos residuales a partir del ensayo de SPT, lo cual permitió complementar la tabla de parámetros de resistencia para los suelos en los cuales no se efectuaron ensayos de laboratorio.

TABLA 4.2
RESUMEN DE RESULTADOS DE LABORATORIO DE SUELOS Y ENSAYO SPT

Ensayo	Parámetro	Rellenos antrópicos en áreas inestables	Rellenos antrópicos terraceados	Suelo residual en proceso de falla	Suelo residual *in situ*	Saprolito
SPT	COHESIÓN (ton/m^2)	0	0	0,25	0,18	-
	FRICCIÓN (ϕ **°)**	24	26	26	29	29
CORTE DIRECTO CU	COHESIÓN (ton/m^2)	-	-	3,5	-	-
	FRICCIÓN (ϕ **°)**	-	-	28	-	-
CORTE DIRECTO UU	COHESIÓN (ton/m^2)	-	-	2,6	3,20	
	FRICCIÓN (ϕ **°)**		-	18	-	-
PESO UNITARIO	γ_t ton/m^3	1,87	1,87	2,14	2,14	2,2
CLASIFICACIÓN	U.S.C.S	CL-ML	CL-ML	CL-CH	CH-CL	CH-CL
LIMITES DE CONTRACCIÓN	CONTRACCIÓN %	-	12,45	23,10	17,41 – 18,67	-
EXPANSIÓN CONTROLADA	PRESIÓN DE EXPANSIÓN (ton/m^2)	-	-	1,3	-	-
LIMITE LIQUIDO	LL %	38,8-38,7	22,4-24	29,8-50,6	32-50,2	39,5
LIMITE PLÁSTICO	LP %	18,9-22,8	14,9-15,9	17,3-27,2	17,2-20,7	19,3
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	IP %	19,9-15,9	7,5-8,1	12,5-23,4	11,9-29,5	12,2
HUMEDAD NATURAL	W %	18-18,3	12,7-20,1	12,8-30,2	11-21	21,2

De acuerdo con los ensayos de laboratorio, los valores más altos de humedad natural se registran en los suelos residuales y en la base de los rellenos terraceados en la zona de viviendas; allí los suelos presentan humedad natural hasta del 21% en los primeros y 20,1% en los segundos. En zonas donde los suelos residuales se encuentran reblandecidos (zona de falla), la humedad natural alcanza valores hasta del 30,2%. Naturalmente, esta variable toma sus valores más altos en profundidades cerca del nivel freático.

Los índices de plasticidad más bajos son los del relleno de la zona de viviendas (7,5% a 8,1%), y los mayores corresponden a los suelos residuales (11,9% a 29,5%). En términos generales, los suelos residuales y el saprolito clasifican según la USCS como arcillas de plasticidad elevada (CH) a arcillas limosas (CL), mientras que los rellenos clasifican como arcillas limosas (CL) a limos arcillosos (ML).

El peso unitario de los materiales aumenta con la profundidad (1,87 – 2,2 ton/m^3), en razón al perfil de meteorización del macizo en roca blanda (arcillolitas con niveles de arenisca interestratificados).

El ángulo de fricción interno de los suelos tanto de relleno como residuales, determinado a partir de los datos del ensayo SPT se encuentran dentro del intervalo obtenido mediante la realización de ensayos de corte directo consolidado no drenado (CU) y corte directo no consolidado no drenado (UU) (18º - 28º).

El parámetro de cohesión obtenido mediante los ensayos de laboratorio se encuentra muy por encima del obtenido a partir del ensayo *in situ*; no obstante, se debe considerar que con el ensayo *in situ* básicamente se determinaron parámetros para los rellenos, donde la cohesión tiende a cero.

4.3 CARACTERIZACIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Para la caracterización geomecánica de los diferentes tipos de materiales encontrados se tomaron como base los trabajos de reconocimiento de campo, la información obtenida de la exploración del subsuelo, los ensayos de laboratorio y la interpretación geológica. Se aclara que el saprolito y la roca no fueron estudiadas al detalle, teniendo en cuenta que las superficies de falla potenciales ocurren siempre en los suelos blandos, es decir, en los rellenos y suelos residuales arcillosos. En consecuencia, se adoptaron parámetros de resistencia de la literatura existente y se calibraron a través de ensayos retrospectivos de estabilidad.

En total, se determinaron seis (6) tipos de material, los cuales se describen a continuación:

- **NIVEL 1**

RELLENOS ANTRÓPICOS EN ÁREAS INESTABLES: Material de composición arcillo limosa de consistencia baja a media, humedad natural hasta del 18,3%. Su peso unitario es de 1,87 ton/m³ y clasifica como arcilla limosa a limo arcilloso CL-ML de acuerdo con la USCS. Con respecto al estudio geológico, corresponden a la unidad (Qdp). Estos materiales se encuentran contaminados de material orgánico y escombros de construcción.

- **NIVEL 2**

RELLENOS ANTRÓPICOS TERRACEADOS: A diferencia del anterior, este tipo de relleno es clasificado, aunque también es de composición arcillo limosa de consistencia media, humedad natural hasta del 20,1%. Su peso unitario es de 1,87 ton/m³ y clasifica como arcilla limosa a limo arcilloso CL-ML de acuerdo con la USCS. Con respecto al estudio geológico, corresponden a la unidad (Qra-t) del estudio geológico.

- **NIVEL 3**

SUELO RESIDUAL EN PROCESO DE FALLA: Arcilla gris clara de consistencia media a dura, su espesor varía entre 2 m y 4 m; clasifica como suelo CL-CH (arcilla de media a alta plasticidad), según la USCS. Su peso unitario es de aproximadamente 2,14 ton/m³ y la humedad natural alcanza valores hasta del 30,2 %.

- **NIVEL 4**

SUELO RESIDUAL *IN SITU*: Arcilla gris clara rojiza, de consistencia blanda a dura, su espesor varía entre 2 m y 3 m; clasifica como suelo CH - CL (arcilla alta a media plasticidad), según la USCS. Su peso unitario es de aproximadamente 2,14 ton/m³ y la humedad natural alcanza valores hasta del 21 %. Los suelos residuales fueron identificados en el estudio geológico con la nomenclatura (Qsr).

- **NIVEL 5**

SAPROLITO: Arcilla rojiza, con vetas amarillas y óxidos de Fe, de consistencia dura, humedad media a alta, el espesor aproximado es de 3 m a 4 m.

✦ **NIVEL 6**

ARCILLOLITAS DE LA FOMACIÓN BOGOTÁ (TPB). Arcillolitas fisuradas y duras. Se encuentra a partir de los 8 m de profundidad en la zona de deslizamiento. Su peso unitario puede ser de 2,3 ton/m³. Las arcillolitas se encuentran interestratificadas con areniscas, pero en general la formación Bogotá es de característica blanda, razón por la cual se considera que son las arcillolitas las que gobiernan el comportamiento geotécnico de la ladera en general.

4.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

El objetivo de los análisis de estabilidad es evaluar las condiciones de los taludes del área de estudio, con el fin de que dichos análisis sirvan de soporte para las evaluaciones posteriores referentes a la amenaza y riesgo.

Los análisis de estabilidad se efectuaron a partir de la calibración de los parámetros geomecánicos de los materiales que constituyen el subsuelo, en especial de los rellenos y de los suelos residuales arcillosos, tomando como base los resultados de los ensayos de laboratorio y de la exploración de campo. La modelación se efectuó con la ayuda de los métodos de equilibrio límite, para cada uno de los taludes (perfiles empleados de acuerdo con el plano geológico).

4.4.1 CONDICIONES DE ANÁLISIS

Los análisis de estabilidad se inician con los análisis retrospectivos en el perfil A-A indicado tanto en el plano topográfico (Ver **PLANO 2.1**) como en el geológico (**PLANO 3.1**), donde existe una evidencia clara de inestabilidad. Bajo estas condiciones, se considera que en dichos sectores la estabilidad es precaria y que el factor de seguridad es del orden de 1,0, o que el terreno se encuentra en estado de equilibrio límite.

Tomando como base los parámetros de resistencia obtenidos mediante los ensayos de laboratorio y los determinados a partir de los datos del ensayo *in situ* SPT en los rellenos antrópicos y los suelos residuales, mediante el mecanismo de falla circular por Bishop y con nivel freático constante de acuerdo con los registros de la exploración del subsuelo (tabla de agua), los factores de seguridad (FS) tienden a cero (Ver **FIGURAS 4.1** a **4.3** del **ANEXO 4.4**) y la única forma para lograr el estado de equilibrio límite FS=1,0 sería retirando el agua, situación que tampoco es real (**FIGURA 4.4** del **ANEXO 4.4**). Posteriormente, se efectuó el análisis mediante superficie específica de Bishop, a través del contacto suelo residual en proceso de falla y saprolito, con la tabla de agua, conllevando al mismo resultado (**FIGURAS 4.5** a **4.9** del **ANEXO 4.4**).

Por las razones anteriores, se considera conveniente no efectuar análisis con tabla de agua sino más bien con un incremento en la presión de poros al interior de los materiales, la cual se simula con una condición del suelo parcialmente saturado Ru de 0,50 (**FIGURAS 4.10** a **4.14** del **ANEXO 4.4**). Caso en el cual los parámetros de resistencia de los suelos involucrados en el proceso de falla se encuentran dentro del intervalo obtenido mediante los ensayos de laboratorio.

Al tener en cuenta que Ru = (ɣwhw/(ɣtht), siendo ɣw el peso del agua, hw la altura del agua, y ɣt el peso total de la masa de suelo y ht su espesor, con Ru de 0,5 se estaría diciendo que la masa de suelo se encuentra totalmente saturada ya que Ru sería ½ hw/ht. Para que Ru sea 0,5 hw debe ser igual a ht, por tanto, el agua estaría en todo el espesor del material. Esta es la explicación técnica mediante la cual se sustenta el Ru de 0,5 para los correspondientes análisis de estabilidad.

En la **TABLA 4.3** se indican los parámetros de resistencia empleados para el análisis de estabilidad, los cuales a su vez fueron utilizados para la evaluación de la amenaza.

4.4.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Los análisis de estabilidad efectuados para el talud inestable de la Zona de Cesión tipo A, permiten concluir que el talud se encuentra en estado de falla, con factores de seguridad ligeramente por debajo a la condición de equilibrio (FS=1,0) y que el deslizamiento es de carácter retrogresivo, por lo que puede llegar a involucrar una mayor área a la actualmente afectada en la zona de parqueadero, reduciendo por tanto las condiciones de seguridad de la Urbanización. Bajo la condición pseudoestática se puede producir el colapso de la masa inestable.

TABLA 4.3
PARÁMETROS DE RESISTENCIA EMPLEADOS PARA LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

TIPO DE MATERIAL	PESO UNITARIO HÚMEDO (ton/m^3)	PESO UNITARIO SATURADO (ton/m^3)	Ru	COHESIÓN Kg/cm^2 (ton/m^2)	FRICCIÓN ϕ (°)
RELLENO (NIVEL 1)	1,87	2,0	0,50	0	24
RELLENO (NIVEL 2)	1,87	2,0	0,50	1	26
RESIDUAL (NIVEL 3)	2,14	2,2	0,50	1	20
RESIDUAL (NIVEL 4)	2,14	2,2	0,50	2	26
SAPROLITO (NIVEL 5)	2,2	2,3	0,50	3	28
ROCA (NIVEL 6)	2,3	2,4	0,50	4	30

Por las razones anteriores, se recomienda la construcción de obras de contención como las indicadas en la **TABLA 4.4** (**FIGURAS 4.16** a **4.43** del **ANEXO 4.4**) y que se analizan con más detalle en el **CAPÍTULO 8.0**.

TABLA 4.4
FACTORES DE SEGURIDAD PARA CONDICIONES ESTÁTICA Y PSEUDOESTÁTICA, CON OBRAS

FS CONDICIÓN ESTÁTICA	FS CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA SISMO 0,20g	FS CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA SISMO 0,30g	OBRAS
1,0	0,63	0,51	Condición actual.
1,09	0,96	0,91	Condición de estabilidad de la zona de parqueadero.
1,44	0,86	0,70	Condición de estabilidad en la manzana 16.
1,97	1,0	0,75	Pedraplén de contrapeso en la pata del talud y dos filas de anclajes de 60 ton espaciados cada 3 m.
2,17	1,2	1,05	Terraceo (3 niveles hacia las cotas 2.683, 2.686 y 2.692), y anclajes de 70 ton cada 3 m en cada nivel de terraza.
1,87	1,17	1,0	Cortina de pilotes con pantalla anclada (anclajes de 25 ton cada 3 m) y una fila adicional de anclajes en la parte media del deslizamiento (60 ton cada 3 m).

Retirando la zona inestable, el factor de seguridad bajo condición estática es de 1,0 en la zona de parqueadero y de 1,32 en el área de viviendas (manzana 16) (**FIGURAS 4.17** a **4.16** del **ANEXO 4.4**), lo cual explica que el fenómeno de inestabilidad es de carácter retrogresivo, por lo menos en lo que respecta al área de parqueadero.

De acuerdo con la tabla anterior, las condiciones actuales de estabilidad del talud bajo la situación pseudoestática son bastante precarias, aún asumiendo un coeficiente de aceleración horizontal de 0,20g.

Mediante la construcción de muros de contrapeso en la parte inferior del talud no se logra la condición estable para el sismo de diseño con un coeficiente de aceleración horizontal de 0,30g, además se requiere de la construcción de obras adicionales para recuperar la zona de parqueadero.

Por confiabilidad y buena experiencia en el desempeño de las obras, una buena alternativa consiste en la construcción de tres filas de anclajes de 70 ton cada uno y separados cada 3 m, en tres niveles de terraza. Estas obras permiten asegurar la estabilidad tanto de la zona inestable como de la ladera en general. Una desventaja de esta alternativa es lograr el desarrollo de las presiones en el bulbo de anclaje, teniendo en cuenta que el macizo es en roca blanda, esto puede conllevar a longitudes grandes y por ende a costos elevados.

Mediante la construcción de una cortina con pilotes de 14 m de longitud, empotrados en la roca y arriostrados en sus cabezas con una pantalla de concreto anclada con elementos de 25 toneladas, espaciados cada 3 m, se puede reconformar la zona del parqueadero y mejorar las condiciones de estabilidad de la ladera en general. No obstante, para estabilizar el cuerpo del deslizamiento, se requiere de la construcción de una fila de anclajes de 60 ton cada uno y espaciados cada 3 m.

La medida recomendada para estabilizar la zona de deslizamiento y mejorar las condiciones de estabilidad de la ladera en general es la construcción de la cortina de pilotes con las dos filas de anclajes de 25 y 60 ton respectivamente.

Es de aclarar que en los análisis no se tuvo en cuenta el descenso de la presión hidrostática mediante la construcción de obras de drenaje, debido al comportamiento variable de las condiciones del agua en el subsuelo ante una gran área de recarga, y debido a que los materiales involucrados en los procesos potenciales de falla son de característica arcillosa, lo que permite clasificarlos como acuicierres desde el punto de vista hidrogeológico (almacenan el agua pero no permiten el flujo de la misma).

4.5 EXPANSIVIDAD DE SUELOS

Para clasificar los materiales que conforman el subsuelo en cuanto a su potencial de cambio de volumen por variaciones en las condiciones de humedad, se efectuaron ensayos de límites de contracción; mientras que para obtener estimativos de las presiones de expansión probables y del potencial de expansión, se efectuaron ensayos de expansión controlada en consolidómetro.

De acuerdo con los criterios de Holtz (1959), Dakshanamurthy *and* Raman (1973) y Anderson *and* Lade (1981), con base en el valor del límite de contracción puede concluirse que los rellenos sobre los cuales se encuentran cimentadas las viviendas de la Urbanización tienen un potencial de cambio de volumen bajo, mientras que los suelos residuales sobre los cuales yacen los rellenos, presentan un potencial de cambio de volumen medio.

Con base en los resultados de los ensayos de expansión controlada, se concluye que los suelos residuales sobre los cuales se encuentran dispuestos los rellenos en la zona urbana, se pueden desarrollar presiones de expansión de 1,3 ton/m^2, las cuales no son suficientes para generar daños en edificaciones de varios pisos, no obstante en estructuras livianas tales como pavimentos, andenes,

canales, cunetas y otros similares sí pueden llegar a generar daños leves como los que se presentan en la Urbanización Ciudadela Parque La Roca.

Por las razones anteriores, se concluye que muy difícilmente puede darse manejo a este tipo de problema, ante las fluctuaciones del nivel del agua en el subsuelo, por tratarse de una zona de ladera en la que de acuerdo con el estudio geológico, existe gran afluencia de agua subsuperficial y subterránea. En consecuencia, la medida recomendada sería mantener drenados los suelos residuales e inclusive el nivel de saprolito, mediante la construcción de drenaje superficial (cunetas, descoles), subsuperficial (trincheras drenantes) y profundo (drenes horizontales). De todas maneras, existen incertidumbres en el comportamiento del flujo subterráneo, por lo que con estas medidas tampoco se puede garantizar que no sigan apareciendo daños en la infraestructura física, pero si se atenuarán. Se aclara que los cambios volumétricos tienen lugar hacia la interfase relleno – suelos residuales y que el espesor de los rellenos es variable.

4.6 FUENTES DE CONSULTA

David, J. (1998). *Recent Developments In Landslide Mitigation Techniques*. *Geolith Consultants*.

Eden, W. J. (1971). CBD-143 *Lanslides in Clays*.

Luis Fernando Orozco Rojas y Cía. (2002). Informe del Análisis de Estabilidad Actual de la Urbanización Ciudadela Parque La Roca. Bogotá, Colombia.

Pérez de Agreda, A. y otros (1992). Efecto de la Infiltración de Agua en la Estabilidad de Taludes de Suelos Parcialmente Saturados. II Simposio Nacional Sobre Taludes y Laderas Inestables. La Coruña, España.