



UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA

Estado Tensional en Macizos de Rocas Lodosas de la Cordillera Oriental Colombiana

Daniel Mateo Díaz Blandón

Universidad Nacional de Colombia

Facultad de Ingeniería

Dirección de Área Curricular de Ingeniería Civil y Agrícola

Bogotá D.C., Colombia

2015

Estado Tensional en Macizos de Rocas Lodosas de la Cordillera Oriental Colombiana

Daniel Mateo Díaz Blandón

Trabajo final presentado como requisito parcial para optar al título de:

Magíster en Ingeniería - Geotecnia

Director:

Doctor Ingeniero Mario Camilo Torres Suárez

Línea de Investigación:

Relaciones constitutivas de suelos, rocas y materiales afines

Área:

Geotecnia Básica

Universidad Nacional de Colombia

Facultad de Ingeniería

Dirección de Área Curricular de Ingeniería Civil y Agrícola

Bogotá D.C., Colombia

2015

Dedicado a mi madre Omilse, mi padre José David y mi hermano Jacobo por su incondicional apoyo.

Ana María por su total compañía.

A mi familia por toda la colaboración, especialmente a mi tía Magnolia.

Agradecimientos

Agradezco a mi familia por estar ahí en los momentos difíciles; a la empresa Geosoluciones SAS, liderada por el Ingeniero Edgar Forero, por el apoyo en los momentos donde más lo necesitaba y el tiempo suministrado para el desarrollo de esta trabajo; a la empresa Geotecnia y Cimentaciones SAS por la información suministrada; a la Universidad Nacional por la formación brindada; a cada uno de los profesores de la maestría por los conocimientos transmitidos y especialmente al Ingeniero Mario Camilo Torres quien creyó en mí trabajo y pudimos sacar adelante este proyecto.

Resumen

El proyecto vial que busca comunicar el centro del país con la costa norte Colombiana, denominado Ruta del Sol, Sector 1, en sus 22 km iniciales, entre las poblaciones de Villeta y Guaduas (Departamento de Cundinamarca) sobre la Cordillera Oriental Colombiana, atraviesa unidades geológicas, lito-estratigráficas y estructurales muy complejas y desfavorables dado que se encuentran: (i) rocas sedimentarias lodosas y (ii) la incidencia de geoformas y sistemas de falla de origen tectónico.

Durante los proyectos de ingeniería que involucran rocas lodosas, se ha evidenciado la susceptibilidad de estos materiales a los cambios en las condiciones ambientales (ciclos de humedecimiento y secado) y cambios en los estados de esfuerzos (carga y descarga). El desconocimiento de los estados tensionales en estas rocas puede convertirse en un factor que conlleve a la generación de procesos de inestabilidad producto de la redistribución de esfuerzos y la degradación del material ante cambios en las condiciones medio ambientales a las que se expone, al ejecutar las excavaciones a cielo abierto para la conformación de la banca de la vía.

Dado el alto costo y la complejidad procedimental de las pruebas para determinar los estados de esfuerzos in-situ en los macizos rocosos, las empresas consultoras y constructoras no efectúan estos ensayos, analizando la estabilidad de la excavación simplemente con un análisis cinemático o estructural según el caso, y no evaluando la condición tensional in-situ en que se encuentra el macizo rocoso, la cual al ser comparada con la resistencia "intacta" del material rocoso, puede mostrar una situación límite de estabilidad intrínseca.

Por tal razón, este trabajo final de maestría presenta un procedimiento metodológico sugerido para estimar en forma aproximada los estados de esfuerzos de los macizos rocosos lodosos del tramo vial entre Villeta y Guaduas en el Departamento de Cundinamarca (Colombia), a partir de exploración geofísica, con técnicas como Líneas de Refracción Sísmica y pruebas de down-hole, haciendo uso del modelo propuesto por Sheorey (1994) y desarrollos adelantados previamente por Torres (2005 y 2011) y la SCI

(2014). Además se establecen algunas relaciones entre las propiedades elásticas y mecánicas de los macizos rocosos con sus condiciones lito-estratigráficas y estructurales actuales, que por lo general son objeto de evaluaciones descriptivas geológicas – geomorfológicas.

A partir del proceso metodológico establecido fue posible estimar de forma aproximada los estados tensionales en macizos rocosos, el cual se basó en el desarrollo del modelo de Sheorey (1994) donde se utilizaron los módulos de deformación ajustados o in-situ determinados a partir de exploración geofísica. La metodología fue aplicada en un tramo vial entre Villeta y Guaduas (Cundinamarca) cuyos resultados permitieron establecer que en los tramos donde se encuentran macizos de rocas lodosas se presentaría un predominio del esfuerzo horizontal sobre el vertical.

Palabras clave: rocas lodosas, estados de esfuerzos, comportamiento mecánico.

Abstract

The highway project that seeks to communicate the center of the country with the northern of the Colombian coast, it is called *Ruta del Sol*. The section 1, in the first 22 km in Cundinamarca Department - between Villeta and Guaduas towns on the Colombian Eastern mountain range - crosses complex and unfavorable geological units, litho-stratigraphic and geological structures since they have: (i) sedimentary mudrocks and (ii) the impact of landforms and fault systems of tectonic origin.

In engineering projects that involve mudrocks it has been demonstrated the susceptibility of these materials to changes in the environmental conditions (wetting and drying cycles) and changes in stress states (loading and unloading cycles). Ignorance of the stress states on these rocks can become a factor that lead the generation of instability processes; this as a result of the stress redistribution and material degradation for possible changes in the environmental conditions to which is exposed by implementing open excavations for the formation of the road banking.

Given the high cost and procedural complexity of the test to determinate the rock masses state stress in-situ, consulting and construction companies do not do these test. Thus, the stability of the excavation is analyzed just by cinematic or structural analysis as appropriate with no real evaluation of the tensional condition in-situ; which when it is compared to the “intact” strength of the rock material shows an extreme situation of intrinsic stability.

For this reason, this Master final exposes a methodological procedure suggested to roughly estimate the mudrocks stress states of the masses rock, in the section between Villeta and Guaduas towns in the Department of Cundinamarca (Colombia), from geophysical exploration using techniques as Seismic Refraction Lines and Down-hole test. Also, by using the model proposed by Sheorey (1994) and developments previously developed by Torres (2005 and 2011) and Colombian Engineering Society-SCI (2014). Besides, some relationships between the elastic and mechanical properties of the rock masses are established according to its current litho-stratigraphic and structural conditions; that generally are object of geological and geomorphology descriptive tests.

From the methodological process established, it was possible to roughly estimate the stress states in rock masses, which was based on the Sheorey model development (1994), where it was used the deformation adjusted or in-situ modules determined by geophysical exploration. The methodology was applied on a road section between Villeta and Guaduas towns (Cundinamarca); with its result, it could be established that in road sections where masses mudrocks are presented, could have a predominance of horizontal stress over vertical stress.

Keywords: mud rocks, stress states, mechanical behavior.

Contenido

	Pág.
Resumen	IX
Lista de figuras	XVI
Lista de tablas	XXII
Lista de Símbolos y abreviaturas	XXIV
Introducción	1
Objetivo general	3
Objetivos específicos	3
Alcance	3
1. Marco conceptual y de referencia	5
1.1 Origen y formación de las rocas lodosas	5
1.2 Propiedades índices de los materiales rocosos	9
1.3 Propiedades dinámicas de los macizos rocosos	10
1.4 Relación entre módulo dinámico y estático.....	14
1.5 Estados de esfuerzos “In-Situ” en macizos rocosos	19
1.5.1 Influencia de la topografía en los estados de esfuerzos	23
1.5.2 Influencia de los pliegues en los esfuerzos verticales.....	24
1.5.3 Determinación del esfuerzo horizontal	26
1.6 Modelo de Sheorey	33
1.6.1 Resultado del modelo.....	36
1.6.2 Validación del modelo	41
1.6.3 Resumen	42
1.7 Determinación de estados de esfuerzos mediante pruebas de campo	43
1.7.1 Overcoring (sobreperforación)	46
1.7.2 Fracturamiento hidráulico.....	48
1.8 Prospección geofísica	51
1.8.1 Método de refracción sísmica	51
1.8.2 Ensayo de Downhole	56
1.9 Anisotropía inherente a los estados de esfuerzos	60
2. Geología lito-estratigráfica, estructural y geomorfología del corredor estudiado	63
2.1 Área de estudio	63
2.2 Entorno tectónico regional	65

2.3	Geología lito-estratigráfica regional	68
2.4	Elementos estructurales y lineamientos de falla	71
2.5	Unidades geológicas en profundidad (corte geológico)	73
2.6	Geología lito-estratigráfica local del corredor	74
2.7	Geología estructural.....	77
2.7.1	Rasgos estructurales entre 0.00 – 12.40 km	78
2.7.2	Rasgos estructurales entre tramo 12.40 – 15.00 km	79
2.7.3	Rasgos estructurales 15.00 – 19.00 km.....	80
2.7.4	Rasgos estructurales entre 19.00 – 22.00 km	80
2.8	Geomorfología	80
3.	Metodología de análisis para estimar los estados de esfuerzos	85
3.1	Relación de la exploración utilizada.....	85
3.1.1	Exploración directa.....	86
3.1.2	Exploración indirecta	89
3.2	Propiedades índice y mecánicas de las formaciones rocosas	91
3.2.1	Peso unitario de los materiales	92
3.2.2	Relación de Poisson estática	93
3.2.3	Módulo de Young estático.....	94
3.2.4	Resistencia a la compresión simple.....	95
3.3	Evaluación del índice geológico de resistencia (GSI) a través del corredor....	97
3.4	Propiedades dinámicas del macizo rocoso.....	102
3.4.1	Relación entre la velocidad de onda de compresión y de corte (V_p/V_s).....	102
3.4.2	Relación de Poisson dinámica	104
3.4.3	Módulo de elasticidad dinámico y relaciones.....	105
3.5	Relación entre las velocidades de onda y los modelos geológicos generales en varios puntos del trazado.....	110
3.6	Estudio teórico de la anisotropía inducida por los esfuerzos de terreno	116
3.7	Determinación de los estados de esfuerzos	119
4.	Análisis de resultados.....	126
4.1	Estudio de la exploración.....	126
4.2	Planteamiento de la metodología para determinación de estados de esfuerzos in-situ de los macizos rocosos	128
5.	Conclusiones y recomendaciones.....	135
5.1	Conclusiones	135
5.1.1	Modelo de análisis de esfuerzos in-situ de macizos de rocas lodosas.....	135
5.1.2	Examen de las características y del estado de esfuerzos del corredor vial entre Villeta y Guaduas	136
5.2	Recomendaciones	139
6.	Anexos.....	141
7.	Bibliografía.....	143

Lista de figuras

	Pág.
Figura 1-1 Fuentes de sedimentos y procesos de formación de las rocas lodosas (Tomado de fuente original, en Montero et al., 2012)	6
Figura 1-2 Mecanismos de transporte (Tomado de fuente original, en Montero et al., 2012)	8
Figura 1-3 Deformaciones elásticas y movimientos de partículas asociadas con la propagación de ondas en materiales: (a) Onda P, (b) Ondas S (Tomado de Barton, 2007)	11
Figura 1-4 Efectos de la propagación de onda en el material geológico (Tomado de Álvarez et al., 2003)	12
Figura 1-5 Relación entre el módulo dinámico (E_d) y estático (E_o) (Stacey, 1977 tomado de Barton, 2007)	15
Figura 1-6 Relación entre el módulo estático de deformación (E_o) y el módulo dinámico de elasticidad (E_d) (Lykoshin et al., 1971 tomado de Barton, 2007)	15
Figura 1-7 Relación de módulos de deformación estático E_o vs dinámico E_d (Tomado de Torres, 2005)	16
Figura 1-8 Relación entre el módulo estático (E_o) y el módulo dinámico (E_d) (Kujundzic y Grujic, 1966 tomado de Barton, 2007)	17
Figura 1-9 Relación entre E_d/E_o y el módulo dinámico para arcillas (Tomado de Yagi e Ishii, 1969)	18
Figura 1-10 Variación de los esfuerzos verticales con profundidad (Tomado de Hoek y Brown, 1978)	22
Figura 1-11 Influencia de la topografía en los estados de esfuerzos iniciales (Tomado de Goodman, 1989)	23
Figura 1-12. Efectos de los pliegues en los esfuerzos verticales (Tomado de Goodman, 1989)	25

Figura 1-13 Comparación de los máximos esfuerzos cortantes en (a) medios homogéneos y (b) formaciones heterogéneas (Tomado de Goodman, 1989)	25
Figura 1-14 Variación de la relación k en profundidad (Tomado de Brown y Hoek, 1978)	30
Figura 1-15 Comportamiento de la relación k en profundidad para minas de carbón en China (Tomado de Kang et al., 2010)	32
Figura 1-16 Valores de los esfuerzos principales en profundidad en minas de carbón (Tomado de Kang, H. et al., 2010)	32
Figura 1-17 (a) Modelo de una sección transversal de la tierra propuesta por Saas, 1973 (citado por Sheorey, 1994). (b) Modelo de capas esféricas de la tierra, con 12 rebanadas (Tomado de Sheorey, 1994)	34
Figura 1-18 (a) Comparación entre el modelo teórico y la relación k de los datos tomados en campo. (b) Variación teórica del esfuerzo vertical y horizontal con profundidad (Tomado de Sheorey, 1994)	37
Figura 1-19 (a) Variación de k con los módulos de elasticidad para diferentes profundidades. (b) Pendiente dk/dE con profundidad (Tomado de Sheorey, 1994)	38
Figura 1-20 Reducción de los esfuerzos en la superficie con el incremento del radio de curvatura de la tierra (Tomado de Sheorey, 1994)	40
Figura 1-21 Relación entre los esfuerzos horizontales medidos y los calculados a partir de la Ecuación (1-39) (Tomado de Sheorey, 1994)	42
Figura 1-22 Proceso de instalación Doorstopper (Tomado de Ljunggren et al., 2003).....	47
Figura 1-23 Proceso de instalación celda USBM y CSIR (Tomado de Ljunggren et al., 2003).....	48
Figura 1-24 Montaje del método de fracturamiento hidráulico (Tomado de SINTEF, 2005)	50
Figura 1-25 Gráfica de presiones vs tiempo obtenida en la técnica de fracturamiento hidráulico (Tomado de SINTEF, 2005)	51
Figura 1-26 Esquema del método de refracción sísmica (Tomado de Estrada, 2008)	53
Figura 1-27 Dromocronas o curvas de tiempo de viaje, dos capas (Tomado de Estrada, 2008).....	53
Figura 1-28 Dromocronas o curvas de tiempo de viaje, tres capas (Tomado de Estrada, 2008).....	54
Figura 1-29 Esquema ensayo down-hole (Geostru, 2013 y FHWA, 2001).....	57
Figura 1-30 Dromocrono (gráfica t_{corr} vs z) (Geostru, 2013)	58

Figura 1-31 Perfil de velocidades con el método de intervalo (Geostru, 2013)	59
Figura 2-1 Localización geográfica del corredor de análisis (Tomado de Google Earth®)	64
Figura 2-2 Mapa neotectónico de Colombia y el sistema de fallas (Tomado de Pulido, 2003).....	67
Figura 2-3 Mapa geológico regional de la zona donde se ubica el corredor de estudio (Tomado de la Plancha 208, SGC, 2001).....	71
Figura 2-4 Esquema geológico estructural y tectónico (Tomado de Plancha 208, Ingeominas-hoy SGC, 2001)	72
Figura 2-5 Corte geológico, sección B-B' (Tomado de Plancha 208 – Villeta, Ingeominas- hoy SGC, 2001)	73
Figura 2-6 Mapa de pendientes con implantaciones del corredor (Tomado de Sociedad Colombiana de Ingenieros-SCI, 2014).....	83
Figura 3-1 Distribución de valores promedio de RQD a través de corredor (elaboración propia).....	87
Figura 3-2 Distribución de valores promedio de Recobro a través del corredor (elaboración propia)	88
Figura 3-3 Comportamiento del peso unitario en profundidad (elaboración propia).....	93
Figura 3-4 Relación de Poisson estática determinada en laboratorio, con profundidad (elaboración propia)	94
Figura 3-5 Módulo de Young axial estático de laboratorio con profundidad (elaboración propia).....	95
Figura 3-6 Resistencia a la compresión inconfiada sobre núcleos de rocas de las unidades geológicas, con profundidad (elaboración propia)	96
Figura 3-7 Distribución de valores de resistencia a la compresión inconfiada a lo largo del corredor en estudio (elaboración propia)	97
Figura 3-8 Distribución de valores de GSI en la zona de interés (adaptado de la plancha 208, tomada de SGC, 2001)	98
Figura 3-9 Variación del GSI en profundidad, considerando todos los datos levantados (elaboración propia)	100
Figura 3-10 Variación del GSI en profundidad, formaciones en el dominio geológico oriental (elaboración propia)	100

Figura 3-11 Variación del GSI en profundidad, formaciones en el dominio geológico central (elaboración propia)	101
Figura 3-12 Variación del GSI en profundidad, formaciones en el dominio geológico occidental (elaboración propia)	101
Figura 3-13 Variación de relación Vp/Vs con la profundidad por formaciones rocosas para LRS (elaboración propia)	103
Figura 3-14 Variación de la relación Vp/Vs con la profundidad según técnica de exploración - LRS y DH (elaboración propia).....	104
Figura 3-15 Relación de Poisson estática (laboratorio) y dinámica (in-situ) con profundidad (elaboración propia)	105
Figura 3-16 Variación del módulo de Young dinámico E_d del macizo rocoso (in-situ) con profundidad para rocas sedimentarias (elaboración propia)	106
Figura 3-17 Relación entre la velocidad de onda de compresión Vp (m/s) y el módulo de Young dinámico E_d in-situ (elaboración propia)	107
Figura 3-18 Relación entre el módulo dinámico E_d y la velocidad Vp en laboratorio (elaboración propia)	107
Figura 3-19 Relación E_d/E_o vs Vp para rocas sedimentarias conformado por areniscas conglomeráticas y areniscas de grano fino intercaladas con lodolitas (Torres, 2005)...	109
Figura 3-20 Relación entre módulos de Young estático E_o y dinámico E_d en laboratorio (elaboración propia)	110
Figura 3-21 Relación entre velocidades de onda Vp (m/s) con esfuerzos litostáticos (MPa), condición modelo de Sheorey – LS-02 (3.44 km) (elaboración propia)	116
Figura 3-22 Relación entre velocidades de onda Vp (m/s) con esfuerzos litostáticos (MPa), condición en reposo – LS-02 (3.44 km) (elaboración propia)	117
Figura 3-23 Relación entre velocidades de onda Vp (m/s) con esfuerzos litostáticos (MPa), condición modelo de Sheorey – DH-PP 234 (6.63 km) (elaboración propia).....	117
Figura 3-24 Relación entre velocidades de onda Vp (m/s) con esfuerzos litostáticos (MPa), condición en reposo – DH-PP 234 (6.63 km) (elaboración propia).....	118
Figura 3-25 Variación de la relación k en profundidad. (a) Relación k obtenida con la técnica de down-hole para el sondeo PP-271, (b) Relación k obtenida con la técnica de Refracción Sísmica para la línea de refracción sísmica LS-05 (elaboración propia)	120
Figura 3-26 Esfuerzos verticales en el corredor de estudio (MPa) (elaboración propia)	122
Figura 3-27 Esfuerzos horizontales en el corredor de estudio (MPa) (elaboración propia)	123

Figura 3-28 Variación de k en profundidad datos DH y LRS (Corredor de estudio) (elaboración propia)	124
Figura 3-29 Variación de k en profundidad datos LRS (corredor de estudio) (elaboración propia).....	124
Figura 3-30 Variación de k en profundidad datos DH (corredor de estudio) (elaboración propia).....	125
Figura 4-1 (a) Relación de esfuerzos k . (b) Esfuerzos verticales, horizontales y resistencia del material y del macizo rocoso. Down-hole PP-11A (elaboración propia)	130
Figura 4-2 Modelo conceptual de la metodología propuesta (elaboración propia).....	131
Figura 4-3 Relación entre el RQD y la resistencia a la compresión inconfiada y la geología (lito-estratigráfica y estructural) y geomorfología (elaboración propia)	132
Figura 4-4 Relación entre los esfuerzos verticales y horizontales encontrados aplicando la metodología planteada y la geología (lito-estratigráfica y estructural) y geomorfología (elaboración propia)	133

Lista de tablas

	Pág.
Tabla 1-1 Relación de k en profundidad (Tomado de Brown y Hoek, 1978).....	30
Tabla 1-2 Valores de los radios de curvatura de cada capa, los pesos unitarios y las presiones de confinamiento a diferentes profundidades (Tomado de Sheorey, 1994).....	35
Tabla 1-3 Parámetros adoptados para el planteamiento del modelo (Tomado de Sheorey, 1994).....	35
Tabla 1-4 Métodos para determinar estados de esfuerzos in-situ (Hudson, 2003 citado por Galera y Martín, 2004).....	44
Tabla 1-5 Ventajas y limitaciones de las pruebas para estimar estados de esfuerzos (Galera y Martín, 2004).....	45
Tabla 1-6 Relación entre la velocidad de onda de corte V_s (m/s) y el tipo de material (Tomado de Seyhan y Stewart, 2012)	55
Tabla 2-1 Localización del área de estudio (elaboración propia)	64
Tabla 2-2 Descripción resumida de las Unidades Geológicas Superficiales [Tomado del Ingeominas, 2001 (hoy SGC)]	68
Tabla 2-3 Descripción lito-estratigráfica local del corredor (Tomado de HMV y PCA, 2011)	75
Tabla 2-4 Estructuras locales encontradas entre el 0.00 y el 12.40 km (Tomado de HMV y PCA, 2011)	78
Tabla 2-5 Estructuras locales encontradas entre el tramo 12.40 y el 15.00 km (Tomado de HMV y PCA, 2011).....	79
Tabla 2-6 Estructuras locales encontradas entre el 19.00 y el 22.00 km (Tomado de HMV y PCA, 2011).....	80
Tabla 2-7 Descripción de principales unidades geomorfológicas (Tomado de HMV y PCA, 2011).....	81
Tabla 2-8 Sectorización geomorfológica del corredor en estudio (Tomado de HMV y PCA, 2011).....	81

Tabla 3-1 Análisis valores de RQD por unidades geológicas (elaboración propia)	88
Tabla 3-2 Análisis valores de índice de recobro por unidades geológicas (elaboración propia)	88
Tabla 3-3 Relación de ensayos down-hole (datos tomados de HVM y PCA, 2011 y elaborado por Díaz, 2015)	89
Tabla 3-4 Líneas de Refracción Sísmica ejecutadas (elaboración propia)	90
Tabla 3-5 Análisis estadístico de los pesos unitarios (elaboración propia)	92
Tabla 3-6 Análisis de valores de resistencia a la compresión inconfiada de la roca (elaboración propia)	97
Tabla 3-7 Perfil litológico asociado a las velocidades de onda promedio (elaboración propia)	111
Tabla 3-8 Estimación de la relación k y los estados de esfuerzos en varios puntos del corredor en estudio (elaboración propia)	121

Lista de Símbolos y abreviaturas

Símbolos con letras latinas

Símbolo	Término	Unidad
C_i	Constante de integración de la capa i	-
h_i	Espesor de las capas de material	m
$E_{acústico}$	Módulo de Young dinámico obtenido a partir de exploración geofísica	MPa
$E_{baja\ frecuencia}$	Módulo de Young dinámico obtenido a partir de frecuencias de resonancia	MPa
$E_{estática}$	Módulo de Young estático obtenido a partir de compresiones confinadas	MPa
E_d ó E_{dyn}	Módulo de Young dinámico	MPa
$E_{ultrasónico}$	Módulo de Young dinámico obtenido a partir de velocidad de onda ultrasónica	MPa
V_p	Velocidad de onda de compresión	m/s
V_s	Velocidad de onda de corte	m/s
V_L	Velocidad de onda longitudinal	m/s
t_i	Tiempo de viaje de la onda en la capa i	s
v_i	Velocidad de onda en la capa i	m/s
A	Área	m ²
A	Intercepto	-
B	Pendiente	-
E_h	Módulo de Young en sentido horizontal	kPa ó MPa
K	Módulo Bulk	MPa
NF	Nivel freático	m
R^2	Coefficiente de determinación (Análisis estadístico)	-
R_i	Radio de curvatura de la tierra	x10 ⁶ m
RMS	Root mean square ó valor cuadrático medio	-
E ó E_o ó E_{st}	Módulo de Young estático	MPa
E_i	Módulo de Young estático de la capa i	MPa
G	Módulo de corte	MPa
G_i	Gradiente térmico de la capa i	°C/m

Símbolo	Término	Unidad
T ó T_i	Temperatura ó temperatura de la capa i	/°C
Z ó H	Profundidad	m

Símbolos con letras griegas

Símbolo	Término	Unidad
γ_t, γ	Peso unitario total	kN/m ³
ρ	Densidad	kg/m ³
ε_z	Deformación horizontal	-
σ_1	Esfuerzo principal mayor	MPa
σ_2	Esfuerzo principal intermedio	MPa
σ_3	Esfuerzo principal menor	MPa
σ_H	Esfuerzo horizontal mayor	MPa
$\sigma_{Hpromedio}$	Esfuerzo horizontal mayor promedio	MPa
σ_h	Esfuerzo horizontal	MPa
σ_c	Resistencia a la compresión inconfiada	kPa ó MPa
σ_{ri}	Esfuerzo radial de la capa i	MPa
σ_v ó σ_z	Esfuerzo vertical	MPa
$\sigma_{\theta i}$	Esfuerzo tangencial de la capa i	MPa
G	Módulo de corte	kPa ó MPa
k	Relación de esfuerzos	-
α_i	Coefficiente lineal de expansión térmica de la capa i	/°C
α	Velocidad sometida a un esfuerzo de confinamiento de 1 kPa	m/s
β	Parámetro experimental que controla los efectos de contacto	-
ε	Deformación unitaria	-
$\eta, \theta, \varsigma, \rho, \Psi, \beta$	Representan la relación entre la velocidad y el esfuerzo durante un estado isotrópico de esfuerzos	-
ν	Relación de Poisson	-
$\varsigma, \Omega, \theta$	Coefficientes representan la rigidez de las partículas del material y la relación de vacíos del arreglo a fabrica constante	-
τ	Esfuerzo cortante	kPa ó MPa

Subíndices

Subíndice	Término
T	Total
Transv.	Transversal
Long.	Longitudinal
Z	En dirección vertical
C	Compresión
D	Módulo dinámico
S	Secundario o de corte
P	Primarias o de compression
0	Estado de referencia
Lab	Laboratorio

Abreviaturas

Abreviatura	Término
DH	Down-hole
LRS	Línea de refracción sísmica
LS	Línea sísmica
ISRM	International Society for Rock Mechanics
CHILE	Continuo, homogéneo, isotrópico, linealmente elástico
(P)	Pliegues
(F)	Fallas
(FL)	Fallas locales, detectadas o inferidas
GSI	Índice geológico de resistencia
RQD	Rock Quality Designation (Índice de calidad de la roca)

Introducción

En los proyectos de ingeniería, particularmente en los corredores viales, donde los diseños geométricos se proyectan sobre zonas de alta y media montaña, se interactúa con macizos rocosos plegados y fracturados, en donde hay un desconocimiento de los estados de esfuerzos in-situ. Dichos estados de esfuerzos se producen por diferentes acciones sobre los macizos rocosos como las presiones litostáticas, presiones de confinamiento, esfuerzos tectónicos, geformas, propiedades de la roca y la topografía de la zona. Además de procesos de carga y descarga (deposición y erosión a gran escala), cambio en el eje de rotación de la tierra, presiones ejercidas por la marea y las fuerzas generadas por la rotación de los macizos rocosos a diferentes altitudes (Sheorey, 1994). El cambio del eje de rotación de la tierra se puede presentar por varios factores, dentro de los que se encuentra el cambio climático, cuyo equilibrio en los polos por el deshielo debe compensarse, haciendo que el manto terrestre en algunas zonas se vuelva más pesado y otras zonas más ligero, cuya influencia directa se presenta en los estados de esfuerzos de los macizos rocosos.

Las rocas lodosas se originan por la acumulación de sedimentos tamaños limos y arcillas en presencia de agua (lodos) que se depositan en ambientes tranquilos, los cuales van quedando sepultados por los demás sedimentos y la columna de agua en las cuencas de sedimentación. Debido a la forma, en general laminada de las partículas, la disposición de contacto es cara a cara entre láminas, generando un ambiente pobre de oxígeno, poco permeable, bajo condiciones de presión y temperatura que producen reacciones físicos-químicas que litifican (endurecen) las partículas de forma relativamente débil.

Particularmente el desconocimiento en los estados esfuerzos in-situ tiene mayor influencia en los macizos de rocas de tipo arcilloso ya que existe una gran incertidumbre en el estudio de las trayectorias de carga-descarga y desplazamientos asociados a intervenciones antrópicas y medioambientales, como son las que implican excavaciones superficiales, subterráneas o los procesos erosivos.

El lograr determinar o aproximar un orden de magnitud del campo de esfuerzos in-situ de una formación rocosa, permite inferir un posible comportamiento que puede ocurrir por el cambio y variación de tales estados de esfuerzos producidos en el contorno de una obra de infraestructura. Además de esta condición, se debe conocer y relacionar con el marco tectónico regional, la geología lito-estratigráfica y estructural, geomorfología, propiedades geomecánicas de los materiales y las particularidades de cada zona.

Debido a los procesos de formación de las rocas lodosas, estas almacenan gran cantidad de energía de deformación producto del proceso de formación, el tectonismo regional y otros factores. La resistencia del material se relaciona con la edad geológica (Montero, Ángel y González, 1982) y los enlaces entre partículas, lo cual depende del peso de los materiales suprayacentes así como de procesos físico-químicos complejos. Una vez realizada una excavación el material puede liberar cierta cantidad de energía lo cual se traduce en una redistribución de esfuerzos, deformaciones del material y rotura de los enlaces diagenéticos, condiciones que son aceleradas e incrementadas por los ciclos de carga-descarga y humedecimiento-secado (Torres, 2011) a que será sometido a partir de la intervención.

Durante los proyectos de ingeniería que involucran rocas lodosas o formaciones geológicas con predominio de estas, ha llamado la atención la susceptibilidad de estos materiales se debe fundamentalmente a los cambios en las condiciones ambientales (ciclos de humedecimiento – secado y procesos de carga - descarga), observándose en alguna medida degradabilidad de las propiedades mecánicas que a su vez pueden inducir procesos de inestabilidad desde simples hasta extremadamente complejos (p.e. deslizamiento El Cune, en la zona de Villeta – Cundinamarca). Lo anterior se debe a los cambios de entorno entre el ambiente de formación anaeróbico y el ambiente de exposición óxido-reducción (ambiente atmosférico) en la ladera.

Por lo anterior, este trabajo final busca proponer un procedimiento metodológico que pueda ser implementado por los Ingenieros Geotecnistas, para contemplar en alguna manera los estados de esfuerzos in-situ en los posibles mecanismos de falla que pueda presentar un macizo de rocas lodosas de la Cordillera Oriental Colombiana, ante las excavaciones a cielo abierto o subterráneas que implica la construcción de un corredor vial. Se sugiere usar esta metodología en proyectos de infraestructura vial en fases de estudios 1 (Factibilidad) y 2 (Ingeniería básica).

Objetivo general

Elaborar un procedimiento metodológico que permita una aproximación a la determinación del estado tensional en macizos de rocas lodosas del sector Villeta – Guaduas, Cundinamarca–Colombia.

Objetivos específicos

- Establecer las propiedades elásticas y mecánicas de macizos de rocas lodosas en relación con sus condiciones geológicas y geomorfológicas actuales.
- Integrar los modelos geológicos-geotécnicos de análisis con las caracterizaciones geofísicas realizadas en varios puntos del sector de estudio.
- Evaluar los estados de esfuerzos de los macizos rocosos en profundidad para la condición actual del terreno, con base en el modelo de Sheorey (1994).
- Establecer algunas relaciones entre el estado tensional de los macizos rocosos, la geología y geomorfología, y el comportamiento geomecánico esperado durante las excavaciones.

Alcance

Obtener una aproximación a los estados de esfuerzos, vertical y horizontal, de los terrenos del corredor contractual del Tramo I del proyecto “Ruta del Sol” (años 2010 a 2012) a partir del modelo de Sheorey (1994), haciendo uso de la exploración geofísica realizada en 29 puntos del trayecto sobre las formaciones geológicas con predominio arcilloso, aflorantes entre las poblaciones de Villeta y Guaduas en el departamento de Cundinamarca, correlacionándolas de forma general con las características geológicas de mayor relevancia en el corredor de estudio. En este trabajo se tomará como referencia

el corte B-B' de la plancha 208 del Ingeominas (2001; hoy Servicio Geológico Colombiano-SGC) por lo que se referenciarán todos los esquemas de variabilidad de parámetros, propiedades o condiciones de análisis con la misma orientación geográfica. Se aclara que la distancia se referenciará en kilómetros (km) y el inicio del tramo de estudio será en Villeta (0.0 km) y el final del tramo será en el sitio conocido como Guaduro (22.0 km).

1. Marco conceptual y de referencia

A continuación se presenta un marco teórico de referencia básico de los conceptos, planteamientos, metodologías y resultados obtenidos por autores que trabajan en la determinación de los estados de esfuerzos in-situ en macizos rocosos, con el fin de lograr establecer una relación entre la geología litoestratigráfica y estructural, propiedades elásticas y mecánicas de los macizos, caracterización geofísica, estados de esfuerzos in-situ y comportamiento geomecánico esperado durante las obras de ingeniería. Se evidencia que la complejidad del problema y su eventual solución práctica, involucra componentes teóricos, tecnológicos y técnicos, que deben articularse armónicamente, para que los procedimientos metodológicos propuestos tengan la contundencia necesaria de modo que los resultados obtenidos sean coherentes, particularmente dado que los mismos no pueden ser verificados por las limitaciones propias de los ensayos y técnicas que recomienda la literatura especializada.

1.1 Origen y formación de las rocas lodosas

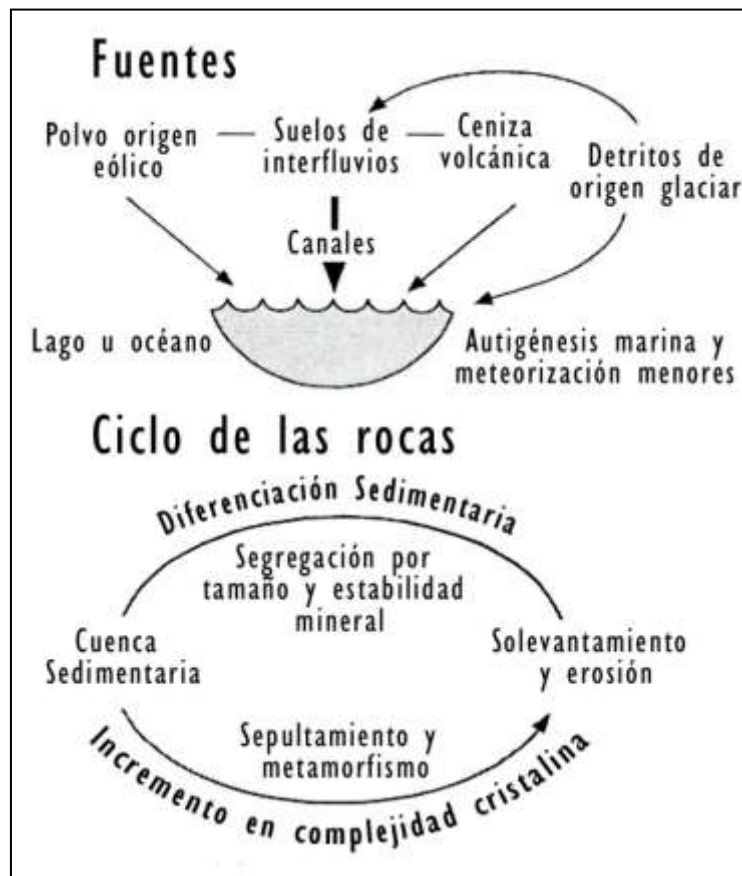
A continuación se presenta una descripción muy resumida del proceso de formación de las rocas lodosas, extraídas del Boletín Colombiano de Geotecnia, Edición No. 15 (Marzo de 2012) denominado “Las rocas lodosas de la Cordillera Oriental de Colombia” presentado por Montero et al., 2012.

Las rocas lodosas están conformadas, principalmente, por sedimentos de tamaños tipo arcilla y limos. Las partículas arcillosas pueden provenir del resultado, en la mayoría de los casos, de la meteorización química de las rocas ígneas (intrusivas y extrusivas) y de otras rocas sedimentarias; además de la actividad volcánica en zonas de convergencia de placas o de harina de roca de origen glaciario en regiones frías. Durante el proceso de

formación de la roca, algunos minerales son transformados en minerales secundarios insolubles, como por ejemplo cuarzo, caolinita, óxidos de hierro y aluminio.

Las partículas tamaño limo pueden provenir de procesos físicos o biológicos. Los procesos físicos se dan por la desintegración de partículas minerales durante la pulverización por fricción y desgaste en el transporte fluvial, congelamiento-deshielo, expansión termal, exfoliación, liberación de presiones de confinamiento y demás acciones que provocan la generación de partículas más pequeñas (conminución). Los procesos biológicos son debidos a los animales y plantas que trituran y desintegran los granos más grandes. En la Figura 1-1 se presenta un esquema de los diferentes orígenes de sedimentos que conforman las rocas lodosas, y el ciclo o proceso de formación del material rocoso.

Figura 1-1 Fuentes de sedimentos y procesos de formación de las rocas lodosas (Tomado de fuente original, en Montero et al., 2012)



Los ambientes sedimentarios se definen como el complejo de condiciones físicas, químicas y biológicas bajo las cuales se acumula un sedimento (Krumbein y Sloss, 1959. Citado por Montero et al., 2012). El ambiente ideal para la formación de las rocas lodosas son las aguas tranquilas con mínima energía, como ambientes deltaicos y lagunares (resguardados de las olas), y en zonas mar adentro, en ambientes nerítico (entre 200 y 2000 m de profundidad) y batial (> a 2000 m de profundidad).

Los mecanismos de transporte (ver Figura 1-2) difieren según el tamaño de partícula que se vaya transportar. Los sedimentos tamaño arcilla son transportados en suspensión por las corrientes fluviales, deltas, corrientes de marea, corrientes de turbidez y corrientes oceánicas profundas hacia las cuencas de sedimentación, mientras que las partículas tamaño limo son transportadas en suspensión o como carga de fondo, arrastradas por la energía del agua.

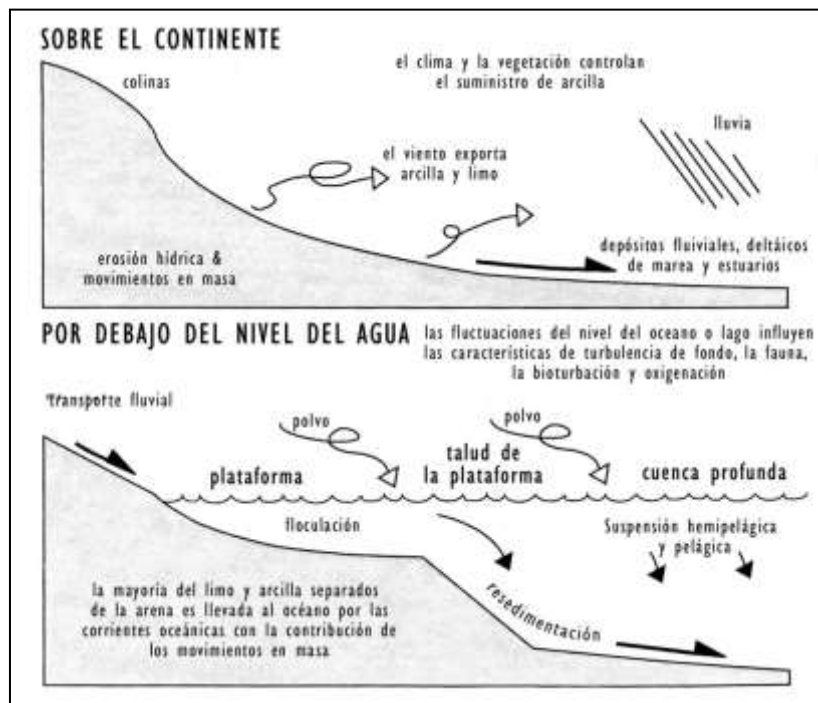
Los mecanismos de deposición de las partículas en las cuencas sedimentarias se dan por asentamientos gravitacionales, por floculación y pelletización. La floculación se da por dos tipos de procesos: físicos y biológicos; (i) los físicos se deben al exceso de carga negativa en la superficie de las láminas de arcilla que se repelen entre sí, sin embargo esta carga es neutralizada por los cationes del medio marino, permitiendo de esta forma que las láminas se agrupen y floculen, y (ii) los procesos biológicos se presentan por la acción de bacterias y algas que segregan hilachas de moco, aglutinando las partículas más finas, las cuales finalmente se sedimentan por su propio peso. Por otro lado, los organismos pelágicos y bénticos producen granos ovoides de residuos fecales, que se depositan principalmente en la interfaz agua-sedimento, contribuyendo así al aporte de sedimentos (lodos).

Una vez depositados los sedimentos en las cuencas, ocurre el proceso de diagénesis y litificación. Estos procesos comienzan con la formación de capas delgadas de sedimento suelto, las cuales son la interfaz entre dos medios físicos-químicos diferentes, tratándose uno del material previamente acumulado y el otro del medio de sedimentación. Por debajo de esta capa de sedimento (condición de frontera), se encuentran las demás partículas en condición de poros saturados y bajo una presión de la columna de agua que se encuentra por encima de estos. En la medida que va llegando nuevo sedimento,

las capas anteriores van quedando sepultadas, los poros se van cerrando y la posibilidad de flujo se restringe.

El esfuerzo de cobertura se va incrementando en la medida que la capa está más profunda. Los materiales en el fondo de la cuenca están dominados por las bajas temperaturas y presiones que favorecen los cambios físicos-químicos, acompañando el proceso de litificación de las rocas lodosas.

Figura 1-2 Mecanismos de transporte (Tomado de fuente original, en Montero et al., 2012)



Posteriormente, como consecuencia de la sobrecarga, la presión y la temperatura (que aumentan proporcionalmente con la profundidad), el lodo litificado se va transformando en roca lamosa. La litificación transcurre simultáneamente con la consolidación, proceso en el cual hay cambios notables en la textura y la mineralogía debido a la disipación de las presiones de agua por su expulsión. Como consecuencia, el lodo recién depositado reduce su volumen así como la porosidad y permeabilidad, y al mismo tiempo, aumenta proporcionalmente la densidad y velocidad de onda.

El proceso de enterramiento está directamente ligado a la fábrica de las partículas de lodo. Los paquetes de sedimentos se agrupan en una estructura conocida como “castillo de naipes”, con estructura abierta, gran porosidad, alto contenido de agua y baja resistencia al corte. Al aumentar el espesor de cobertura, el proceso de consolidación continua y la porosidad se reduce. La relación de vacíos decrece de 3 o más, hasta 1.5 veces, y los paquetes de arcillas adoptan una disposición paralela. Igualmente, los pellets ovoides fecales se aplanan, la materia orgánica se comprime y junto con la arcilla, se deforman alrededor de los granos de cuarzo y nódulos que se formaron inicialmente. Finalmente se litifican y se forma el material rocoso.

1.2 Propiedades índices de los materiales rocosos

La caracterización de los materiales rocosos se realiza mediante ensayos de laboratorio, evaluando con estos las propiedades físicas de la roca. Las propiedades físicas de los materiales son el resultado de múltiples factores como la composición mineralógica, la fábrica, el origen de formación, el medio ambiente en que se encuentran y los procesos de alteración y meteorización. Es por esto, que las propiedades físicas controlan y determinan el comportamiento mecánico de los materiales rocosos en los macizos.

El comportamiento de los macizos no se liga solamente al estudio del material rocoso, sino a una interacción y relación con el medio y condición en que se encuentran, como el grado de fracturamiento y meteorización, la orientación y tipo de discontinuidad, al tamaño de los bloques, y demás particularidades propias de cada sector.

Es importante tener en cuenta que las propiedades físicas son determinadas para una condición y tiempo específico. Estas pueden variar considerablemente con los cambios de esfuerzos, temperatura, presión de poros y tiempo; factores que normalmente no son representados cuando se realizan los ensayos de laboratorio. A pesar de esto, los ensayos de laboratorio siguen siendo una herramienta fundamental para evaluar la condición del material, reflejando propiedades físicas y mecánicas que permiten inferir a partir de modelos posibles comportamientos y procesos ante acciones antrópicas o cambios en el medio.

Dado que los ensayos de laboratorio en condición estática para la caracterización del material son ampliamente conocidos, en este trabajo final simplemente se mencionarán. Entre los ensayos de laboratorio efectuados sobre las muestras extraídas de los sondeos están el peso unitario, la resistencia a la compresión inconfiada, como la determinación de la relación de Poisson y el módulo de deformación.

1.3 Propiedades dinámicas de los macizos rocosos

Las propiedades dinámicas de los macizos rocosos a diferencia de las normalmente conocidas como las propiedades estáticas, contrastan por las acciones (cargas y/o pulsos de altas frecuencias de onda) aplicadas a los materiales para determinar su respuesta (reacción), en consecuencia los efectos de tales reacciones, es decir bajos niveles de deformación. Debido a esto, las propiedades dinámicas calculadas tienen mayores órdenes de magnitud de las estimadas en pruebas estáticas.

Existen cuatro (4) tipos de ondas sísmicas fundamentales, dos internas y dos externas. Las internas se propagan hacia el interior de la tierra, una de ellas es la onda longitudinal o de compresión y la otra es la onda de corte o de cizallamiento. Las externas se denominan ondas Love y de Rayleigh.

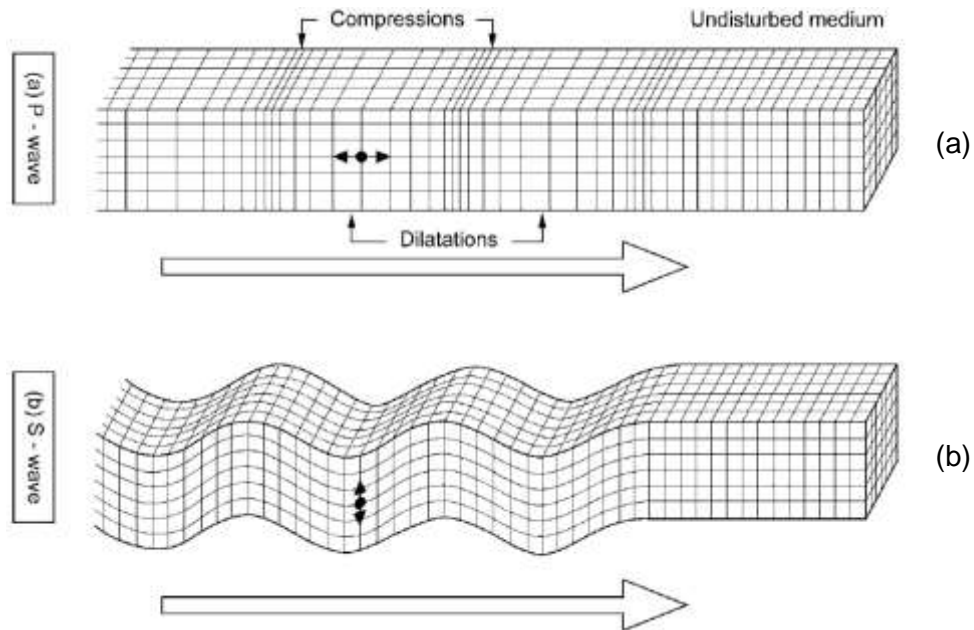
Las ondas de compresión denominadas P (primarias), en la terminología sismológica significan que comprimen y dilatan el medio por el que se propagan en la dirección de avance del frente de onda. Y las ondas de corte denominadas S (secundarias) deforman el sólido en dirección perpendicular a la trayectoria del frente de onda, produciendo un esfuerzo cortante en el medio por el que se propagan (Barton, 2007).

A partir de las velocidades de onda de compresión y de corte, y la caracterización de los materiales (obtenidos a partir de los ensayos de laboratorio), es posible estimar las propiedades dinámicas de los materiales a diferentes profundidades de exploración.

En la Figura 1-3 se ilustra el comportamiento producido por las ondas "P" y "S" que se propagan por un material. Estas ondas pueden ser producidas de forma metodológica

haciendo uso de técnicas geofísicas (p.e. sísmica de refracción, de reflexión, REMI, MASW, SASW, Down-hole, Cross-hole) con el fin de obtener las velocidades de onda de compresión y corte de las formaciones geológicas estudiadas.

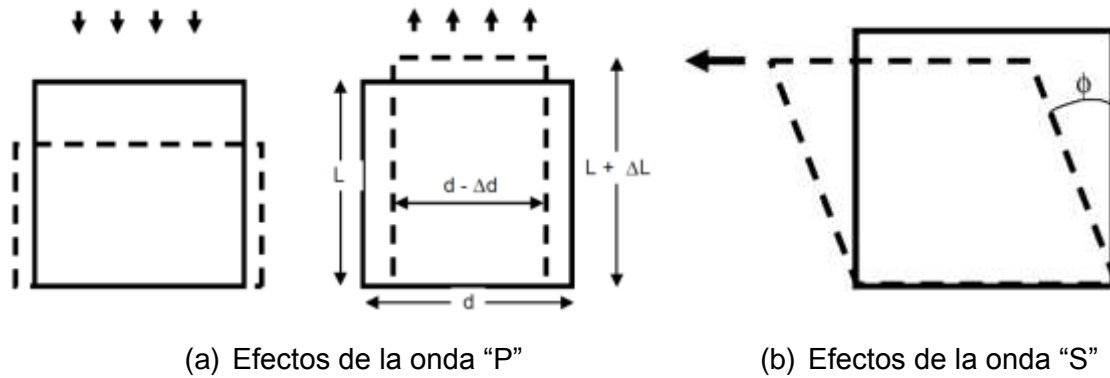
Figura 1-3 Deformaciones elásticas y movimientos de partículas asociadas con la propagación de ondas en materiales: (a) Onda P, (b) Ondas S (Tomado de Barton, 2007)



La propagación de ondas por un medio continuo, induce una deformación proporcional al esfuerzo, según la ley de Hooke que está dada por $\varepsilon = \sigma_c/E$.

La onda "P" produce un esfuerzo de compresión y tracción que provoca un cambio de volumen pero no de forma, y se encuentran afectadas por la compresibilidad del material geológico así como de su rigidez (ver Figura 1-4a); mientras que la onda "S" genera un cambio de forma pero no de volumen, y por lo tanto solo dependen de la rigidez (ver Figura 1-4b).

Figura 1-4 Efectos de la propagación de onda en el material geológico (Tomado de Álvarez et al., 2003)



La propagación de ondas en un medio de material térreo, propio de la ingeniería geotécnica, es dependiente de las propiedades físicas de las rocas, así como función directa de la rigidez y densidad de esta.

$$V_P = (E/\rho)^{0.5} \quad \text{para un prisma} \quad (1-1)$$

$$V_P = (E_C/\rho)^{0.5} \quad \text{para medio semi-infinito} \quad (1-2)$$

$$V_S = (G/\rho)^{0.5} \quad \text{en todos los casos} \quad (1-3)$$

Una vez conocido el módulo elástico E del material es posible determinar la rigidez (G).

$$G = E/[2(1 + \nu)] \quad (1-4)$$

En las cuales

E = módulo elástico del material térreo

ρ = densidad del material térreo = γ/g

ν = relación de Poisson del material térreo

E_C = módulo confinado del material = $E(1 - \nu)/[(1 + \nu)(1 - 2\nu)]$

G = módulo de rigidez del material térreo

En la teoría elástica, los módulos de Bulk (K) y de Young (E) son constantes de proporcionalidad entre la relación esfuerzo - deformación; mientras que la relación de Poisson (ν) representa la deformabilidad transversal del material (Álvarez et al., 2003).

A continuación se describen de forma conceptual las propiedades dinámicas (a pequeñas deformaciones) y se presentan las ecuaciones, útiles para los cálculos desarrollados en éste trabajo de grado.

Relación de Poisson (ν): puede ser calculada a partir de ensayos de laboratorio (p.e. prueba de velocidad ultrasónica) o por pruebas en campo (p.e. ensayos geofísicos), con la obtención de velocidades de onda de compresión V_p y de corte V_s . El valor de la relación de Poisson dinámica calculada a partir de las velocidades de onda V_p y V_s , está dado por la Ecuación (1-5).

$$\nu = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2(V_p/V_s)^2 - 1} \quad (1-5)$$

Módulo de corte (G): es la resistencia al cambio de forma sin cambio de volumen y se relaciona con la velocidad de onda de corte (V_s) y la densidad del material (ρ), haciendo uso de la Ecuación (1-6).

$$G = \rho * V_s^2 \quad (1-6)$$

Módulo de Young (E): Darracott y Orr, 1976 (citados por Barton, 2007) propusieron la Ecuación (1-7) para calcular el módulo de Young dinámico (E_d) a través de la relación entre la velocidad de onda de compresión (V_p), de corte (V_s) y la densidad del material (ρ).

$$E_d = V_s^2 * \rho * \frac{3(V_p/V_s)^2 - 4}{(V_p/V_s)^2 - 1} \quad (1-7)$$

Escrito de otra forma más simple, relacionándose con el módulo de corte G y la relación de Poisson ν , se tiene la Ecuación (1-8).

$$E_d = 2G(1 + \nu) \quad (1-8)$$

Módulo de Bulk (K): es la resistencia al cambio de volumen sin que varíe su forma y está dada por la Ecuación (1-9) (Citada por Manilla, 2003 y Barton, 2007).

$$K = \frac{1}{3} \frac{E}{1 - 2\nu} = \rho(Vp^2 - 4/3 Vs^2) \quad (1-9)$$

1.4 Relación entre módulo dinámico y estático

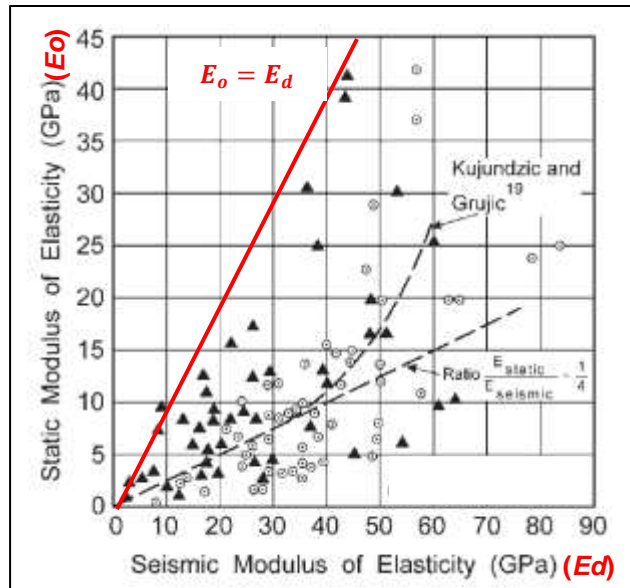
El módulo dinámico por lo general es mayor al módulo estático (Simmons y Brace, 1965; Van Herden, 1987; Jizba et al., 1990. Citados por Narváz, 2011). La diferencia no se asocia a los efectos de frecuencia, pero sí podría ser una desviación del comportamiento elástico lineal debido a la presencia de poros y fisuras.

Las bajas amplitudes de onda no pueden causar deslizamiento friccional en grietas y partículas en el material rocoso como las producidas en las pruebas estáticas, que implican deformaciones de varios órdenes de magnitud respecto a las dinámicas, lo que causa deslizamiento y desviación del comportamiento elástico lineal del material (Winkler et al., 1979; Jizba et al., 1990. Citados por Narváz, 2011).

Por lo anterior, los módulos dinámicos deberán ser considerados como el límite superior de los módulos estáticos.

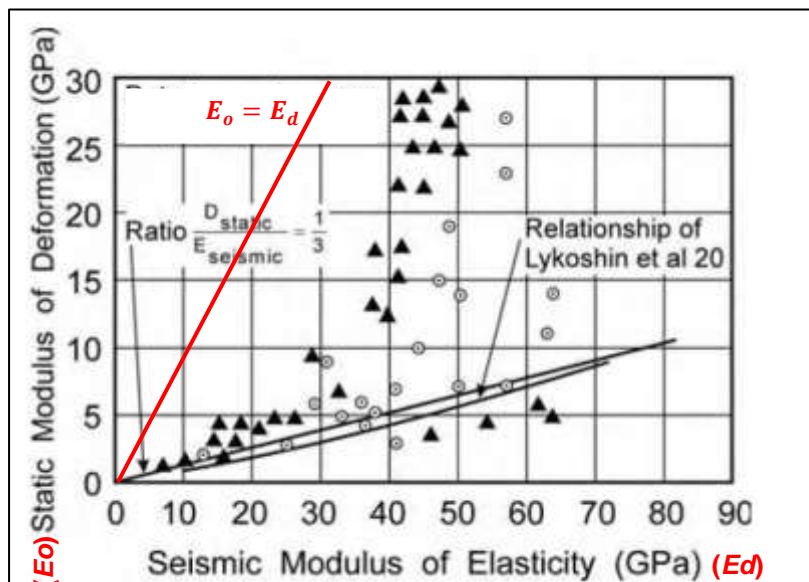
En la Figura 1-5 se presenta la relación entre el módulo dinámico y el módulo estático establecido por Stacey, 1977 (citado por Barton, 2007). De la figura se puede observar que el módulo dinámico es mayor que el módulo estático cuya relación entre ambos se estima aproximadamente en 1/4.

Figura 1-5 Relación entre el módulo dinámico (E_d) y estático (E_o) (Stacey, 1977 tomado de Barton, 2007)



Otra relación es la establecida por Lykoshin et al., 1971 (citados por Barton, 2007), donde relaciona el módulo de deformación estático y el módulo de elasticidad dinámico, mostrado en la Figura 1-6. La relación entre el módulo estático y dinámico se estima aproximadamente en 1/3.

Figura 1-6 Relación entre el módulo estático de deformación (E_o) y el módulo dinámico de elasticidad (E_d) (Lykoshin et al., 1971 tomado de Barton, 2007)

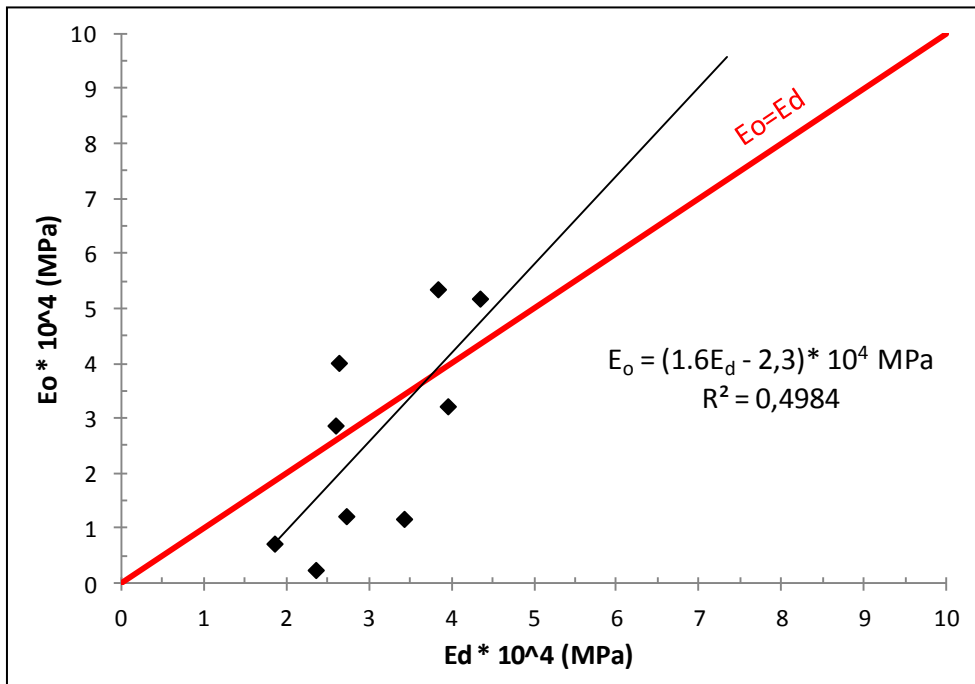


El módulo dinámico E_d se aproxima al módulo estático E_o cuando se tienen macizos rocosos poco fracturados y alterados, de comportamiento isotrópico y en zonas geológicamente poco perturbadas. Igualmente en materiales poco porosos y de composición particular fina a muy fina.

Basado en observaciones al comportamiento elástico no lineal en laboratorio sobre muestras de areniscas, Tutuncu, 1988 (citado por Narváez, 2011) menciona que la frecuencia de medida de los métodos geofísicos son de relevancia en los resultados de los módulos de deformación obtenidos, es decir que $E_{ultrasónico} > E_{acústico} > E_{baja\ frecuencia} > E_{estático}$.

Por otro lado, Torres (2005) plantea en su tesis de maestría sobre rocas sedimentarias en Colombia, que el módulo de deformación dinámico E_d en laboratorio (a frecuencias ultrasónicas de 50 kHz) es mayor que el módulo de deformación estático E_o en laboratorio. El autor estableció la relación presentada en la Figura 1-7.

Figura 1-7 Relación de módulos de deformación estático E_o vs dinámico E_d (Tomado de Torres, 2005)

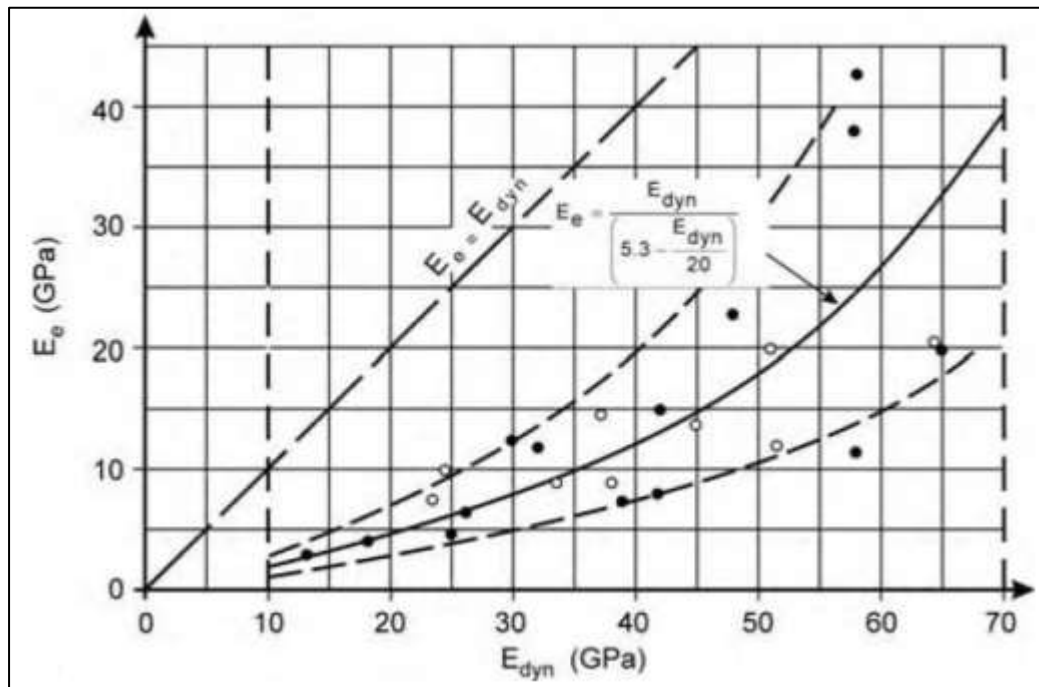


Kujundzic y Grujic, 1966 (citados por Barton, 2007) establecieron una relación entre el módulo dinámico y estático para el caso particular de unas calizas estudiadas para unos sitios de presas en Yugoslavia. La relación se presenta en la Ecuación (1-10) y se representa en la Figura 1-8.

$$E_o \approx \frac{E_d}{(5.3 - 0.05E_d)} \quad (1-10)$$

Donde, los módulos estáticos y dinámicos son expresados en GPa.

Figura 1-8 Relación entre el módulo estático (E_o) y el módulo dinámico (E_d) (Kujundzic y Grujic, 1966 tomado de Barton, 2007)

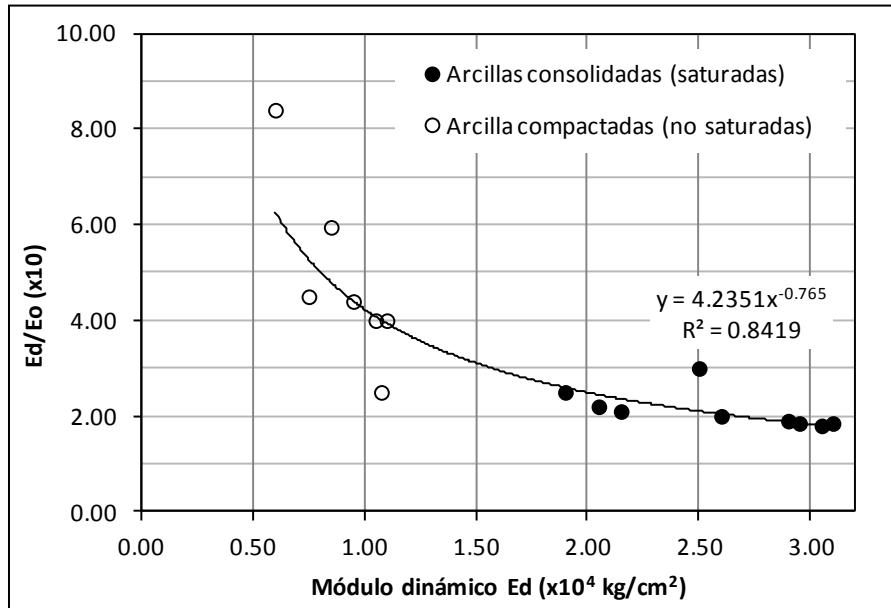


Builes et al., (2008) establecieron la relación entre las medidas estáticas y dinámicas del módulo de elasticidad a pequeñas deformaciones. Las relaciones fueron encontradas a través de una serie de ensayos triaxiales realizados sobre muestras hechas con arena de Toyoura que tiene diferentes densidades secas. Para obtener el módulo de elasticidad estático se aplicaron pequeños ciclos de descarga y recarga; y para el módulo de elasticidad dinámico se aplicó dos tipos de técnicas de propagación de onda, (I) utilizando elementos piezoeléctricos Bender Element y (II) usando actuadores

piezoeléctricos para producir ondas primarias V_p y secundarias V_s . Como resultado se obtuvo que los módulos dinámicos en especímenes de arenas densas son mayores que los módulos estáticos alrededor de un 20%; mientras que la diferencia entre el módulo dinámico y estático para especímenes de arenas poco densas podrían llegar hacer el 60%. Aunque esta referencia se trata para suelos, la tendencia del comportamiento es similar a las presentadas en materiales rocosos tipo areniscas friables.

Yagi e Ishii (1969) establecieron la relación de las propiedades dinámicas de los suelos y rocas a partir de velocidades de onda. Las velocidades de onda longitudinal (V_L) y de corte (V_s) fueron obtenidas aplicando pulsos ultrasónicos. Los módulos estáticos se obtuvieron a partir de ensayos de compresión uniaxial. De los resultados se pudo concluir que: (I) para materiales isotrópicos, el módulo dinámico de corte (G_d) se incrementa con el aumento de la resistencia a la compresión q_u , (II) la velocidad de onda longitudinal (V_L) en suelos es afectada por la presión de poros y la relación de vacíos, presentando un comportamiento inversamente proporcional y (III) el módulo dinámico E_d crece con el incremento del módulo estático E_o , y la relación entre E_d/E_o y E_d para suelos es aproximadamente representada por una hipérbola, ver Figura 1-9.

Figura 1-9 Relación entre E_d/E_o y el módulo dinámico para arcillas (Tomado de Yagi e Ishii, 1969)



Brotoms (2014), en su tesis doctoral “Propiedades físicas y mecánicas de una calcarenita: la Piedra de San Julián” expresó algunas relaciones entre el módulo estático (E_o) y dinámico (E_d) propuesto por diferentes autores. Según esto, King, 1983 (citado por Brotoms, 2014) estableció la Ecuación (1-11) para intervalos de E_d entre 40 a 120 GPa para rocas ígneas y metamórficas; y Eissa y Kazi, 1988 (citados por Brotoms, 2014) estableció la Ecuación (1-12) para intervalos de E_d entre 5 a 130 GPa para todo tipo de rocas.

$$E_{st} = 1.26 E_{dyn} - 29.5 \quad R^2 = 0.82 \quad (1-11)$$

$$E_{st} = 0.74 E_{dyn} - 0.82 \quad R^2 = 0.70 \quad (1-12)$$

Donde E_{st} es el módulo de Young estático y E_{dyn} es el módulo de Young dinámico.

1.5 Estados de esfuerzos “In-Situ” en macizos rocosos

La mecánica de sólidos considera el material como continuo, homogéneo, isotrópico, lineal y elástico (material CHILE). La hipótesis se ajusta muy bien al comportamiento de los materiales sobre los cuales se tiene un control de los insumos que los constituyen, proporciones y condiciones en que se producen (p.e. el acero). Por el contrario, en los macizos rocosos la variación en la composición mineralógica, la orientación de las partículas, porosidad, microfisuración y grado de alteración y fracturamiento no permite que la condición CHILE se ajuste muy bien a este medio. Estos estados del material rocoso se reflejan en propiedades físicas y mecánicas heterogéneas, discontinuas y anisotrópicas que influyen en el comportamiento mecánico de los macizos rocosos ante modificaciones naturales o antrópicas del medio. Los cambios geométricos del terreno producen efectos internos, como desplazamientos, deformación y alteración de los estados tensionales o de esfuerzos.

Los estados de esfuerzos son el resultado de las fuerzas que actúan sobre un cuerpo. Las fuerzas principales que intervienen sobre un macizo rocoso son de dos tipos, másicas y superficiales. Las fuerzas másicas son aquellas distribuidas en todo el sólido, de modo que actúan directamente en todas las partículas del cuerpo (p.e. la fuerza gravitatoria); y las fuerzas superficiales son aquellas presentes únicamente en el

perímetro o contorno del cuerpo, producidas por otros cuerpos, e influyen sobre cualquier punto del cuerpo analizado.

Para estimar los estados de esfuerzos in-situ se requiere determinar la magnitud y dirección de estos mediante pruebas de campo, sin embargo estas mediciones no son comunes y menos en proyectos lineales de ingeniería dado el alto costo en la ejecución de las pruebas. A pesar de esto, durante la etapa de diseño es de importancia determinar o por lo menos tener una idea de los estados de esfuerzos del medio ya que ello permite inferir la complejidad de la intervención ingenieril, siendo posible asociarlo a características básicas del macizo rocoso como la resistencia, permeabilidad y rigidez.

En algunos casos, los estados de esfuerzos iniciales son tan altos que producen la falla del material rocoso debido a que los esfuerzos son superiores a la resistencia de la roca. Según Goodman (1989) si el esfuerzo principal mayor es 25% superior a la resistencia a la compresión inconfiada de la roca, se pueden presentar agrietamientos o procesos de inestabilidad durante la ejecución de la excavación. En shales o rocas de naturaleza arcillosa con bajos niveles de resistencia, las condiciones de falla de roca se deben a la concentración de esfuerzos que pueden producir el fenómeno denominado “squeezing rock” (roca turgente en español) que se manifiesta en severas deformaciones del material rocoso como si fuera “extruido” dentro de la excavación.

En una escala regional, los estados de esfuerzos en los macizos rocosos son consecuencia de muchas acciones y la interacción entre ellas, sin embargo hay unas de mayor influencia que otras. Por ejemplo, el movimiento de placas tectónicas, los procesos de carga y descarga, la influencia de cargas litostáticas durante tiempos geológicos (presión del material de cobertura y de confinamiento), la topografía, las fuerzas tectónicas y la deformación de la corteza terrestre. Los estados de esfuerzos pueden variar de un punto a otro, así sean próximos, dado el carácter heterogéneo, discontinuo, discreto y anisotrópico de los macizos rocosos.

Los esfuerzos tectónicos son el resultado del almacenamiento de energía de deformación elástica, acumulada durante la formación del material rocoso y los procesos geológicos a los que se expone. La liberación de energía puede darse de diferentes maneras, por ejemplo en actividad sísmica, movimientos entre placas tectónicas, desplazamientos en zonas de fallas, explosiones de roca, fracturas, deformaciones y alteración química.

La intervención antrópica (como la que implica los proyectos de ingeniería) altera los estados de esfuerzos en los macizos rocosos, aportando nuevas fuerzas y modificando la distribución de las existentes (p.e. ciclos de descarga-recarga o humedecimiento-secado (Torres, 2011)). Aunque la mayor parte de los estudios de los estados de esfuerzos se realiza para proyectos de túneles y obras subterráneas en hidroeléctricas, la magnitud y orientación de las tensiones puede generar procesos de inestabilidad en cortes a cielo abierto, inclusive no muy profundos, por lo tanto se hace importante determinar los estados de esfuerzos in-situ.

Como ya se mencionó los estados de esfuerzos se deben a la influencia e interacción de múltiples fuerzas, sin embargo entre las que más aportan son las tensiones de origen tectónico, no renovables y de cuerpo.

- Los esfuerzos de origen tectónico son el producto de la actividad entre placas litosféricas, por mecanismos de subducción y colisión. Estas constituyen la principal fuente de generación de los esfuerzos en los macizos rocosos (González de Vallejo, 2002).
- Los esfuerzos de origen no renovable son las producidas por los efectos térmicos sobre los materiales rocosos como consecuencia de la sumergencia de la placa dentro del magma bajo la corteza terrestre, la cual es muy caliente. Esto da lugar a altos esfuerzos en la corteza, aunque son disipados en cortos períodos geológicos por procesos como creep o de rotura frágil (González de Vallejo, 2002).
- Los esfuerzos residuales son las que permanecen almacenadas o acumuladas en los macizos rocosos. Entre las tensiones residuales se encuentran las generadas por los cristales debido a la diferencia entre las propiedades térmicas (González de Vallejo, 2002).
- Los esfuerzos inducidas son las generadas por la modificación o redistribución de los estados de esfuerzos naturales al efectuar una obra ingenieril (p.e. una estructura subterránea o un corte de un talud) (González de Vallejo, 2002).
- Los esfuerzos de cuerpo o másicas se producen por el peso de los materiales (González de Vallejo, 2002), por lo tanto si no existiera otro origen de esfuerzos, el esfuerzo principal mayor sería el vertical $\sigma_1 = \sigma_v$; y los esfuerzos principales intermedio y menor serían los horizontales $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_H$.

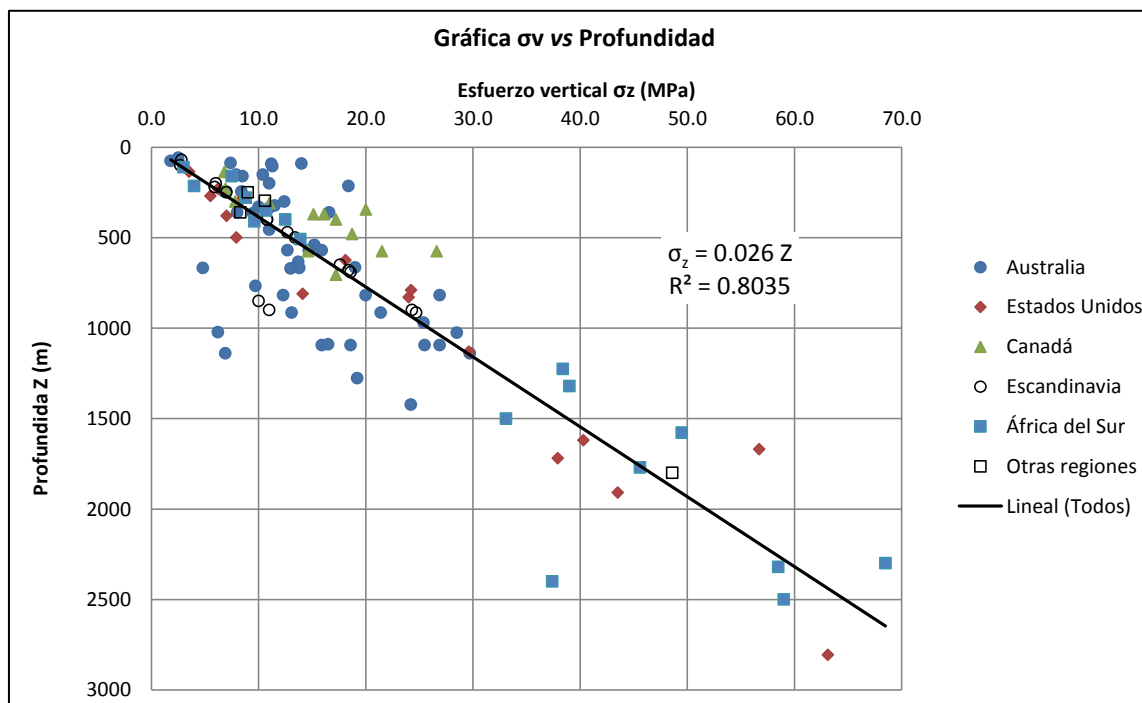
Por lo anterior, el esfuerzo vertical, se asume como el esfuerzo normal, equivalente al peso unitario del material por la profundidad, Ecuación (1-13).

$$\sigma_v = \gamma z \quad (1-13)$$

En general, está expresión ha sido ampliamente utilizada en la literatura y validada con mediciones realizadas en campo. Según lo encontrado por Hoek y Brown (1978), en mediciones de estados de esfuerzos hechas en varios proyectos alrededor del mundo (ver Figura 1-10), el peso unitario promedio del material es cercano a 0.026 MN/m^3 . Sin embargo, para el caso de rocas, este valor puede variar entre 0.020 y 0.030 MN/m^3 . Heerden, 1976 (citado por Brown y Hoek, 1978) propuso la Ecuación (1-13) para que fuese utilizada en el cálculo de los estados de esfuerzos in-situ en Sur África.

En la Figura 1-10, se puede observar valores que presentan gran dispersión a poca profundidad, lo cual se asocia a los rangos de precisión de las técnicas utilizadas para determinar los estados de esfuerzos in-situ, además de alguna variación que produzca la geología lito-estratigráfica y estructural.

Figura 1-10 Variación de los esfuerzos verticales con profundidad (Tomado de Hoek y Brown, 1978)

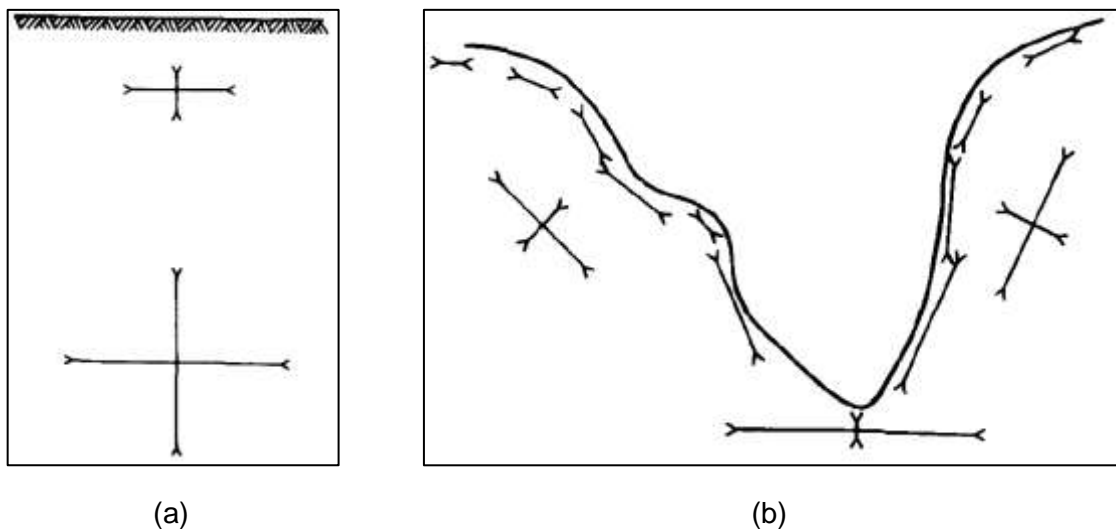


1.5.1 Influencia de la topografía en los estados de esfuerzos

Regularmente se asume en un terreno horizontal que las direcciones de los esfuerzos principales son verticales y horizontales, manteniendo la orientación en profundidad. Sin embargo, en observaciones hechas por Anderson (citado por Goodman, 1989), las fallas normales e inversas tienen una inclinación de 60° y 30° , respectivamente (Goodman, 1989). Por esto, en muchas ocasiones los esfuerzos horizontales son mayores a los verticales, aunque en profundidad, ambos tienden a ser iguales, como una condición hidrostática (ver Figura 1-11a); conocida como la “Regla de Heim”, 1878 (citado por Hoek y Brown, 1985).

Por otro lado, en terrenos inclinados (ver Figura 1-11b) (Goodman, 1989) los esfuerzos normales al terreno tienden a ser nulos superficialmente y aumentar en profundidad; por el contrario, los otros dos esfuerzos principales, presentan valores diferentes de cero cerca de la superficie. Además se observa que los esfuerzos en superficies convexas son menores que en superficies cóncavas. La concentración de esfuerzos en la base del valle en forma de “V” podría ser tal, que los esfuerzos horizontales podrían ser similares o mayores a la resistencia de la roca.

Figura 1-11 Influencia de la topografía en los estados de esfuerzos iniciales (Tomado de Goodman, 1989)



La topografía influye en los estados de esfuerzos, por tal razón se analizó la influencia de estos en este trabajo final, implantando el eje vial en el plano de pendientes elaborado por la Sociedad Colombiana de Ingenieros (SCI, 2014).

1.5.2 Influencia de los pliegues en los esfuerzos verticales

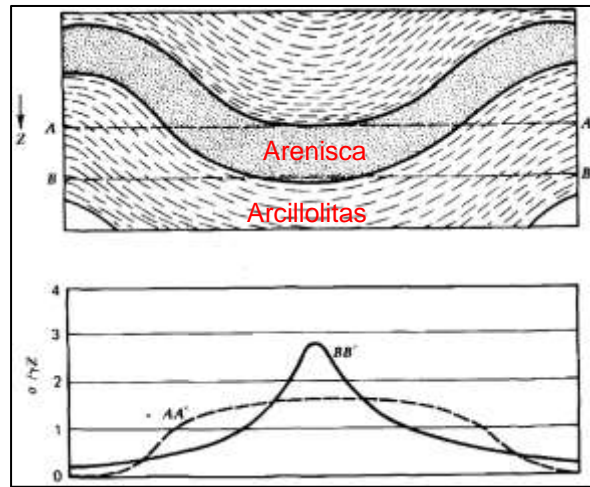
Como ya se mencionó, los esfuerzos verticales pueden ser calculados por medio de la Ecuación (1-13), sin embargo los realmente presentes in-situ pueden diferir de los calculados debido a los efectos producidos por los pliegues de la estructura geológica.

En la Figura 1-12 (Goodman, 1989) se presenta como el esfuerzo vertical puede variar a lo largo de dos secciones transversales que atraviesan una intercalación de capas de rocas blandas (arcillolita) y duras (areniscas) en un pliegue sinclinal y anticlinal.

A lo largo de la sección transversal A-A', se observa que en el punto más bajo del límite superior del sinclinal, el esfuerzo vertical puede aumentar hasta en un 60% del valor calculado a partir de la Ecuación (1-13); por el contrario, debajo del anticlinal la relación entre ambos esfuerzos es cero, es decir que el esfuerzo vertical en la parte media del pliegue es neutro, lo que indica que el estrato de mayor rigidez absorbe y dirige los flujos de esfuerzos hacia el pliegue.

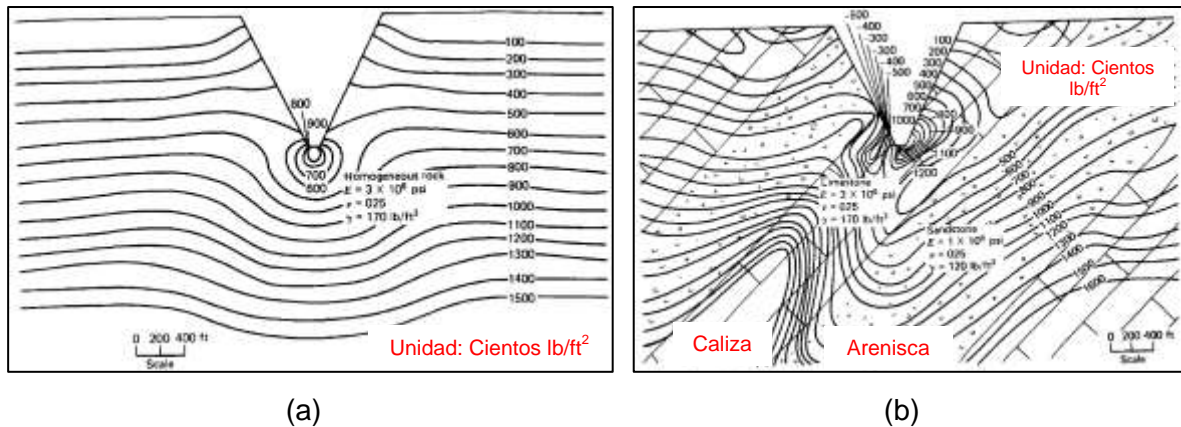
La sección transversal B-B' pasa por una zona de alta concentración de esfuerzos ya que cruza por el punto más bajo del sinclinal. Dado que la zona de menor esfuerzo cortante es el contacto entre la arenisca y la lutita (como consecuencia del deslizamiento de las capas durante el proceso de plegamiento), el esfuerzo vertical experimenta una alteración en aumento por la concentración de esfuerzos en el contacto, ver Figura 1-12.

Figura 1-12. Efectos de los pliegues en los esfuerzos verticales (Tomado de Goodman, 1989)



En la Figura 1-13, se presenta el resultado de la evaluación de dos escenarios de análisis ilustrados en Goodman (1989), utilizando el método de elementos finitos para determinar los cambios de magnitud y dirección de los esfuerzos cortantes máximos. El escenario (a) corresponde a un medio de litología homogénea y el escenario (b) es un medio de litología heterogénea.

Figura 1-13 Comparación de los máximos esfuerzos cortantes en (a) medios homogéneos y (b) formaciones heterogéneas (Tomado de Goodman, 1989)



De la Figura 1-13 se puede observar los cambios en la dirección de esfuerzos para los dos escenarios y la concentración e incrementos de estos en el cambio de pendiente. De los resultados ilustrados se puede concluir que al realizar una excavación en medios

ínter-estratificados, el cambio en la dirección de los esfuerzos (redistribución no uniforme de las fuerzas) es desfavorable y la concentración es tan alta que si no se contempla estructuras de contención es muy posible que se genere un proceso de inestabilidad producto de la liberación de energía almacenada.

1.5.3 Determinación del esfuerzo horizontal

El esfuerzo horizontal se determina como una fracción del esfuerzo vertical cuyo valor en medios elásticos depende del valor de la relación de Poisson de la roca. Es decir, si el medio rocoso tiene una presión de confinamiento, tal que, la deformación diametral es nula, el esfuerzo horizontal está dado por la Ecuación (1-14) la cual solo es aplicable para materiales sólidos elásticos con deformación lateral nula.

$$\sigma_H = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_v \quad (1-14)$$

De la expresión se puede observar que de acuerdo a la teoría elástica el valor de k (relación entre el σ_h y el σ_v) es igual a $\nu/(1 - \nu)$. Sin embargo se aclara que esta formulación no es válida para macizos rocosos que hayan experimentado ciclos de carga y descarga o se encuentren fracturados.

En las rocas donde se haya producido creep o deformación plástica, los esfuerzos cortantes son nulos, por tal razón, con el tiempo el esfuerzo horizontal tiende a igualarse con el esfuerzo vertical, generando un comportamiento hidrostático donde el valor de k es igual a la unidad, condición típica de los fluidos o a grandes profundidades dentro del macizo (comportamiento del material elástico).

Como ya se ha mencionado, los esfuerzos horizontales son el resultado de la interacción de muchos factores o acciones pero entre los principales se encuentran: (I) el movimiento de placas, (II) estados plásticos después de deformaciones elásticas en procesos de descargas durante eventos denudativos parciales, (III) fluencia de los materiales por aplicaciones constantes de cargas en escalas de tiempo geológico, (IV) debido a la topografía, (V) fuerzas tectónicas y (VI) a la curvatura de la corteza terrestre.

Aunque no existe una teoría matemática que establezca el amplio rango de estados de esfuerzos que se ha registrado, si hay un número de investigaciones que han logrado establecer empíricamente relaciones a nivel de escala regional.

Hast, 1969 (citado por Brown y Hoek, 1978) logró establecer, a partir de 40 mediciones de esfuerzos horizontales realizadas en la península escandinava (Noruega, Suecia, Finlandia, parte de Rusia y el norte de Dinamarca), la relación representada en la Ecuación (1-15).

$$\sigma_1 + \sigma_2 = (18.73 \pm 0.10) + Z(0.097 \pm 0.003) \quad (1-15)$$

Donde, σ_1 y σ_2 son los esfuerzos principales en MPa y Z es la profundidad en m.

Posteriormente, Hast, 1972 (citado por Brown y Hoek, 1978) mencionó que la Ecuación (1-15) es aplicable solo para rocas competentes, por lo tanto sugirió que esta se podría escribir como la Ecuación (1-16).

$$\sigma_1 + \sigma_2 = 18.73 + Z \text{ (MPa)} \quad (1-16)$$

Herget, 1973 (citado por Brown y Hoek, 1978) encontró una serie de datos en diferentes lugares, en donde los esfuerzos horizontales son mayores que los verticales, los cuales se representan por medio de la Ecuación (1-17) y Ecuación (1-18).

$$\sigma_{Hprom} = (8.16 \pm 0.54) + Z(0.042 \pm 0.002) \quad (1-17)$$

$$\sigma_v = (1.88 \pm 1.23) + Z(0.026 \pm 0.003) \quad (1-18)$$

Donde, σ_{hprom} y σ_v son el promedio de los esfuerzos principales en MPa y Z es la profundidad en m. Cabe resaltar que también se encontraron datos donde $\sigma_{hprom} < \sigma_v$ y $\sigma_{hprom} \cong \sigma_v$.

Haimson, 1978 (citado por Brown y Hoek, 1978) encontró que los esfuerzos in-situ determinados en Estados Unidos usando la técnica de fracturamiento hidráulico, se ven representados por la Ecuación (1-19) y Ecuación (1-20).

$$\sigma_{Hpromedio} = 4.90 + 0.020 Z \quad (1-19)$$

$$\sigma_v = 0.025 Z \quad (1-20)$$

Worotnicki y Denham, 1976 (citados por Brown y Hoek, 1978) encontró que los esfuerzos horizontales medidos en proyectos de Australia, son menores a los reportados por Hast (1969 y 1972), Kropotkin (1972) y Herget (1973). Estos valores se representan por la Ecuación (1-21).

$$\sigma_{Hpromedio} = 7.26 + Z (0.0215 \pm 0.0028) \quad (1-21)$$

Herget, Worotnicki y Denham (citados por Brown y Hoek, 1978) también encontraron, para varios proyectos en Australia, que los esfuerzos horizontales son menores o iguales a los esfuerzos verticales.

Brown y Hoek(1978), a partir de las mediciones de esfuerzos realizadas en África del Sur y de los valores reportados por sus pares en otros proyectos alrededor del mundo, analizaron, seleccionaron y graficaron estos datos, obteniendo como resultado la Figura 1-10 (anteriormente presentada). Es conveniente mencionar que se omitieron datos obtenidos en circunstancias geológicas muy excepcionales (p.e. sitios de actividad tectónica reciente) y solo se utilizaron valores que hayan sido validados con mediciones posteriores. Los valores seleccionados para el análisis fueron los esfuerzos verticales y el promedio de los esfuerzos horizontales medidos en las dos direcciones ortogonales.

El cálculo de los esfuerzos verticales concuerda con la hipótesis de la carga de enterramiento a una profundidad determinada, representada por la Ecuación (1-13).

En la Figura 1-14 (Brown y Hoek, 1978) se presenta la variación de k en profundidad. Como ya se comentó, en la práctica el análisis preliminar bidimensional de esfuerzos se determina usando el campo de esfuerzo vertical σ_v y el esfuerzo horizontal como una fracción k del vertical. Esto implica, por lo general, que los esfuerzos verticales y horizontales sean considerados como principales; aunque en ocasiones esto no es del todo cierto ya que los esfuerzos horizontales, en un sitio, pueden variar un poco en

diferentes direcciones, y utilizar el promedio no siempre es lo apropiado, sin embargo el promedio sigue siendo una buena aproximación.

El límite superior e inferior (de la Figura 1-14) que definen la relación entre el esfuerzo horizontal y el esfuerzo vertical “ k ”, se representan por la Ecuación (1-22), con Z en metros.

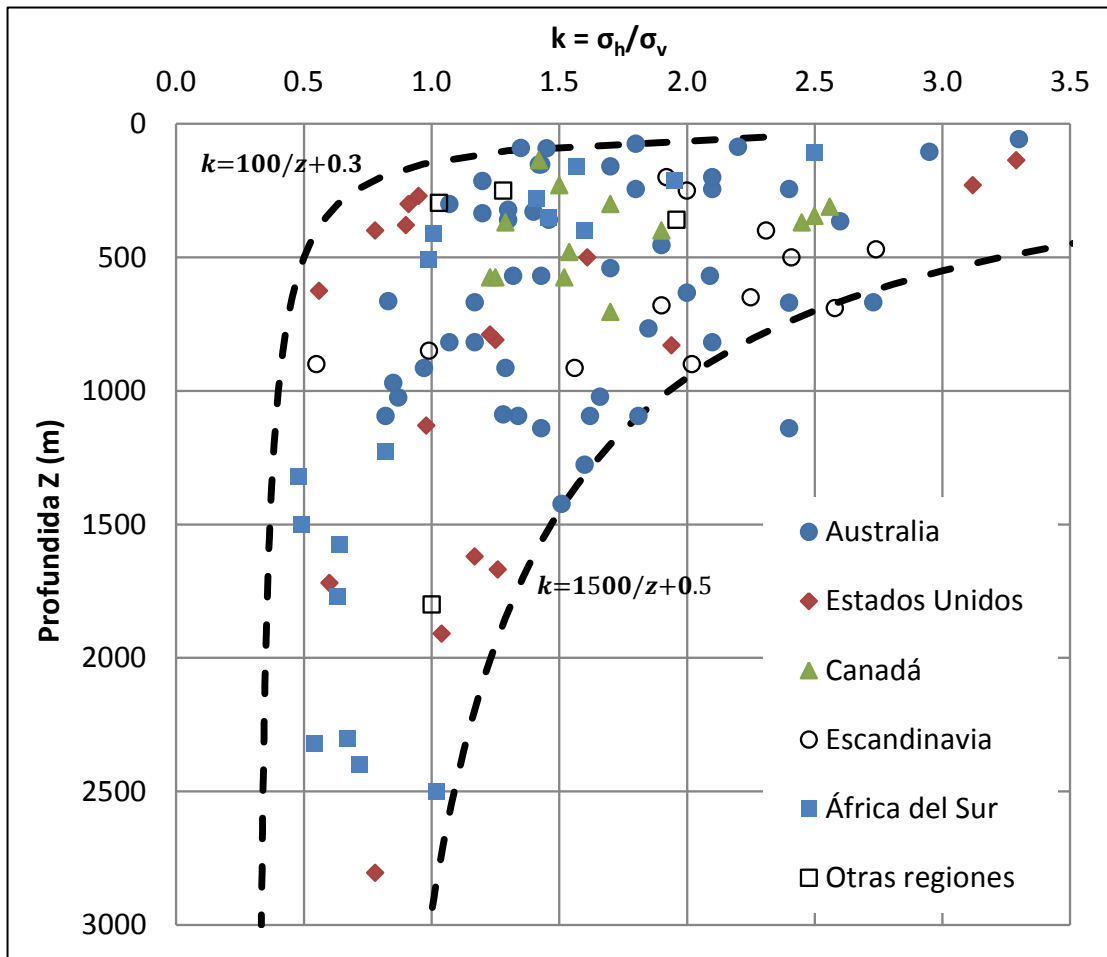
$$100/Z + 0.30 \leq k \leq 1500/Z + 0.50 \quad (1-22)$$

Al sustituir la Ecuación (1-13), con $\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$, en la Ecuación (1-22) se tiene que los límites para σ_{hprom} , se ven representados por la Ecuación (1-23), con Z metros.

$$2.7 + 0.008 Z \leq \sigma_{Hpromedio} \text{ (MPa)} \leq 40.5 + 0.014 Z \quad (1-23)$$

En general, en la Figura 1-14, se presenta un amplio rango de valores que puede tomar k en profundidad y particularmente si es poco profunda. Además, se observa que para profundidades menores a los 500 m, los esfuerzos horizontales son en general notablemente mayores a los esfuerzos verticales, con rangos de valores k entre 0.5 y 3.5. En profundidad, se cumple el postulado propuesto por Heim (citado por Hoek y Brown, 1985), quien plantea que los esfuerzos horizontales y verticales tienden a ser iguales en profundidades mayores a un kilómetro. Esto se presenta como consecuencia de la incapacidad de la roca a soportar valores de esfuerzos muy altos cuando existen grandes diferencias en la magnitud de los tres esfuerzos. Es decir, que si existen esfuerzos horizontales muy altos a profundidades mayores a un kilómetro, generarían a estas profundidades, fracturas, flujos plásticos, deformaciones o cualquier otro proceso cuyo fin sería el reducir la diferencia entre los esfuerzos horizontales y verticales. De acuerdo a la Figura 1-14, para profundidades de 2000 m se podrían tener rangos de valores de k entre 0.35 y 1.25.

Figura 1-14 Variación de la relación k en profundidad (Tomado de Brown y Hoek, 1978)



En la Tabla 1-1 se presentan las diferentes propuestas encontradas para determinar la relación de esfuerzos k .

Tabla 1-1 Relación de k en profundidad (Tomado de Brown y Hoek, 1978)

Relación " k "	Autor	Datos obtenidos	
$k = 248/Z + 0.45$	Gay (1975)	Sur África	(1-24)
$k = 200/K + 0.80$	Haimson (1978)	Estados Unidos	(1-25)
$k = 269/Z + 0.80$	Worotnicki (1976)	Australia	(1-26)
$k = 0.25 + 7 E_h (0.001 + 1/z)$	Sheorey (1994)	-	(1-27)

Dentro de otros estudios realizados, se consultó un artículo (Kang et al., 2010) de un proyecto que durante 8 años, en 49 minas de carbón en China, se han realizado un total de 204 mediciones de esfuerzos mediante el método de fracturamiento hidráulico. Las pruebas se ejecutaron en varias direcciones, entre sub-horizontales, verticales e inclinadas a profundidades entre 69.2 m a 1.283 m. Del análisis efectuado se puede determinar que generalmente los estados de esfuerzos in-situ aumentan con profundidad. En minas superficiales de carbón, la tasa de incremento en los esfuerzos horizontales con la profundidad es mayor a la tasa de incrementos de los esfuerzos verticales; aunque con la profundidad la tasa de incremento de los esfuerzos horizontales va disminuyendo.

La dispersión de los datos se debe a diferencias claras entre la resistencia y los módulos de deformación de los diferentes materiales inter-estratificados encontrados en los diferentes ambientes geológicos de carbón; además de los pliegues y fallas que producen, en ocasiones, el cambio en la orientación del esfuerzo horizontal máximo, y en la dirección y redistribución de los demás estados de esfuerzos. De los análisis realizados se encontraron tres (3) tipos de distribución de campos de esfuerzos: (I) cuando $\sigma_H > \sigma_h > \sigma_v$ en minas superficiales (<400 m), (II) cuando $\sigma_H > \sigma_v > \sigma_h$ en minas que se encuentra a profundidades entre 400 y 600 m y (III) cuando $\sigma_v > \sigma_H > \sigma_h$ en minas profundas. Además se encontró que la relación entre el esfuerzo máximo horizontal y el esfuerzo vertical esta usualmente entre 0.5 y 2.0 en las diferentes minas.

En la Figura 1-15 se presenta la relación entre el esfuerzo horizontal máximo y el esfuerzo vertical en profundidad reportadas por las pruebas in-situ en las minas de carbón en China. En la

Figura 1-16 se presenta los esfuerzos principales encontrados.

Figura 1-15 Comportamiento de la relación k en profundidad para minas de carbón en China (Tomado de Kang et al., 2010)

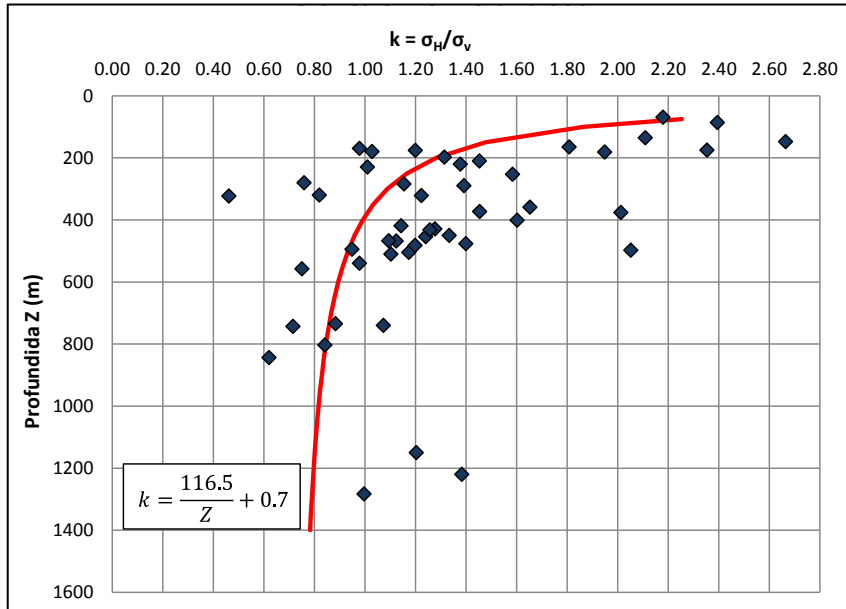
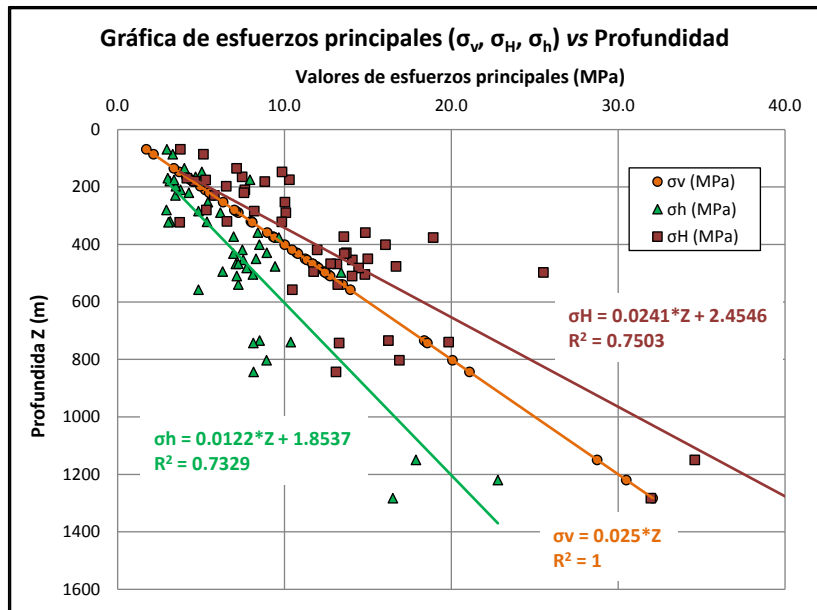


Figura 1-16 Valores de los esfuerzos principales en profundidad en minas de carbón (Tomado de Kang, H. et al., 2010)



1.6 Modelo de Sheorey

El planteamiento propuesto por Sheorey (1994), es un modelo de esfuerzos termo-elasto-estático que busca estimar las tensiones en la corteza terrestre, considerando la variación de la elasticidad, la densidad y el coeficiente de expansión térmica en la corteza y manto terrestre. Uno de los factores que causa los altos valores de k en la superficie se debe a la curvatura de la tierra. El modelo considera la anisotropía del terreno teniendo en cuenta el módulo de elasticidad en sentido horizontal. La expresión propuesta busca obtener el esfuerzo horizontal en formaciones blandas, fracturadas y generalmente débiles. El autor demuestra que los esfuerzos horizontales dependen del módulo de elasticidad y esto se corrobora con 46 datos de estados de esfuerzos medidos in-situ. El valor de k se propone en términos del módulo de elasticidad.

Sheorey manifiesta que las principales causas de los estados de esfuerzos en la corteza terrestre son: (I) la gravedad, (II) la restricción de desplazamientos laterales o presión de confinamiento (se expresa en función de la relación de Poisson), (III) la tectónica de placas, (IV) las estructuras geológicas, (V) las propiedades de la roca y (VI) la topografía del terreno (asociado a la geomorfología). Además de estos, algunos otros autores lo asocian a procesos de carga y descarga (sedimentación y erosión a gran escala), cambio del eje de rotación de la tierra y presiones producto de la marea.

McCutchen, 1982 (citado por Sheorey, 1994) fue el primero en tratar de explicar la variación de k en profundidad. El modelo planteado consistió en obtener la distribución de esfuerzos dentro de una corteza esférica isotrópica con restricción de desplazamientos entre el manto y la corteza, asumiendo el manto como un líquido incompresible.

A partir de esto, el modelo de Sheorey (1994) incorpora los siguientes factores: (I) gradiente térmico dentro de la corteza y manto terrestre, factor que da lugar a esfuerzos de origen térmico, (II) variación no lineal del coeficiente de expansión térmica en profundidad, (III) cambio de peso unitario en profundidad, (IV) variación de la constante elástica en profundidad y (V) desplazamientos dentro del manto.

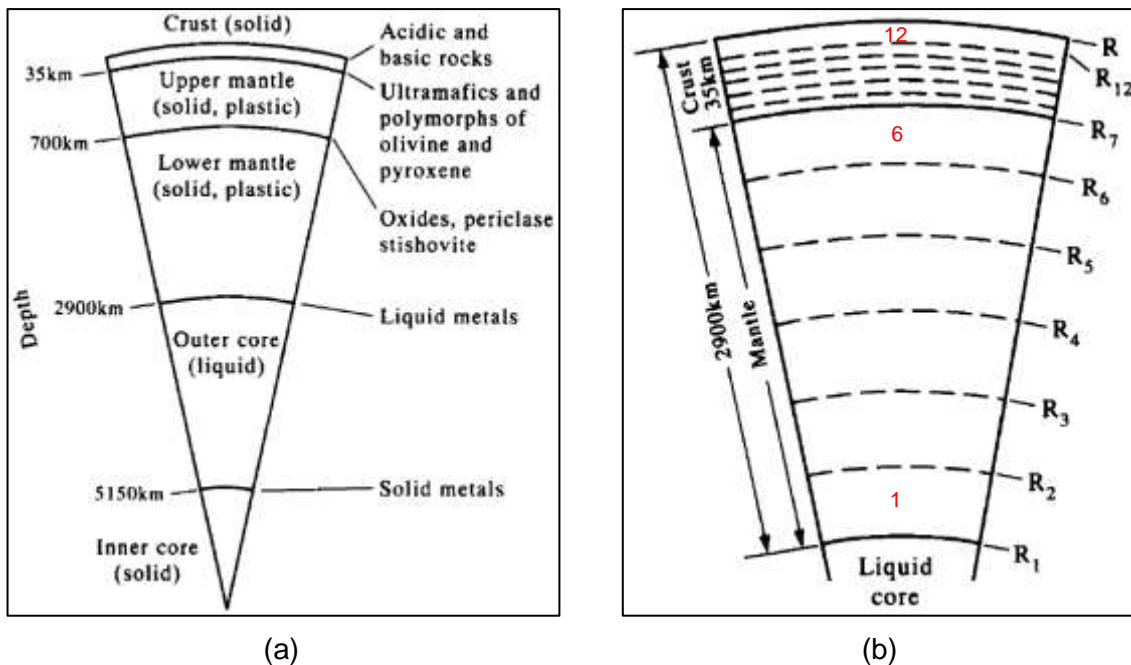
En la Figura 1-17 se presenta el modelo de la sección transversal de la tierra, la cual fue propuesta por Saas, 1973 (citado por Sheorey, 1994) y ha sido generalmente aceptada. El modelo consta de una capa de corteza terrestre en condición de material sólido de 35

km de espesor, subyacente por un manto sólido en condición plástica; posteriormente se encuentra el núcleo externo en estado líquido, para finalmente encontrar un núcleo interno en estado sólido.

El modelo considera capas esféricas, las cuales pueden ser subdivididas en varias rebanadas esféricas, siendo posible asignarles diferentes propiedades de módulo E , coeficiente de expansión térmica α y peso unitario del material γ .

El modelo mostrado en la Figura 1-17b consiste en dividir una porción de una esfera en 12 capas, 6 en el manto y 6 en la corteza. La capa inferior de la corteza tiene 5 km de espesor y el resto de las capas tienen 6 km de espesor; para una profundidad total de 35 km de corteza. En el manto, la capa superior se encuentra a una profundidad entre 35 y 700 km.

Figura 1-17 (a) Modelo de una sección transversal de la tierra propuesta por Saas, 1973 (citado por Sheorey, 1994). (b) Modelo de capas esféricas de la tierra, con 12 rebanadas (Tomado de Sheorey, 1994)



Los valores del radio R_i , están definidos en la base de cada capa y el peso unitario γ_i están dados en la Tabla 1-2. El modelo adopta como espesor promedio de la corteza un

valor de 35 km, un radio de curvatura de la tierra de 6371 km y una profundidad, hasta la base del manto de 2900 km.

Tabla 1-2 Valores de los radios de curvatura de cada capa, los pesos unitarios y las presiones de confinamiento a diferentes profundidades (Tomado de Sheorey, 1994)

Capa (i)	$R_i \times 10^6$ (m)	Peso unitario (MN/m ³)	Profundidad (km)	Presión total (GPa)
12	6.364			
11	6.358			
10	6.352			
9	6.346	0.027	35	0.95
8	6.340			
7	6.335			
6	5.958	0.037	200	7.10
5	5.370	0.040	700	27.10
4	4.870	0.043	1200	48.50
3	4.370	0.045	1700	71.20
2	3.870	0.048	2200	95.40
1	3.470	0.052	2700	121.60

La definición de los parámetros de entrada del modelo se presenta en la Tabla 1-3, cuyos valores son los resultados obtenidos por algunos investigadores para diferentes materiales, los cuales fueron utilizados por Sheorey (1994) para plantear el modelo.

Tabla 1-3 Parámetros adoptados para el planteamiento del modelo (Tomado de Sheorey, 1994)

Capa (i)	$\alpha \times 10^{-5}$ (°C)	$E \times 10^3$ (MPa)	$R \times 10^6$ (m)	γ (MN/m ³)
12	0.6	50	6.36	
11	0.9	50	6.36	
10	1.5	45	6.35	
9	2.2	40	6.35	0.027
8	0	30	6.34	
7	0.77	20	6.34	
6	1.20	200	5.96	0.037
5	1.25	360	5.37	0.040

Capa (i)	$\alpha \times 10^{-5}$ (/°C)	$E \times 10^3$ (MPa)	$R \times 10^6$ (m)	γ (MN/m ³)
4	1.35	520	4.87	0.043
3	1.60	610	4.37	0.045
2	1.90	700	3.87	0.048
1	2.40	760	3.47	0.052

Radio de la tierra (R) = 6.371×10^6 m
 Espesor de la corteza = 35 km
 Profundidad de la base del manto = 2900 km
 Relación de Poisson de la corteza = 0.20
 Relación de Poisson del manto = 0.27
 Gradientes de temperatura (°C/m):
 Capas 1 a 5 (manto) $G_1 = 0.0008$
 Capas 6 (manto) $G_2 = 0.003$
 Capas 7 a 12 (corteza) $G_3 = 0.024$

1.6.1 Resultado del modelo

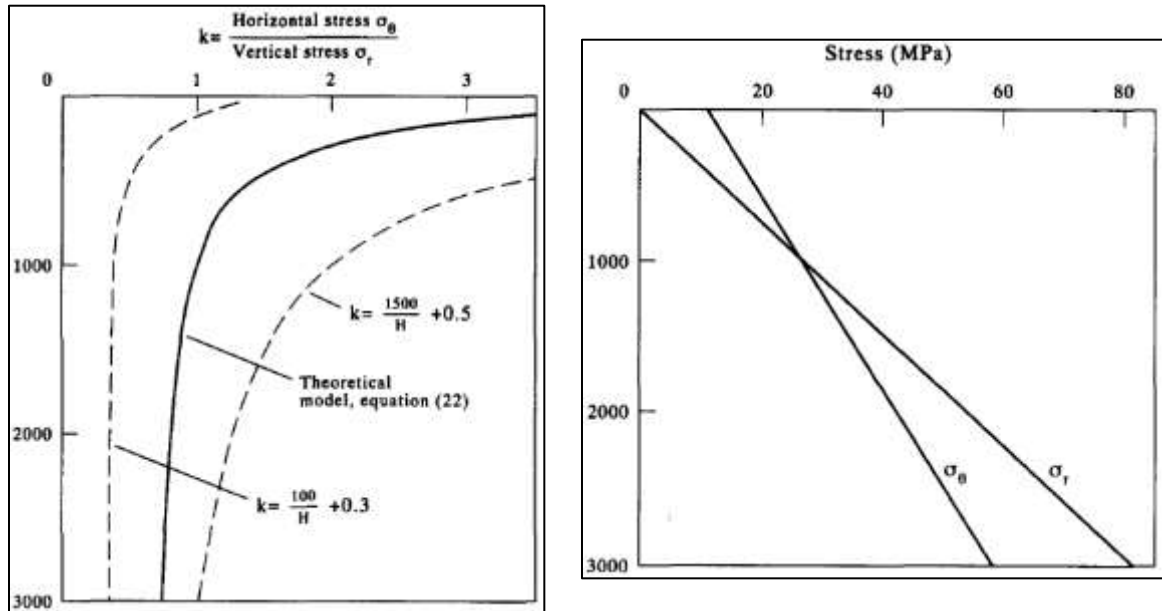
Una vez establecido las variables del modelo y después de un desarrollo matemático, partiendo de un modelo solido esférico de la corteza terrestre (coordenadas esféricas), se obtiene la Ecuación (1-28), la cual representa los esfuerzos en la capa superficial de la corteza, indicando que el esfuerzo radial (σ_{r12}) corresponde al vertical y el esfuerzo tangencial ($\sigma_{\theta12}$) corresponde al horizontal, R (m) es el radio de la superficie terrestre y r (m) es el radio a la profundidad Z (m) = $R - r$. El desarrollo matemático se puede ver en el artículo (Sheorey, 1994) adjunto.

$$\sigma_{r12} = -\gamma(R - r) \quad (1-28)$$

$$\sigma_{\theta12} = \frac{E_{12}}{1 - \nu} C_{12} r^{-(1+\nu)/(1-\nu)} - \gamma R + [\gamma(1 + 2\nu) + \alpha_{12} E_{12} G_3] \frac{r}{2}$$

En la Figura 1-18a se presenta la variación de la relación k en profundidad, calculado a partir de la Ecuación (1-28) con los datos de entrada de la Tabla 1-3. Allí se ilustra que la curva obtenida con el modelo se ajusta a la tendencia de los datos obtenidos en las pruebas de campo. En la Figura 1-18b se muestra la variación del esfuerzo radial (esfuerzo vertical) y el esfuerzo tangencial (esfuerzo horizontal) en profundidad, en la cual se puede observar que cerca de la superficie el esfuerzo tangencial es mayor que el esfuerzo radial.

Figura 1-18 (a) Comparación entre el modelo teórico y la relación k de los datos tomados en campo. (b) Variación teórica del esfuerzo vertical y horizontal con profundidad (Tomado de Sheorey, 1994)



(a)

(b)

- *Efectos del coeficiente de expansión térmica*

El efecto de considerar el coeficiente de expansión térmica dentro del modelo es muy importante ya que cuando se asume un valor de $\alpha_i = 0$ para todas las capas se obtiene valores de esfuerzos horizontales superficiales muy altos. En consecuencia los coeficientes de expansión térmica dentro del modelo permiten obtener unos valores de esfuerzos horizontales dentro de límites razonables.

- *Influencia del módulo elástico*

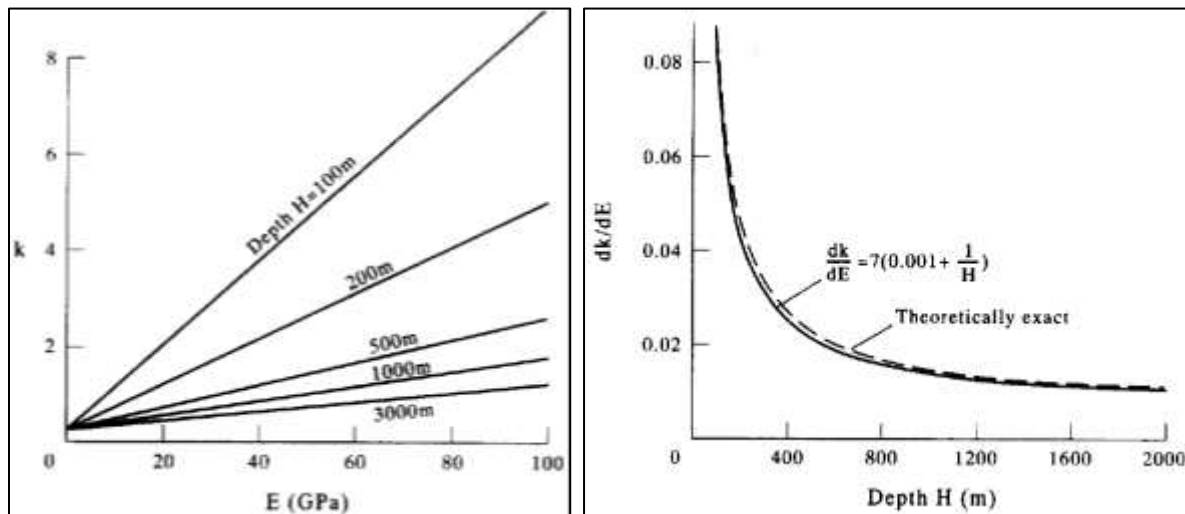
De los análisis realizados, se encontró que el modelo es más sensible al módulo de rigidez que a la relación de Poisson en la corteza. De manera similar al ejercicio realizado, se observa que si la capa superior se subdividiera en tres capas y a cada una de estas se le asignara un módulo diferente, la capa más blanda produce un esfuerzo horizontal menor a la capa más dura. Esto indica que el esfuerzo medido in-situ en rocas duras no puede ser asumido igual al de rocas blandas. También se encontró que el esfuerzo tangencial σ_θ es discontinuo a través de la frontera de las capas.

Las técnicas de medición de estados de esfuerzos in-situ, particularmente el fracturamiento hidráulico y overcoring (las cuales se definen más adelante), generalmente requieren de formaciones competentes para obtener resultados satisfactorios. Esto debe ser tenido en cuenta cuando se busque estimar estados de esfuerzos en rocas blandas o muy fracturadas.

La variación de esfuerzos se debe a los cambios en las propiedades de las rocas en las diferentes capas inter-estratificadas (según lo reportado por Warpiniski et al., 1985 y Haimson y Rummel, 1982 de acuerdo con lo planteado por Amadei et al., 1988) debido a la heterogeneidad del módulo de rigidez y la anisotropía.

En la Figura 1-19a se presenta la variación de k con los módulos de elasticidad para diferentes profundidades, encontrando una relación lineal entre las variables. En la Figura 1-19b se ilustra la relación entre las pendientes de las líneas dk/dE con la profundidad.

Figura 1-19 (a) Variación de k con los módulos de elasticidad para diferentes profundidades. (b) Pendiente dk/dE con profundidad (Tomado de Sheorey, 1994)



(a)

(b)

El comportamiento de la relación de la Figura 1-19a tiene una ecuación de la forma:

$$k = A + BE_h \quad (1-29)$$

Siendo, A el intercepto y B la pendiente. El valor de A es aproximadamente 0.25 y el de B es $B = 7(0.001 + 1/Z)$. Por lo tanto la Ecuación (1-29) se expresa como:

$$k = 0.25 + 7E_h(GPa) \left[0.001 + \frac{1}{H(m)} \right] \quad (1-30)$$

- *Curvatura de la tierra*

La curvatura de la corteza terrestre es uno de los principales factores que genera los esfuerzos horizontales; aunque no se ha tenido en cuenta en los modelos matemáticos desarrollados en el pasado.

El modelo elasto-estático fue desarrollado con incrementos de los radios de curvatura R en la superficie de la tierra, empezando con valores reales de 6371 km. A partir de este valor de R , los valores de R_i en cada una de las capas, se fue reduciendo para cada una de las demás capas, tal y como se presenta en la Tabla 1-3.

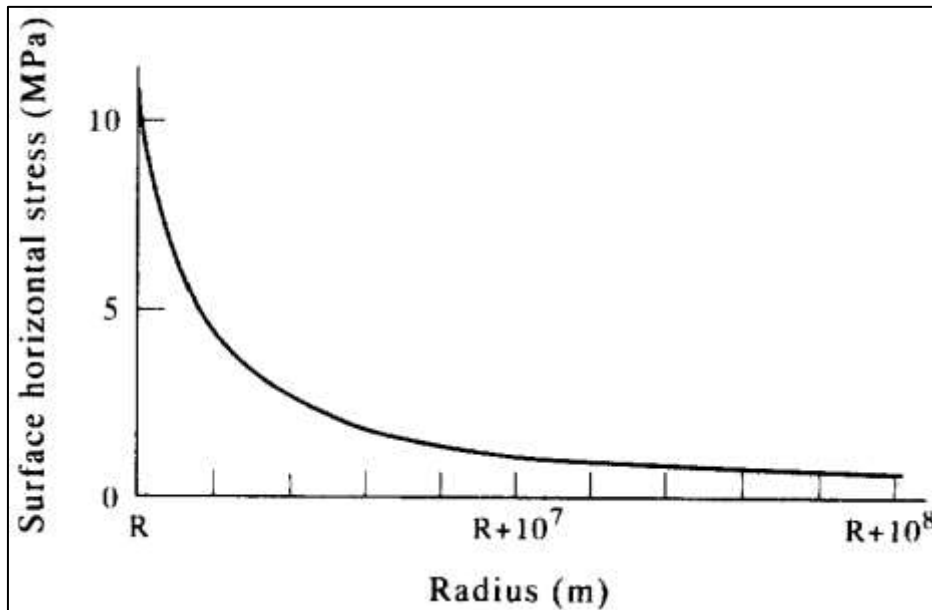
En la Figura 1-20 se muestra la reducción del esfuerzo horizontal superficial σ_θ ($r = R$) con el incremento del radio de curvatura de la tierra. La figura ilustra que cuando $R \rightarrow \infty$ el esfuerzo horizontal en la superficie de la corteza es nulo $\sigma_\theta = 0$. Cuando se ignora la curvatura de la superficie ($R = \infty$), se puede obtener que la relación k puede ser transformada en una relación esfuerzo – deformación de la forma:

$$\begin{aligned} \sigma_r - \alpha T_3 &= \frac{1}{E} (\sigma_r - 2\nu\sigma_\theta) \\ \sigma_\theta - \alpha T_3 &= \frac{1}{E} [(1 - \nu)\sigma_\theta - \nu\sigma_r] \end{aligned} \quad (1-31)$$

Asumiendo un valor de esfuerzo horizontal $\sigma_\theta = 0$ en la segunda expresión de la Ecuación (1-31), cuando $R = \infty$, se obtiene la Ecuación (1-32).

$$k = \frac{\sigma_\theta}{\sigma_r} = \frac{\nu}{1 - \nu} - \frac{\alpha T_3 E}{(1 - \nu)\sigma_r} \quad (1-32)$$

Figura 1-20 Reducción de los esfuerzos en la superficie con el incremento del radio de curvatura de la tierra (Tomado de Sheorey, 1994)



Sustituyendo T_3 (Siendo $T_3 = G_3(R - r)$) y σ_r (Ecuación (1-28)), se obtiene la Ecuación (1-33).

$$k = \frac{\nu}{1 - \nu} + \frac{\alpha E G_3}{(1 - \nu)\gamma} \quad (1-33)$$

Cuando los efectos térmicos no son tenidos en cuenta, se obtiene la clásica expresión hallada con base en la teoría elástica.

$$k = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (1-34)$$

Tomando valores de módulos de elasticidad E y coeficientes de expansión térmica para la capa superior y los demás valores de la Tabla 1-3, se obtiene un valor de $k = 0.583$ utilizando la Ecuación (1-33) y al no tener en cuenta los efectos térmicos se tiene un valor de $k = 0.25$, lo que indica una subvaloración de los estados de esfuerzos en una relación de 2. Este simple ejercicio indica que los altos valores de k en la superficie se deben al radio de curvatura en la corteza terrestre.

- *Espesor de la corteza*

El modelo propuesto por McCutchen, 1982 (citado por Sheorey, 1994) muestra que los esfuerzos horizontales varían con el espesor de la corteza. Aunque se considera un espesor promedio de la corteza de 35 km, en los continentes ese espesor puede tener variaciones considerables. Teniendo en cuenta el principio de isostasia, para regiones de alta cota respecto al nivel del mar, los espesores de la corteza son más gruesos que el promedio por tal razón se estima que en estas zonas los esfuerzos horizontales sean superiores, por el contrario y teniendo en cuenta el mismo principio, se estima que en la corteza oceánica, cuyo espesor es del orden de 5 y 6 km, se tengan esfuerzos horizontales relativamente bajos y en Colombia se estima que la capa cortical en los Andes tiene un espesor entre los 35 km y los 50 km (Hurtado y Leuro, 2000).

1.6.2 Validación del modelo

Con el fin de validar los resultados obtenidos con el modelo, Sheorey (1994) empleó la compilación de referencias bibliográficas de Lindner y Halpern (1978) de mediciones de esfuerzos in-situ en Estados Unidos, reportando entre las propiedades del material, el módulo de elasticidad en la mayoría de los casos. Haciendo uso de esa referencia, Sheorey (1994) validó la Ecuación (1-35), siendo importante mencionar que no toda la información fue tomada en cuenta ya que de algunos datos se tenía incertidumbre.

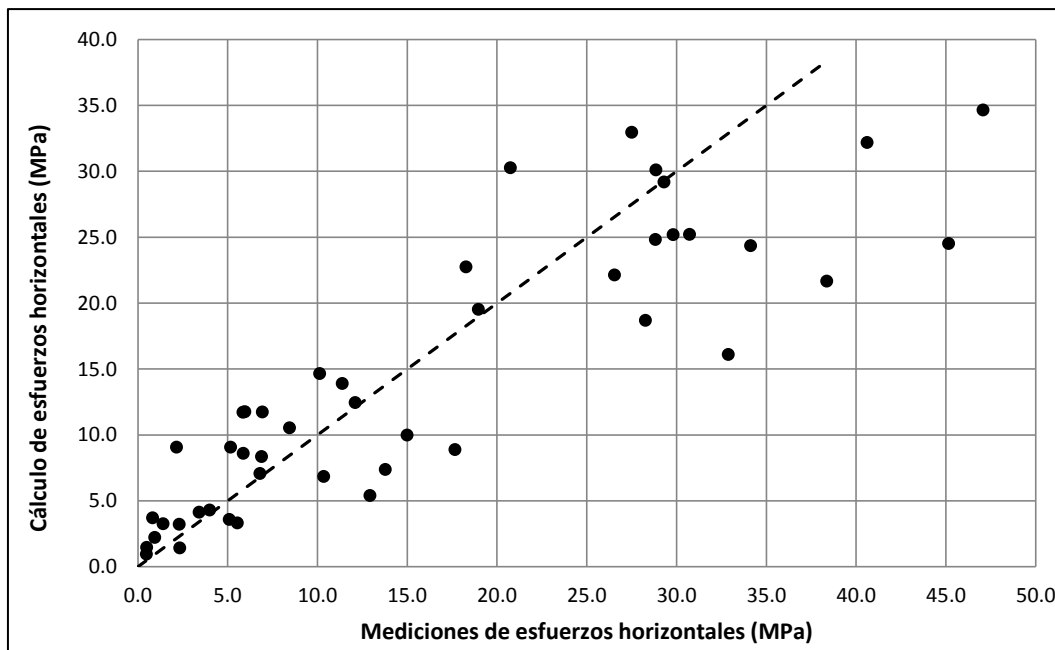
$$k = 0.25 + 7E_h \left(0.001 + \frac{1}{Z} \right) \quad (1-35)$$

A continuación se describirá que parámetros se tuvieron en cuenta para descartar alguna información:

- a. Valores de estados esfuerzos medidos en canteras, los cuales podían ser afectados por excavaciones que se estuviesen realizando en canteras adyacentes.
- b. Mediciones que los autores hayan declarado como dudosas.
- c. Datos en los cuales la profundidad de la perforación era incierta dado que su ubicación no se mencionaba.
- d. Resultados en los que no se haya determinado los módulos de elasticidad.

En la Figura 1-21 se presenta la relación entre los esfuerzos medidos en campo y los calculados con la Ecuación (1-39). Sheorey (1994) menciona que la dispersión en los datos se puede deber a que los módulos pudieron no haber sido medidos en la dirección horizontal, además que las capas no están necesariamente dispuestas en forma horizontal. Las características geológicas también influyeron en la dispersión de los datos.

Figura 1-21 Relación entre los esfuerzos horizontales medidos y los calculados a partir de la Ecuación (1-39) (Tomado de Sheorey, 1994)



1.6.3 Resumen

Los esfuerzos verticales en promedio se obtienen a partir de Ecuación (1-36).

$$\sigma_v = \sigma_r = \gamma Z \quad (1-36)$$

La relación k para estimar los estados de esfuerzos in-situ está dada por la ecuación (1-37) según el modelo de Sheorey (1994).

$$k = 0.25 + 7E_h \left(0.001 + \frac{1}{Z} \right) \quad (1-37)$$

Nota: Varias de las constantes de esta expresión son propiedades representativas de la capa 12 que es la capa más superficial.

Para formaciones con capas dispuestas más o menos horizontales o medios estratificados, los esfuerzos pueden ser estimados para capas suaves o duras de un mismo sitio, a partir de la ecuación (1-38).

$$k_2 = k_1 \frac{0.25 + 7E_2 \left(0.001 + \frac{1}{H_2} \right)}{0.25 + 7E_1 \left(0.001 + \frac{1}{H_1} \right)} \quad (1-38)$$

Donde el sufijo 2 representa las capas más blandas y el sufijo 1 representa las capas más duras. El módulo de Young (E) debe ser tomado en GPa.

El esfuerzo horizontal promedio se determina utilizando la ecuación (1-39).

$$\sigma_H = \sigma_\theta = k\sigma_r = 0.25\gamma Z + 7E_h\gamma(0.001 * Z + 1) \quad (1-39)$$

Asumiendo que $\sigma_r = \gamma * Z$ en promedio. Donde, E_h es el módulo de deformación en dirección horizontal en GPa y Z es la profundidad en m.

1.7 Determinación de estados de esfuerzos mediante pruebas de campo

Los estados de esfuerzos en un punto del macizo rocoso se definen por la orientación y magnitud de los esfuerzos principales. Para la determinación los estados de esfuerzos in-situ existen varios métodos de medición, entre los que se encuentran pruebas directas e indirectas. En la Tabla 1-4 (ISRM, 2003 citado por González de Vallejo, 2002) se presenta algunas de las metodologías existentes para determinar los estados de esfuerzos in-situ, de las cuales dos de ellas serán descritas conceptualmente.

**Tabla 1-4 Métodos para determinar estados de esfuerzos in-situ (Hudson, 2003
citado por Galera y Martín, 2004)**

Métodos	Clasificación según el tipo de actividad					Clasificación según el comportamiento de la roca	
	Ejecución de sondeos	Perforación con recuperación de muestras	Realizados en la superficie de la roca	Análisis de estructuras geológicas a gran escala	Otros	Observaciones del comportamiento de la roca con influencia del método de medida	Observaciones del comportamiento de la roca sin influencia del método de medida
Overcoring (Sobreperforación)	X	X				X	
Fracturamiento hidráulico	X					X	
Gato plano (Flat Jack)			X			X	
Breakout (Ovalización)	X						X
Borehole slotter		X					X
Análisis retrospectivo					X		X
Recuperación de deformación		X					X
Acústicos		X					X
Observación geológica				X			X
Análisis de mecanismos focales de terremotos				X			X

Fuente: Tomado de "La Ovalización en sondeos como método estimativo del estafo tensional en un macizo rocoso", Galera y Martín (2004)

En la Tabla 1-5 (Galera y Martín, 2004) se presenta un resumen de las ventajas y limitaciones de cada uno de los métodos existentes para estimar los estados de esfuerzos in-situ más utilizados.

Tabla 1-5 Ventajas y limitaciones de las pruebas para estimar estados de esfuerzos (Galera y Martín, 2004)

Métodos	Ventajas	Limitaciones	Favorable
Overcoring (Sobreperforación)	Es la técnica más desarrollada en teoría y la práctica.	Dispersión debido al bajo volumen de roca. Requiere maquinaria de perforación.	Medidas desde galerías.
Fracturamiento hidráulico	Baja dispersión en los resultados. Implica volúmenes importantes de roca. Una técnica rápida.	Solo en 2D y requiere la ejecución de un sondeo previo.	Permite obtener perfiles tensionales.
Gato plano	No requiere el conocimiento de las constantes elásticas de la roca.	Se necesita como mínimo 6 sondeos. Dispersión debido al bajo volumen de roca.	Medidas desde galerías.
Breakout (Ovalización)	Información obtenida en una fase inicial del proyecto. Es una técnica relativamente rápida.	Restringida a información sobre la orientación. En teoría requiere mayor desarrollo para inferir la magnitud de las tensiones.	Solo aplicable a grandes profundidades.
Borehole slotter	Información existente en la fase de perforación.	Estimación cualitativa.	Estimación de las tensiones en una fase inicial del proyecto.
Análisis retrospectivo	Rápido y simple. Alta confiabilidad debido al gran volumen de roca.	No tiene una única solución. Técnica costosa.	Solo es utilizable durante la construcción de obras subterráneas.
Recuperación de deformación	Útil en grandes profundidades.	La medida es dificultosa a una micro-escala.	Estimaciones de tensiones a grandes profundidades.
Acústicos	Medida simple.	Fiabilidad relativamente baja.	Estimaciones orientativas.
Observación geológica	Bajo costo.	Estimación aproximada.	Primera fase del proyecto.
Análisis de mecanismos focales de terremotos	Para grandes profundidades.	Información solamente a grandes profundidades.	-

Fuente: Tomado de "La Ovalización en sondeos como método estimativo del estafo tensional en un macizo rocoso", Galera y Martín (2004)

1.7.1 Overcoring (sobreperforación)

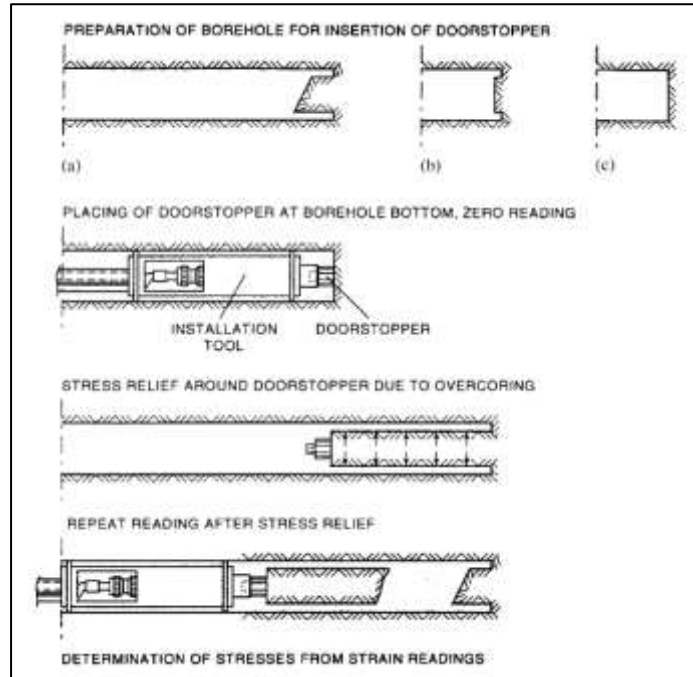
El ensayo determina los estados de esfuerzos que se liberan cuando se hace una sobreperforación (ampliar el diámetro) de un sondeo ya realizado, mediante el registro de la deformación producida. Las propiedades elásticas del material y los datos obtenidos de deformación son utilizadas para calcular los estados de esfuerzos en un plano perpendicular al eje del sondeo. El medio en el que se realiza el ensayo se considera un material elástico e isótropo (González de Vallejo, 2002).

Los esfuerzos son obtenidos haciendo uso de la teoría elástica a partir de las deformaciones medidas en campo y con los módulos de deformación y relación de Poisson determinados por medio de ensayos de laboratorio. Los métodos desarrollados en esta técnica son (I) Método del doorstopper, (II) Método de U.S Bureau of Mines (USBM) y (III) la Celda triaxial CSIR (Council for Scientific and Industrial Research) (González de Vallejo, 2002).

- *Método del doorstopper*

Inicialmente se requiere hacer un sondeo con diámetro NQ (75.7 mm). Posteriormente, con un taladro se instala un extensómetro en el fondo de la perforación para medir las deformaciones unitarias en las tres direcciones; se continua con el sondeo conservando el diámetro inicial y se extrae una muestra de roca de 61 mm de diámetro con el deformímetro adherido, momento en el cual, se libera la energía y se leen las deformaciones producidas (González de Vallejo, 2002).

Como se comentó, el material se considera elástico e isotrópico; se requiere conocer el módulo de elasticidad y la relación de Poisson, y se asume que el esfuerzo vertical es igual al esfuerzo de cobertura.

Figura 1-22 Proceso de instalación Doorstopper (Tomado de Ljunggren et al., 2003)

- *Método USBM y celda triaxial CSIR*

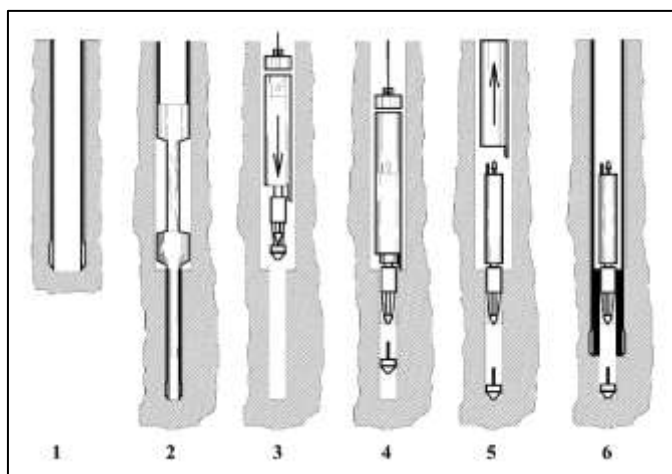
Los dos métodos consisten en la medición de las deformaciones en las paredes de los sondeos producidas por la liberación de tensiones que se generan por la sobreperforación. Las celdas tipo USBM miden las tensiones en dos direcciones y las celdas CSIR en tres direcciones. La sobreperforación se realiza usando una corona de mayor diámetro, de tal forma que se liberan las tensiones alrededor del taladro original (González de Vallejo, 2002).

Los transductores se encuentran en las celdas USBM midiendo las deformaciones a través de tres (3) diámetros del sondeo. Con los ejes de referencia alineados paralela y perpendicularmente al sondeo, las medidas permiten conocer los 3 componentes del estado de esfuerzos bidimensional en el plano perpendicular al sondeo ($\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \tau_{xy}$) (González de Vallejo, 2002).

Para medir las tensiones tridimensionalmente se deben hacer las mediciones en tres sondeos en direcciones diferentes, perforados en el interior de una galería o emplear un sistema CSIR, en el que se utilizan 9 ó 12 transductores.

Con el sistema CSIR se mide, mediante una sonda cilíndrica, las deformaciones en varias direcciones alrededor de la pared del sondeo, como consecuencia de la sobreperforación. El procedimiento consiste en hacer un sondeo hasta la profundidad donde se quiere hacer la medición, posteriormente con un taladro se continua la perforación de menor diámetro, en el cual introduce la sonda que medirá las deformaciones unitarias en tres direcciones de la roca; después se sobreperfora con el diámetro del sondeo inicial, liberando las tensiones del anillo de roca, registrándose de esta manera las deformaciones inducidas. Por este método se puede estimar el estado de esfuerzos en un punto (González de Vallejo, 2002).

Figura 1-23 Proceso de instalación celda USBM y CSIR (Tomado de Ljunggren et al., 2003)



1.7.2 Fracturamiento hidráulico

El método tiene como fin medir los estados tensionales in-situ al interior de un sondeo. Como resultado se puede calcular la magnitud de los tres esfuerzos principales, uno vertical (σ_v) y dos horizontales (σ_H y σ_h) que son las presiones mínima y máxima en el plano perpendicular al sondeo. Se asume que el esfuerzo principal es vertical (σ_v) y corresponde a la carga litostática en dirección del sondeo. El esfuerzo principal horizontal mínimo (σ_h) corresponde a la presión mínima (P_s) para que una fractura abierta vuelva a cerrarse una vez se halla parado el bombeo de agua, y está fractura hidráulica se iniciará y extenderá en la dirección del esfuerzo principal mayor horizontal (σ_H). Y el esfuerzo principal horizontal máximo (σ_H) será la resistencia efectiva de la roca. La técnica es

confiable pudiéndose desarrollar hasta profundidades superiores a los 1.500 m (González de Vallejo, 2002).

El procedimiento del ensayo consiste en aislar un tramo del sondeo (del orden de 1.0 m) mediante dos obturadores de goma flexible (packers) e inyectando un fluido de agua a presión hasta que se generen nuevas fracturas o se habrán las preexistentes. Se mide en aproximadamente tres ciclos la presión requerida para abrir, generar, propagar, mantener y volver abrir las fracturas, lo cual se asocia con los estados de esfuerzos in-situ. Por otro lado, la orientación se determina mediante métodos de las fracturas inducidas (González de Vallejo, 2002).

Entre las limitaciones se tiene que: (I) no se cuenta con un marco teórico fuerte, (II) se considera que el eje del sondeo coincide con una de las direcciones de los esfuerzos principales, (III) se asume que la tensión vertical es igual al esfuerzo de cobertura y (IV) se supone que el material rocoso tiene un comportamiento elástico lineal, homogéneo, continuo e isotrópico (González de Vallejo, 2002).

En teoría, el modelo se basa en obtener el plano de fractura (ocasionado por la presión del flujo de agua) perpendicular al esfuerzo menor que se encuentra en dirección radial al eje de la perforación. Para establecer a que nivel de esfuerzo corresponde la tensión obtenida, se debe asumir el eje de la perforación corresponde a un esfuerzo principal, siendo importante mencionar que los ejes de los esfuerzos principales son ortogonales entre sí (González de Vallejo, 2002).

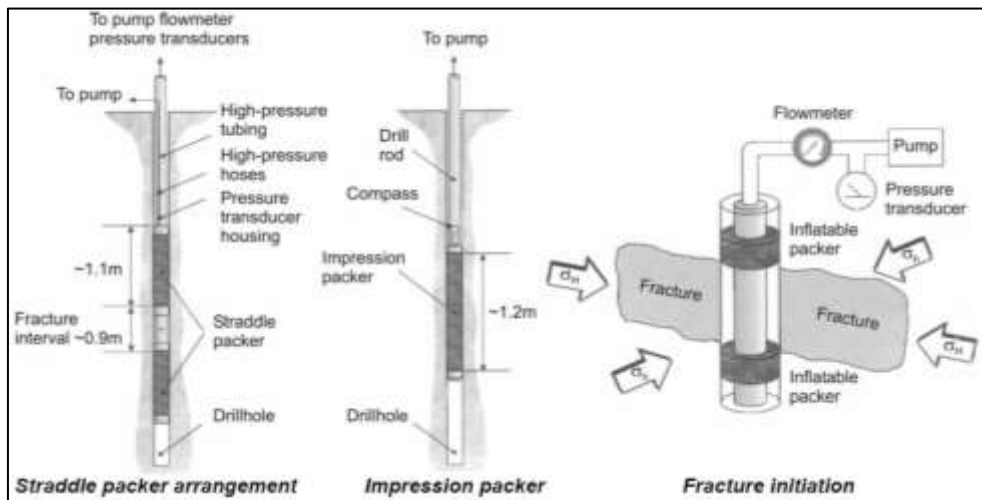
Para determinar la orientación de los esfuerzos, se debe recurrir a metodologías de interpretación de direcciones de los esfuerzos principales, como por ejemplo el análisis de estructuras tectónicas, el estudio de los mecanismos focales de terremotos y la observación de la orientación de los planos de rotura en las paredes del sondeo (González de Vallejo, 2002).

Una vez empieza la inyección del agua, se debe mantener a una tasa constante, produciendo un incremento gradual en la presión de las paredes de la perforación antes que se genere la fractura o se abran las preexistentes. En todo momento el montaje permite en tiempo real llevar un registro del tiempo, la tasa de flujo y la presión de inyección. Cuando se evidencia un punto de quiebre en la presión de inyección, esto

indica que se alcanzó el punto máximo en donde inicia el fracturamiento (punto conocido como Breakdown Pb) (González de Vallejo, 2002).

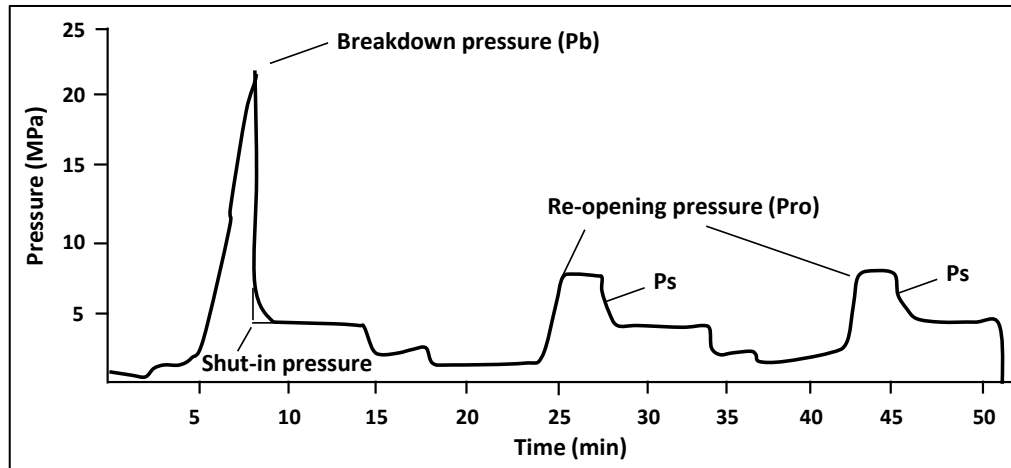
En la Figura 1-24 (SINTEF, 2005) se presenta el montaje requerido y la secuencia de actividades (muy general) para la ejecución del método de fracturamiento hidráulico.

Figura 1-24 Montaje del método de fracturamiento hidráulico (Tomado de SINTEF, 2005)



En la Figura 1-25 (SINTEF, 2005) se muestra el proceso del ensayo en tres ciclos. En el primer ciclo se marca el punto de quiebre Pd el cual indica caída de presión por la apertura de la fractura, momento en el cual se detiene la presión de inyección. En ese momento, se estabiliza la presión correspondiente a la presión de cierre. Posteriormente, mediante ciclos de presurización se reabre la fractura (reflejadas en la figura) y nuevos valores adicionales, aunque menores, de presión de cierres son obtenidos. Después de una serie de ciclos en los que se haya obtenido valores semejantes de cierre se da por finalizado el ensayo.

Figura 1-25 Gráfica de presiones vs tiempo obtenida en la técnica de fracturamiento hidráulico (Tomado de SINTEF, 2005)



1.8 Prospección geofísica

A continuación se presentan algunos apartes del documento “prospección sísmica” desarrollado por Estrada (2008). La prospección geofísica hace uso de los mismos principios y leyes geofísicas de la sismología, a diferencia que la fuente generadora de la energía (traducida en ondas) es producida de forma artificial, propagándose por el subsuelo conforme a las propiedades elásticas del medio. Los resultados de la interpretación permiten detectar la forma de las estructuras geológicas y sus profundidades.

En general los equipos requeridos son:

- a. Fuentes de energía: Caída de masas, explosivos, cañones de aire y los Vibroseis (Vibrador montado en un camión).
- b. Equipo sísmico: Geófonos, cable sísmico, fuente de energía, filtros y controladores de ganancia, y registrador.

1.8.1 Método de refracción sísmica

El método de refracción sísmica aprovecha el cambio de dirección que experimenta una onda al pasar de un material a otro (conocido como refracción) para contrastar las propiedades físico-químicas de los materiales, y así determinar la estratigrafía del suelo.

Además de esto es a partir de la teoría elástica y de algunas relaciones, es posible estimar las propiedades dinámicas del material.

Las ondas producidas por la fuente de energía se propagan en una superficie “homogénea”, generando un frente de onda que es registrado por los geófonos debido al movimiento del suelo por el arribo de las ondas. El tiempo de viaje de estas ondas entre la fuente de energía y cada uno de los geófonos puede ser determinado en los sismogramas de campo, siendo posible construir las curvas de tiempo de viaje. Con estas gráficas, se puede determinar la velocidad de la onda directa que se propaga entre la fuente y el sensor, obteniendo así las propiedades del material en el cual se propagó.

Los geófonos solo pueden detectar con precisión la onda que primero llegue (denominado primeros arribos), aunque posteriormente hacen arribos otras ondas, estas no son suficientemente claras para ser detectadas e interpretadas, dado que los sensores no cuentan con gran sensibilidad y amortiguamiento de las ondas.

También se conoce que los suelos y rocas no son homogéneos, por esto es de esperar que se encuentren interfaz o capas de material en las cuales habrá refracciones, reflexiones y conversiones de onda.

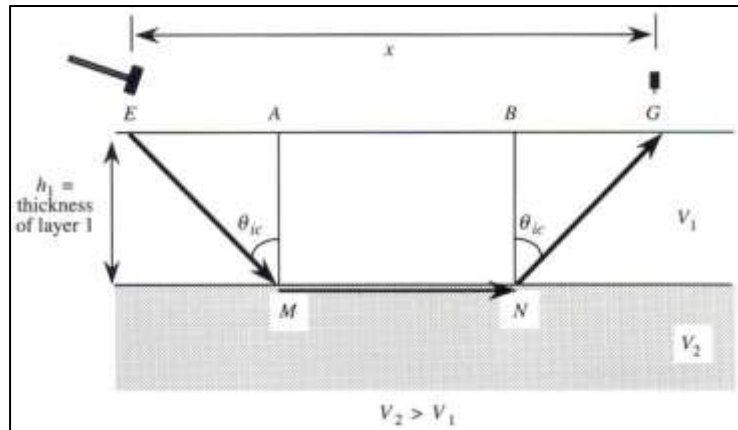
Para resolver la ecuación del tiempo de viaje ($t = x/v_1$) se analiza el recorrido que hace la onda o perturbación del medio desde la fuente de energía hasta el geófono, siendo esta aquella onda que se refracte con el ángulo crítico y viaje por la velocidad (v_2) por la interfaz (ver Figura 1-26, Estada, 2008). Como cada punto del suelo alcanzado por esta onda emite nuevas ondas (principio de Huygens), solo se tendrá en cuenta aquellas que salgan con el mismo ángulo de incidencia crítica. A partir de esto, el tiempo es determinado con la Ecuación (1-40).

$$t = \frac{2h_1(v_2^2 - v_1^2)^{1/2}}{v_2 * v_1} + \frac{x}{v_2} \quad (1-40)$$

Donde, h_i : espesor de las capas de suelo o de la estratificación; v_i : velocidad de onda en las capas de suelo; x : distancia entre emisor y receptor de onda; t : tiempo de viaje de onda entre emisor y receptor.

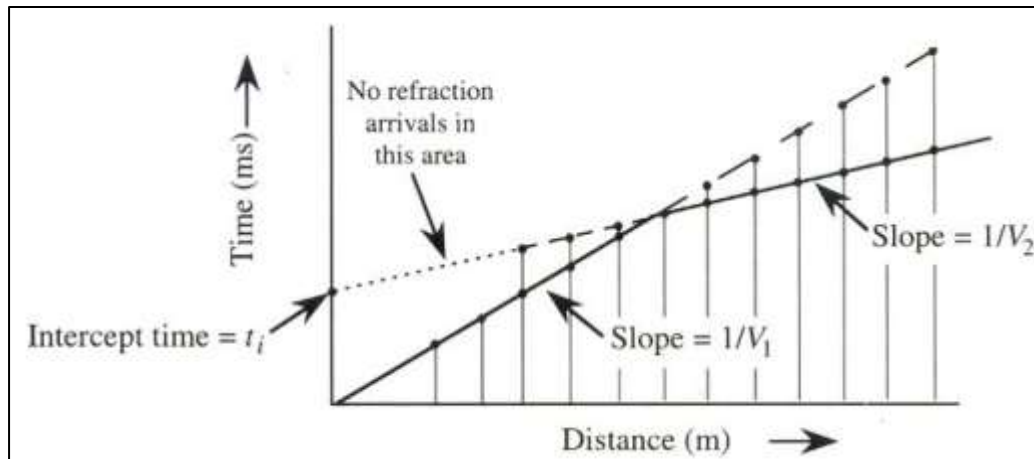
La primera derivada de tiempo t respecto a la distancia x nos da la pendiente de la curva: $dt/dx = 1/v_2$.

Figura 1-26 Esquema del método de refracción sísmica (Tomado de Estrada, 2008)



Con lo anterior, se puede determinar si la onda refractada críticamente puede asemejarse a la geología del subsuelo. En la Figura 1-27 (Estrada, 2008) se presenta una curva de tiempo de viaje de onda para un material inter-estratificado de dos capas horizontales.

Figura 1-27 Dromocronas o curvas de tiempo de viaje, dos capas (Tomado de Estrada, 2008)



De la gráfica se puede observar que los tiempos de arribo, a partir de una cierta distancia x los valores se alinean en otra recta con pendiente $1/v_2$, con un claro quiebre de pendiente, evidenciando por lo menos una interfaz entre materiales. Las pendientes $1/v_1$

y $1/v_2$ se extienden hasta el infinito pero la segunda no se inicia en el origen sino en un punto que está a una distancia igual a la de la reflexión con ángulo crítico, que es justamente la primera refracción.

El espesor del primer estrato h_1 puede ser determinado de dos formas:

- Midiendo los tiempos de interceptación t_i en la gráfica, es decir el valor de t cuando $x = 0$, o la intersección de la recta en el eje t .

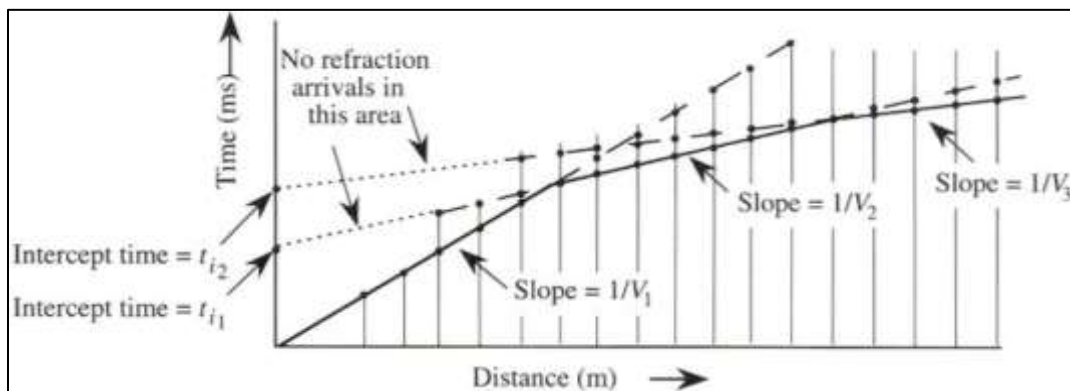
$$h_1 = \frac{t_i v_1 v_2}{2(v_2^2 - v_1^2)^{1/2}} \quad (1-41)$$

- Igualando los tiempos de las rectas (directa y refractada) en el punto común de cruce x_{cruce} .

$$h_1 = \frac{x_{cruce}}{2[(v_2 + v_1)/(v_2 - v_1)]^{1/2}} \quad (1-42)$$

De forma similar, aunque un poco más compleja se obtiene las velocidades de onda y los espesores para zonas inter-estratificadas de tres capas, cuyos grafica de tiempos de viaje de la onda se presenta en la Figura 1-28 (Estrada, 2008).

Figura 1-28 Dromocronas o curvas de tiempo de viaje, tres capas (Tomado de Estrada, 2008)



La metodología de refracción permite obtener velocidades de onda a suelos de múltiples interfaces orientadas de forma horizontal o inclinada, permite detectar los cambios

laterales de material en superficie o en profundidad y escalones de falla o estrato cortado por una falla; sin embargo hay dos casos particulares que el método falla y no tiene solución. El primer caso se presenta cuando existe una capa intermedia de menor velocidad, en la cual el método no funciona ya que la onda no refracta con el ángulo crítico; en este caso los dromocronas tendrán solo dos rectas y se interpretaría la prospección como un caso de dos capas. El segundo caso se da cuando existe una capa intermedia muy delgada, es decir una capa con un espesor mucho menor a las capas inmediatamente superior e inferior.

En la Tabla 1-6 se presenta la relación entre la velocidad de onda de corte V_s y el tipo de material, planteado por la National Earthquake Hazards Reduction Program edición 2002 (Seyhan y Stewart, 2012). Se anota que la Tabla 1-6 es igual a la Tabla A.2.4-1 de la Norma NSR-10 para clasificación sísmica de los perfiles de suelos.

Tabla 1-6 Relación entre la velocidad de onda de corte V_s (m/s) y el tipo de material (Tomado de Seyhan y Stewart, 2012)

Tipo de suelo (NEHRP 2003)	Descripción de suelo	Velocidad de onda de corte V_s (m/s)	Clasificación para el corredor en estudio
E	Suelo blando	< 180	1. Suelos residuales de compacidades/consistencia sueltas a densas. 2. Depósitos coluviales sueltos.
D	Suelo denso	180 – 360	1. Suelos residuales densos. 2. Depósitos coluviales densos. 3. Rocas sedimentarias altamente alteradas.
C	Suelo muy denso Roca blanda	360 – 760	1. Rocas blandas y medias de origen sedimentario.
B	Roca firme a dura	760 – 1500	1. Rocas compactas de origen sedimentario.
A	Roca muy dura	> 1500	1. Rocas muy compactas de origen sedimentario.

Fuente: Adaptado de "Site response in NEHRP provisions and NGA models", Seyhan y Stewart (2002)

1.8.2 Ensayo de Downhole

El ensayo consiste en producir ondas sísmicas en la superficie del terreno a través de golpes verticales y horizontales efectuados a una distancia entre 1.0 y 3.0 m del sondeo, registrando las ondas de compresión P y de corte S.

Las ondas son registradas a través de un geófono triaxial ubicado en la zona inferior de la sonda, midiendo los tiempo cada 1.0 m hasta la profundidad del sondeo. Conocido la distancia entre la fuente de la onda y el geófono dentro del sondeo, y los tiempos de llegada de la onda es posible determinar las velocidades de propagación a diferentes niveles dentro de la profundidad del sondeo.

El objetivo principal del ensayo es medir el tiempo de viaje de las ondas sísmicas generadas a partir de la energía de la fuente emisora. Los resultados se representan en una curva de los tiempos de arribo en profundidad, cuyo valor inverso de la pendiente de la curva es la velocidad de propagación de la onda sísmica.

- Procedimiento experimental

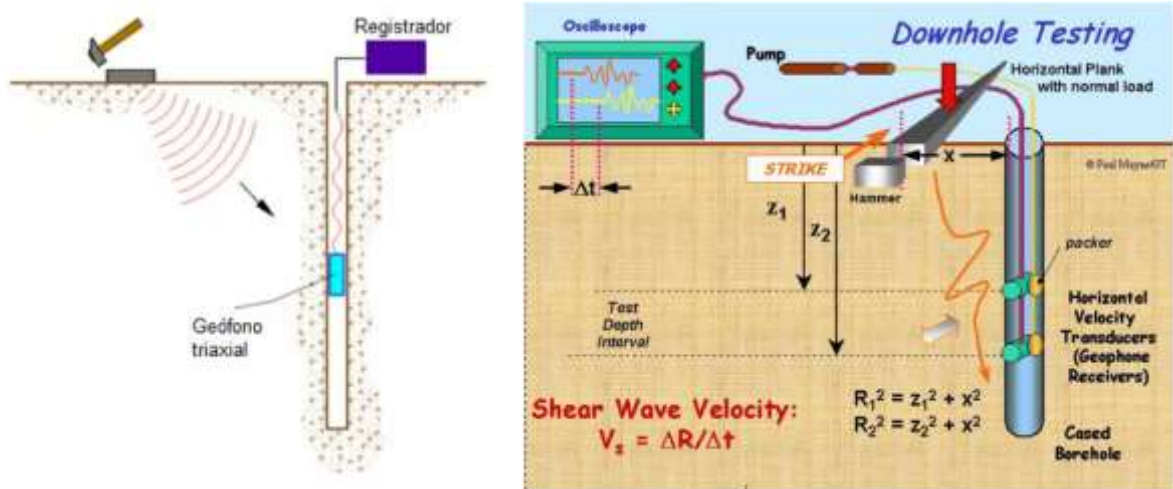
Consiste en ubicar una placa en la superficie a una distancia entre 1.0 y 3.0 m del sondeo. A la fuente se conecta el transductor de velocidad utilizado como trigger.

El receptor se conecta a la consola y se fija a una distancia conocida. Una vez se fija a la profundidad del ensayo, el geófono se orienta de tal forma que el transductor del sensor este en dirección paralela al eje de la fuente.

Después de que el receptor se fija a la pared del tubo, la fuente es golpeada en sentido vertical (para generar ondas P) y horizontal o lateral (para generar onda S) y al instante comienza el registro de la señal por activación del trigger y del receptor.

Una vez tomado el registro, se cambia la profundidad del receptor y se repite el procedimiento cada 1.0 m hasta alcanzar el fin del sondeo.

Figura 1-29 Esquema ensayo down-hole (Geostru, 2013 y FHWA, 2001)



(a) Con un receptor

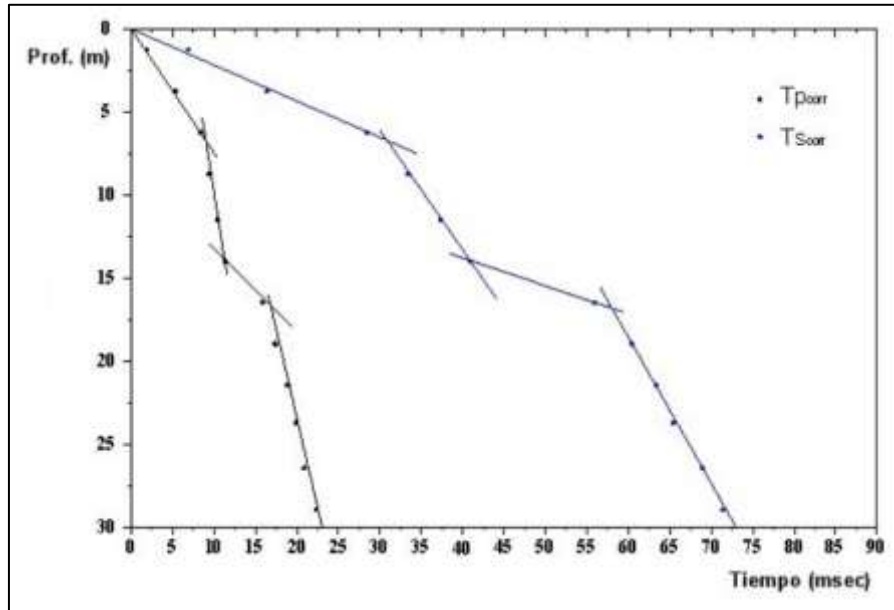
(b) Con dos receptores

- Método directo

Para interpretar las señales de down hole (haciendo uso del método directo) es necesario primero corregir los tiempo de viaje (t) de la señal captada entre la fuente y el receptor con el fin de tener en cuenta la inclinación del recorrido de las ondas. Siendo d la distancia de la fuente al eje del sondeo, r la distancia entre la fuente y el sensor, z la profundidad del ensayo, es posible obtener los tiempos de viaje corregidos (t_{corr}) haciendo uso de la Ecuación (1-43).

$$t_{corr} = \frac{z}{r} t \tag{1-43}$$

Calculado los tiempos corregidos para las ondas P o las ondas S, se realiza el gráfico t_{corr} vs z de manera tal que la velocidad promedio de las ondas sísmicas en estratos homogéneos del terreno está representada por la inclinación de los segmentos de recta a lo largo de los cuales se alinean los datos captados a varias profundidades.

Figura 1-30 Dromocrono (grafica t_{corr} vs z) (Geostru, 2013)

Una vez establecidos la onda de compresión P y de corte S, y la densidad de los materiales del sondeo es posible estimar la relación de Poisson (Ecuación (1-44)), el módulo de corte (Ecuación (1-45)), el módulo de compresión edométrico promedio (Ecuación (1-46)), el módulo de Young promedio (Ecuación (1-47)) y el módulo de compresibilidad volumétrico promedio (Ecuación (1-48)).

$$\nu_{promedio} = 0.5 \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{(V_p/V_s)^2 - 1} \quad (1-44)$$

$$G_{promedio} = \rho \cdot V_s^2 \quad (1-45)$$

$$Ed_{promedio} = \rho \cdot V_p^2 \quad (1-46)$$

$$E_{promedio} = 2 \cdot \rho \cdot V_s^2 (1 + \nu) \quad (1-47)$$

$$Ev_{promedio} = \rho \left(V_p^2 - \frac{4}{3} V_s^2 \right) \quad (1-48)$$

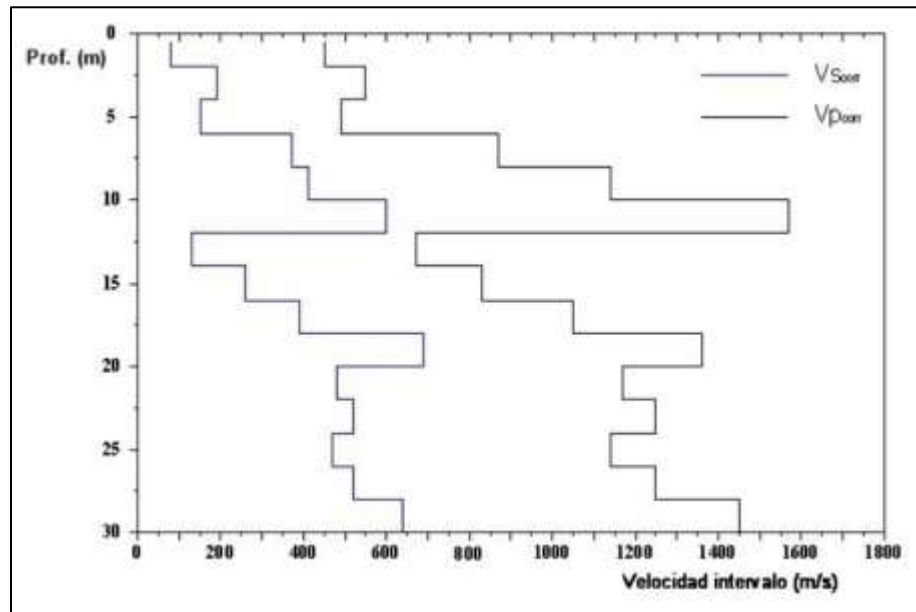
▪ Método del intervalo

Con este método se miden los tiempos de viaje de las ondas sísmicas entre dos sondas receptoras consecutivos ubicados a diferentes profundidades, obteniendo así velocidades de onda de mejor calidad.

A partir de los tiempos corregidos calculados con la ecuación (1-43) y utilizando la ecuación (1-49) es posible determinar la velocidad de onda P y S.

$$V_{p,s} = \frac{z_2 - z_1}{t_{2corr} - t_{1corr}} \quad (1-49)$$

Figura 1-31 Perfil de velocidades con el método de intervalo (Geostru, 2013)



Una vez determinado las velocidades P y S, y la densidad, es posible estimar la relación de Poisson (Ecuación (1-44)), el módulo de corte (Ecuación (1-45)), el módulo de compresión edométrico promedio (Ecuación (1-46)), el módulo de Young promedio (Ecuación (1-47)) y el módulo de compresibilidad volumétrico promedio (Ecuación (1-48)).

Este método presenta algunas limitantes: (I) no tiene en cuenta la velocidad de los estratos superiores y (II) no se aplica en el caso en que $t_{2corr} < t_{1corr}$.

- Aplicaciones

(I) Es uno de los métodos geofísicos actualmente recomendados para la obtención de la velocidad de ondas de corte y la clasificación del perfil de suelo.

(II) Identifica los contactos entre las unidades litológicas.

(III) Evalúa las características geotécnicas de cada unidad geológica e identificar posibles zonas de falla, de fracturamiento/alteración de rocas.

(IV) Obtenidos los módulos de elasticidad, es posible determinar el comportamiento sísmico en diversas estructuras u obras civiles.

- Limitaciones

(I) Se requiere de equipos de gran precisión para determinar los tiempos de arribo de las ondas sísmicas.

(II) Para la elaboración del ensayo se debe garantizar la estabilidad del sondeo a lo largo de su longitud.

(III) Dependiendo de la profundidad del receptor dentro del sondeo, el excesivo o insuficiente pulso al generar la onda sísmica, puede influir en la calidad de señal o la generación de ruido.

(IV) La sonda se debe desplazar a lo largo del sondeo de forma centrada ya que podría afectar los tiempos de arribo captadas por la sonda receptora y de este modo propiciar una interpretación errónea respecto a la isotropía del medio.

1.9 Anisotropía inherente a los estados de esfuerzos

Muchos estudios han mostrado que la velocidad de onda P propagándose en una dirección principal z solamente es afectada por los esfuerzos en esa dirección, σ'_z (Kopperman, Stokoe y Knox; Hardin y Bladford, 1989. Citado por Santamarina et al., 2001), y está dado por la Ecuación (1-50).

$$V_{Pz} = \zeta \left(\frac{\sigma'_z}{1 \text{ MPa}} \right)^\eta \quad (1-50)$$

Sin embargo, estudios experimentales también han mostrado que la velocidad de onda S, propagándose en la dirección principal z y polarizada en x depende de los esfuerzos σ'_x y σ'_z . Dos relaciones empíricas han sido sugeridas, Ecuación (1-51) y Ecuación (1-52) (Hardin y Richart, 1963; Roesler, 1979; Knox Stokoe y Kopperman, 1982; Allen y Stokoe, 1982; Yu y Richart, 1984; Lee y Stokoe, 1986. Citados por Santamarina et al., 2001).

$$V_S = \Omega \left(\frac{\sigma'_z}{1 \text{ MPa}} \right)^\theta \left(\frac{\sigma'_x}{1 \text{ MPa}} \right)^\delta \quad (1-51)$$

o

$$V_S = \theta \left(\frac{\sigma'_z + \sigma'_x}{2 \text{ MPa}} \right)^\zeta \left(\frac{\sigma'_z - \sigma'_x}{2 \text{ MPa}} \right)^\psi \quad (1-52)$$

Donde los factores en las ecuaciones representan los parámetros del material a ser experimentalmente determinados. Los coeficientes ζ , Ω y θ representan la rigidez de las partículas del material y la relación de vacíos del arreglo a fábrica constante (Santamarina et al., 2001). En la Ecuación (1-51) la suma de los exponentes es igual al exponente de la Ecuación (1-53) que representa la relación entre la velocidad y el esfuerzo durante un estado isotrópico de esfuerzos. El esfuerzo actuante en la dirección del movimiento de la partícula tiene un efecto mayor (mayor exponente) sobre la velocidad de propagación que el esfuerzo en la dirección de propagación.

$$V = \alpha \left(\frac{\sigma'_0}{1 \text{ MPa}} \right)^\beta \quad (1-53)$$

Donde, α representa la velocidad del medio sometido a un esfuerzo de confinamiento de 1 MPa y β es el parámetro que controla los efectos de los contactos (asociado a la fábrica de las partículas).

En la Ecuación (1-52), si el exponente para la componente desviadora ($\sigma'_z - \sigma'_x$) se aproxima a cero ($\Psi \approx 0$), la velocidad está determinada por el esfuerzo medio (σ_m), en el plano de polarización y el exponente para este esfuerzo iguala al exponente para carga isotrópico de la Ecuación (1-53), $\zeta = \beta$.

2. Geología lito-estratigráfica, estructural y geomorfología del corredor estudiado

Este capítulo se dedica a la caracterización geológica lito-estratigráfica, estructural y morfológica, del corredor en estudio, el cual corresponde al trazado vial del Tramo 1 - Sector 1 del corredor contractual del Proyecto Ruta del Sol. Dicho corredor se encuentra al Nor – Occidente del Departamento de Cundinamarca entre los municipios de Villeta y Guaduas, con una longitud aproximada de 22 km. La información en la que se basa este capítulo y gran parte del trabajo, fue la extraída de los informes técnicos y ensayos de laboratorio realizados por las firmas consultoras HMV y PCA (2011), consultores de la Fase III de la ruta contractual del proyecto ya mencionado. Es importante aclarar y mencionar que dicha información se encuentra pública en la página Web de la Agencia Nacional de Infraestructura ANI (<ftp.ani.gov.co>).

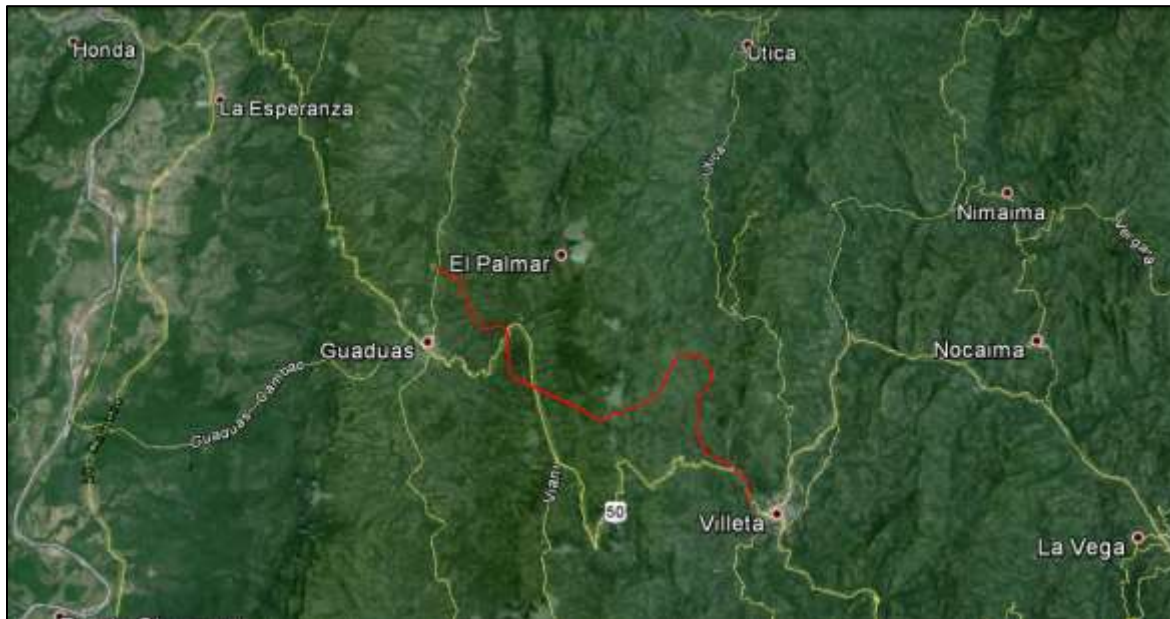
El capítulo se inicia con una breve descripción de la historia geológica de las rocas sedimentarias en Colombia, haciendo énfasis en la formación de las rocas lodosas que se encuentran en el flanco Occidental de la cordillera Oriental Colombiana, en la cual se ubica el corredor en estudio. Posteriormente se describe la geología lito-estratigráfica, estructural y morfológica, avanzando desde la escala regional a la escala local, y buscando asociar dichas descripciones a propiedades físico – mecánicas y posibles comportamientos de las rocas que conforman las formaciones que atraviesa el corredor.

2.1 Área de estudio

La zona de estudio cubre un área aproximada de 200 km² (20 km * 10 km), la cual se localiza en el flanco occidental de la Cordillera Oriental Colombiana, con un trazado que se encuentra entre los municipios de Villeta y Guaduas en el Departamento de Cundinamarca (a unos 80 km al noreste de la ciudad de Bogotá D.C.), con una longitud sinuosa de 22 km y de 15.3 km en línea recta (ver la Figura 2-1). En la Tabla 2-1 se presenta las coordenadas en que se localiza el corredor en estudio.

Tabla 2-1 Localización del área de estudio (elaboración propia)

Esquina	Norte	Este
Nor – Oeste	940.000	1.055.000
Sur – Oeste	940.000	1.045.000
Nor – Este	960.000	1.055.000
Sur – Este	960.000	1.045.000

Figura 2-1 Localización geográfica del corredor de análisis (Tomado de Google Earth®)

La zona está delimitada por bloques tectónicos, asociados a procesos evolutivos de la cordillera, conformando una región afectada por deformaciones intensas de la corteza, evidenciadas en los múltiples sistemas de fallas geológicas como estructuras mayores tipo pliegues, en ocasiones apretados, con formaciones rocosas sedimentarias en donde las rocas lodosas y las areniscas inter-estratificadas, afloran sistemáticamente en toda la región (Ingeominas (hoy SGC), 2001 y Pulido, 2003).

Adicionalmente, debido a la susceptibilidad natural de los geomateriales en la zona de interés, las laderas exhiben condiciones de fuerte relajación (cambios en estados

tensionales a deformación “constante” y fracturamiento excesivo) cuando se exponen en contrapendiente e inestabilidades manifiestas cuando se trata de laderas estructurales.

La susceptibilidad principalmente tiene que ver con la composición química – mineralógica y los ambientes de formación, prevaleciendo durante la formación condiciones deficitarias de oxígeno a gran profundidad (Potter, 2005), y por tanto los factores de mayor incidencia en procesos de degradación (pérdida progresiva de competencia mecánica) son los ciclos de humedecimiento – secado y las descargas, éstas últimas asociadas a ciclos de carga – descarga (Torres, 2011).

2.2 Entorno tectónico regional

La zona de estudio se localiza en el costado Occidental de la Cordillera Oriental Colombiana, la cual tiene predominio de rocas sedimentarias deformadas en el Mesozoico y Cenozoico sobre un basamento poli-metamórfico. La historia geológica de las Cordilleras Colombianas ha sido fuertemente influenciada por presiones y distensiones de origen tectónico a las que han sido sometidas las formaciones rocosas, lo cual se evidencia en la geometría y posición de las geoformas (Ingeominas (hoy SGC), 2001, Euroestudios, 2009 y Montero et al., 2012).

Durante el Cretáceo (145 a 65 m.a.) ocurrió una transgresión marina que sumergió casi todo el territorio Andino generándose entonces, en los territorios de Cundinamarca, Boyacá, Santander y otras regiones situadas al occidente, zonas de acumulación de capas muy gruesas de sedimentos arcillosos (rocas lodosas), arenosos (areniscas) y calcáreos (calizas, margas), con espesores de más de 10.000 m de sedimentos en los alrededores de Bogotá, dentro del dominio actual de la Cordillera Oriental (Montero et al., 2012).

Al inicio del Terciario (Paleógeno) las cordilleras Central y Occidental estaban fuertemente solevantadas, sin embargo al Oriente Andino los mares se retiran, evidenciando extensos pantanos y ríos meándricos cubiertos por mares poco profundos de los cuales emergen algunas montañas de bajo relieve. En estas zonas se acumulan restos de cobertura vegetal, arenas y gravas cuyos depósitos comienzan a plegarse iniciándose así el solevantamiento de la Cordillera Oriental (Montero et al., 2012).

En el Neógeno se presentaron dos pulsos orogénicos muy influyentes: la Orogenia Pre Andina (Eoceno inferior) que causó un intenso plegamiento y fallamiento entre las que se encuentran las fallas de Cambrás, Alto del Trigo, Bucaramanga – Santa Marta y Guaicáramo, entre otras; y la Orogenia Andina (Plioceno Superior) con extenso vulcanismo andesítico en la Cordillera Central. (Tomado de Montero et al., 2012).

La dinámica geológica y tectónica en Colombia se encuentra controlada por la interacción entre tres placas tectónicas: la Nazca, Caribe y Sudamericana. En la costa Pacífica Colombiana, la placa Nazca se subduce bajo la placa Paleo – Caribe (restos de la coalición entre el Bloque del Chocó y la placa Sudamericana) y posteriormente bajo la placa Sudamericana a una velocidad de 6 cm por año. La subducción de esta placa es la que mantiene la actividad sísmica profunda a lo largo de la trinchera Colombiana, así como el vulcanismo activo presente actualmente en las Cordilleras Central y Occidental (Pulido, 2003).

Por el contrario, la subducción de la placa del Caribe bajo la placa Sudamericana a una velocidad de 1 a 2 cm por año, es la que se relaciona con los niveles de sismicidad poco profunda en la Cordillera Oriental (Pulido, 2003).

Esta subducción combinada con el movimiento hacia el sureste de la placa Sudamericana contra el Bloque Norandino (MB), delimitado por la falla Santa Marta – Bucaramanga en el Norte y la falla de Ibagué en el Sur, resulta en las presiones compresivas de la Cordillera Oriental sobre el Cratón Precámbrico Sudamericano más estable denominado el Escudo de los Llanos (Pulido, 2003).

La interacción y actividad tectónica multi-placa ha generado extensos pliegues y fallas a lo largo de la Cordillera Oriental. En consecuencia, los esfuerzos compresivos producto de la subducción de la Placa Nazca debajo de la Sudamericana, generó los principales sistemas de fallas, con dirección predominante Norte – Sur a lo largo de la región (GZ, 2013).

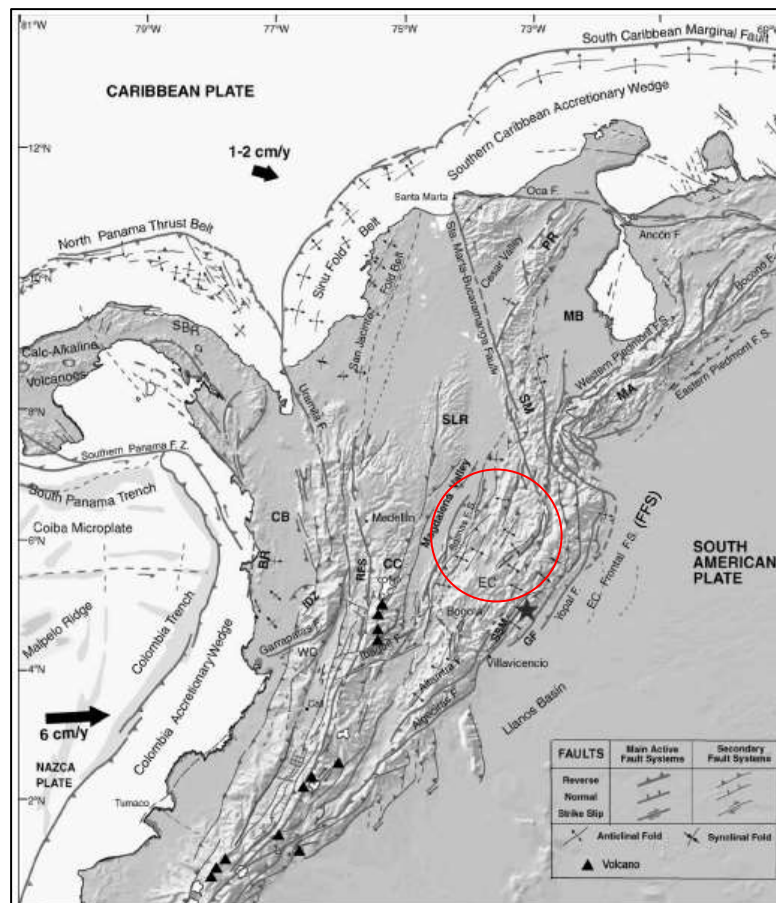
En particular, el Sistema de Fallas de Salinas al Este y el Sistema de Falla Frontal al Oeste, delimitan la Cordillera Oriental Colombiana. La Falla Frontal marca el infra-cabalgamiento (movimiento relativo entre dos masas de roca tal que el bloque inferior se mueve bajo un bloque superior que se comporta de modo relativamente pasivo, Oxford,

2000) activo de la Cordillera Oriental sobre el Escudo de los Llanos Orientales (GZ, 2013).

Además de la subducción de las placas tectónicas, las fuerzas compresivas relacionadas con el movimiento de la Placa Sudamericana con relación al Bloque Norandino (MB) han producido componentes oblicuas y de rumbo a nivel de escala regional, ocasionando como resultado un conjunto secundario de fallas con dirección predominante Oriente-Occidente y Nororiente-Suroccidente, entre la que se destaca la Falla La Magdalena junto con trazas de fallas y lineamientos asociados (GZ, 2013). En la Figura 2-2 (Pulido, 2003) se observa el Mapa tectónico de Colombia y el sistema de fallas.

En conclusión, el régimen tectónico predominante es de naturaleza compresiva, lo cual induce esfuerzos horizontales mayores a los verticales, al menos en la superficie de los terrenos.

Figura 2-2 Mapa neotectónico de Colombia y el sistema de fallas (Tomado de Pulido, 2003)



2.3 Geología lito-estratigráfica regional

El corredor de estudio se localiza dentro de la Plancha 208 de Villeta del Ingeominas, 1998 (ahora Servicio Geológico Colombiano - SGC), ubicada en la zona central de la cordillera Oriental Colombiana, la cual se divide en tres bloques geológicos estructurales (de oriente a occidente) denominados el Sinclinal de la Sabana, Anticlinorio de Villeta y el Bloque de Guaduas, sin embargo los dos últimos son los que intervienen en el trazado de estudio. El Anticlinorio de Villeta se extiende al este de la Falla de Bituima y se conforma por rocas de predominio arcilloso del Cretáceo Inferior, mientras que el Bloque estructural de Guaduas limita al oriente con la misma falla geológica y se conforma por rocas sedimentarias depositadas durante el Cretácico tardío y el Terciario (Ingeominas-hoy SGC, 2001 y 2002).

Las unidades geológicas superficiales identificadas en dirección Villeta – Guaduas son las formaciones: Útica (Kiut), Trincheras (Kitr), Socotá (Kis), Capotes (Kic), Hiló (Kih), Guaguaquí (Kgg), Grupo Oliní (Kso), Formación Seca (KPGs), Formación Hoyón (Pgh) y la Formación San Juan de Río Seco (Pgs). Estas formaciones involucradas en el corredor de estudio son predominantemente rocas sedimentarias. La composición y características de las formaciones anteriormente mencionadas son ampliamente definidas y descritas en las memorias geológicas explicativas presentadas por el Ingeominas (hoy SGC, 2001 y 2002), sin embargo en la Tabla 2-2 (Ingeominas-hoy SGC, 2001) se describe brevemente (ver la Figura 2-3; Ingeominas-hoy SGC, 2001).

Tabla 2-2 Descripción resumida de las Unidades Geológicas Superficiales [Tomado del Ingeominas, 2001 (hoy SGC)]

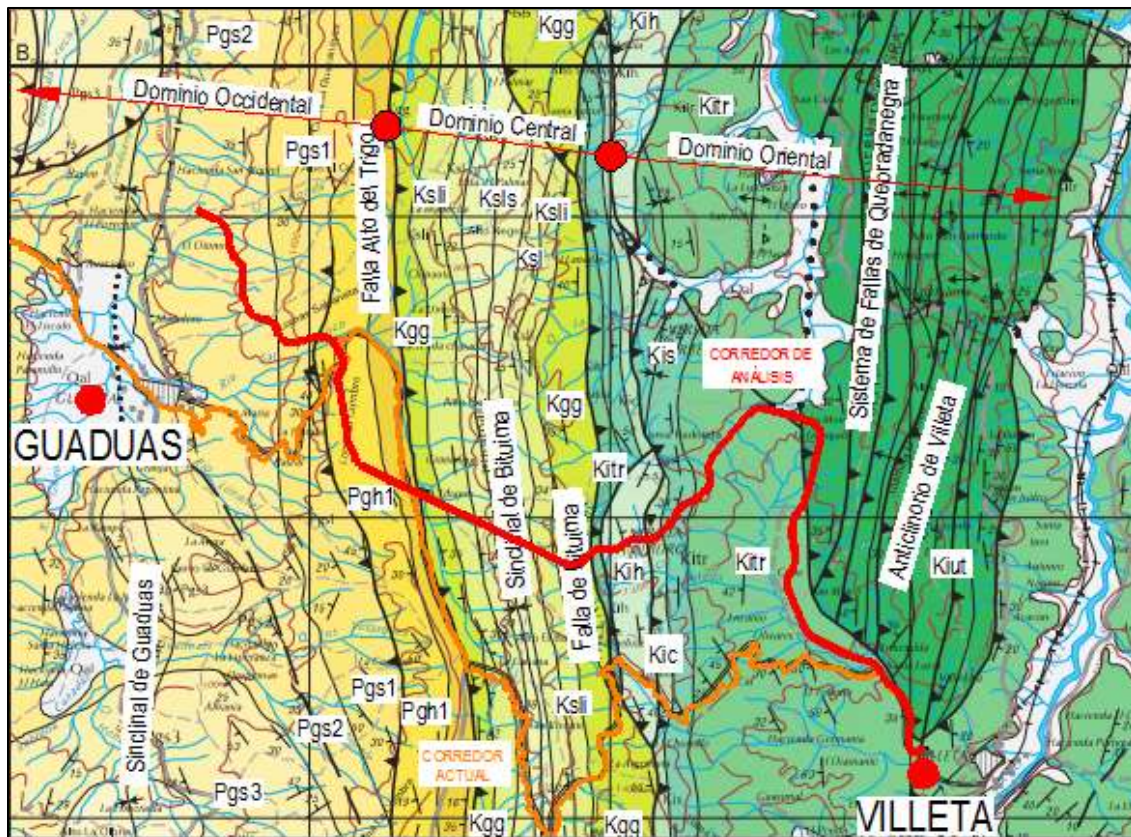
FORMACIÓN	DESCRIPCIÓN
Formación Útica (Kiut)	Sucesión de arenitas sub-arcósicas (<90% de cuarzo y más % de feldespato) y sub-litoarenitas de grano fino a muy grueso, ocasionalmente conglomeráticas, con capas de conglomerados de gránulos y guijos en capas gruesas a muy gruesas; los fragmentos líticos son generalmente de rocas ígneas, con intercalaciones de limolitas y lodolitas negras, estratificadas en capas delgadas y medias.
Formación Trincheras (Kitr)	Sucesión de lodolitas negras, silíceas y calcáreas de concreciones de tamaño variable, con intercalaciones de mantos de calizas y arenitas, que constituye la zona inferior del Grupo Villeta. Esta formación aflora en los flancos del Anticlinorio de

FORMACIÓN	DESCRIPCIÓN
	Villeta y desde allí hasta el Alto del Trigo, zonas de alta pendiente.
Formación Socotá (Kis)	Intercalaciones de lodolitas calcáreas con concreciones negras, masivas, arenitas, arenita cuarzo-líticas y cuarzo-feldespáticas de grano fino, lutitas carbonosas negras físis fosilíferas, limolitas y calizas micríticas.
Formación Capotes (Kic)	Secuencia de lodolitas negras silíceas con intercalaciones de limolitas silíceas de estratificación planar, muy definida y partición plano paralela. Estas rocas son esencialmente silíceas y se caracterizan por ser ricas en óxidos de hierro que se evidencia al iniciar el proceso de alteración. Esta Formación aflora en el contacto tectónico del sistema de Falla de Bituima.
Formación Hiló (Kih)	Rocas calcáreas, constituidas por lodolitas, limolitas de color negro a pardo y en ocasiones liditas. Regularmente estas rocas presentan estratificación plano paralela con laminación planar fina y muy bien definida.
Grupo Guaguaquí (Kgg)	Sucesión de lutitas y lodolitas calcáreas y silíceas, de color negro, de carácter físil, de laminación plano paralelo con concreciones calcáreas, calizas margosas y niveles delgados de limolitas calcáreas. Estas rocas se encuentran en los alrededores de la Falla del Alto del Trigo (se presentan cerca al sector del Alto del Trigo en la vía actual Villeta – Guaduas).
Grupo Olini (Kso)	Secuencia constituida por tres niveles denominados Formación Lidita Superior (Ksls), Nivel de Lutitas y Areniscas (Ksl), y Formación Lidita Inferior (Ksli). La Formación, en un contexto general, se compone por liditas y limolitas silíceas que forman el núcleo del Sinclinal de Bituima. La Formación Lidita Superior (Ksls) consiste en una sucesión de lodolita negra a gris, con intercalaciones de limolitas silíceas negras, plano paralela y laminación interna ondulosa continua, físil, con intercalaciones esporádicas de chert; el nivel de Lutita y Areniscas (Ksl) corresponde a una sucesión de limolita calcárea, negra, en capas delgadas a medias con intercalaciones de lodolitas calcáreas con concreciones de caliza micrítica; y la Formación Lidita Inferior (Ksli) está conformada por una sucesión de limolita calcárea, negra, intercalada con chert.
Formación Seca (KPgs)	Sucesión de arenita fina de cuarzo, en capas gruesas, que se alternan con lodolitas y limolitas de cuarzo, de color rojizo. La secuencia litológica aflora al Oriente del Sinclinal de Guaduas, como una franja angosta en dirección aproximada norte-sur.
Formación Hoyón (Pgh)	Se encuentra al costado suroccidente de la Plancha 208 y forma el flanco Oriental del Sinclinal de Guaduas en cercanía al

FORMACIÓN	DESCRIPCIÓN
	municipio de Chiguanchí. Se constituye por una sucesión de areniscas de cuarzo, grano medio a grueso, color gris, con matriz arcillosa y conglomerados de cantos semi-redondeados, ígneos y sedimentarios, en matriz arcillosa; arcillolitas rojas y conglomerados.
Formación San Juan de Río Seco (Pgs)	Secuencia de arcillolitas intercaladas con arenitas de espesores variables. La formación se divide en tres segmentos, Miembro Inferior (Pgs1), Miembro Medio (Pgs2) y el Miembro Superior (Pgs3). El miembro Inferior (Pgs1), aflora en los flancos del Sinclinal de Córdoba y Guaduas, y el núcleo del sinclinal de Córdoba; y se constituye de areniscas cuarzosas, de grano grueso a conglomerado, subredondeados a subangulares, con cementante principalmente silíceo y en menor proporción calcáreo. El Miembro Medio (Pgs2) corresponde a intercalaciones de arcillas grises y areniscas de grano fino a medio, de cementante silíceo. Y el Miembro Superior (Pgs3) está formado por areniscas de cuarzo, moscovítica, de grano fino, con cemento ligeramente calcáreo.

En la Figura 2-3 se presenta el mapa geológico de la zona donde se emplaza el corredor en estudio, en la cual se presenta superficialmente las Unidades Geológicas que se involucran en el proyecto y descritas anteriormente.

Figura 2-3 Mapa geológico regional de la zona donde se ubica el corredor de estudio (Tomado de la Plancha 208, SGC, 2001)



Kiut: Formación Útica; Kitr: Formación Trincheras; Kis: Formación Socotá; Kic: Formación Capotes; Kih: Formación Hiló (kih); Kgg: Grupo Guaguaquí; Kso (Ksli, Ksl, Ksls): Grupo Olini; KPgs: Formación Seca; Pgh1: Formación Hoyón; Pgs1 y Pgs2: Formación San Juan de Rio Seco

--- Corredor vial proyectado
 --- Corredor vial existente

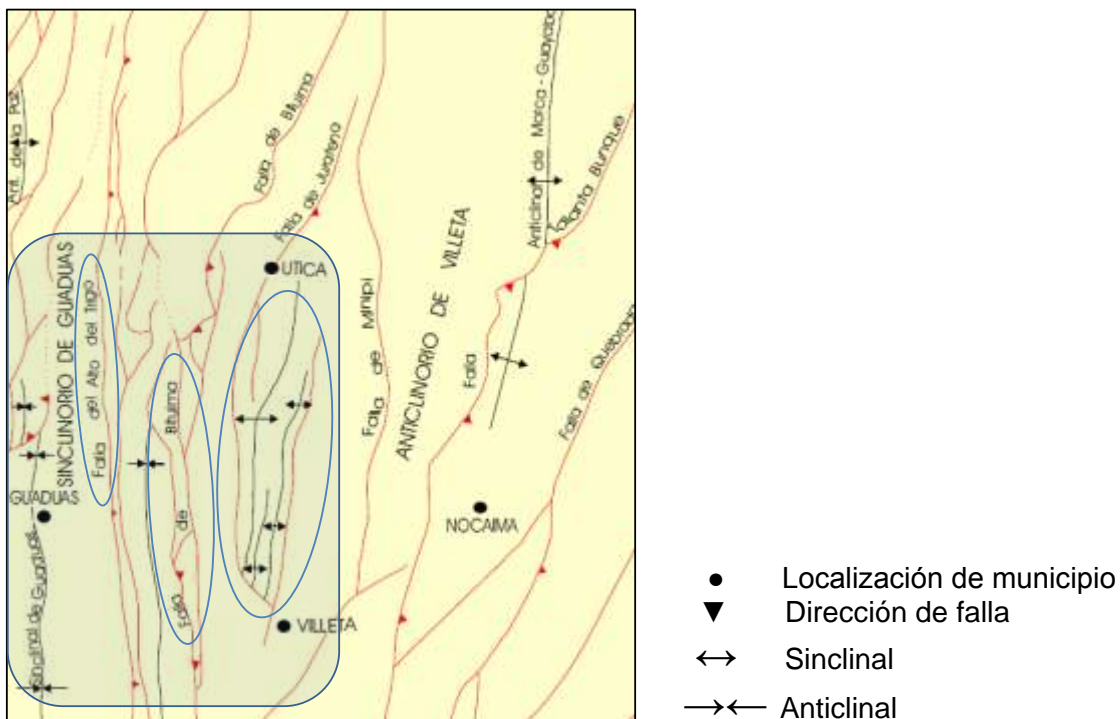
2.4 Elementos estructurales y lineamientos de falla

La zona de estudio involucra dos de los tres bloques tectónicos identificados por el Servicio Geológico Colombiano-SGC en la Plancha 208 – Villeta, los cuales son: el Anticlinorio de Villeta y el Bloque de Guaduas. El primero se limita al occidente por la Falla de Bituima y se encuentra un mosaico de fallas inversas y pliegues anticlinales simétricos y asimétricos, angostos y alargados en dirección Norte – Sur y N15°E con inclinación predominante al Este; constituido por rocas del Grupo Villeta y afectado por el sistema de fallas de Quebradanegra, el cual a su vez se ubica entre las poblaciones de Villeta y Útica con dirección predominante N10°E y se compone de varias fallas inversas

que se inclinan hacia el Oeste, estructuras anticlinales muy apretadas, de formas simétricas y asimétricas (Ingeominas-hoy SGC, 2001 y 2002).

Por su parte, el Bloque de Guaduas se encuentra compuesto por el Sinclinal de Guaduas, Guaduro y Bituima, se caracteriza tectónicamente por presentar pliegues amplios y fallas de cabalgamiento en sentido Norte – Sur con planos inclinados al Oeste, constituido por rocas de la Formación San Juan de Río Seco y Hoyón. El Sinclinal de Guaduro no intercepta el trazado en estudio. El Sinclinal de Bituima se caracteriza por ser un pliegue simétrico, estrecho y alargado, con dirección aproximada Norte – Sur, cuyos flancos se encuentran limitados por las fallas de Bituima al Este y por la falla del Alto del Trigo al Oeste, constituida por rocas del Grupo Olini en el núcleo y en sus flancos por rocas del Grupo Guaguaquí. La falla de Bituima es una estructura de tipo inversa que se inclinan al Oeste, en dirección que varía desde N5°E hasta N60°E, y la falla del Alto del Trigo es de tipo inversa con plano de falla inclinado al oriente y tiene una dirección que varía desde N4°W hasta N15°E. En la Figura 2-4 (Ingeominas-hoy SGC, 2001) se presenta un esquema a nivel regional de las principales estructuras geológicas y fallas que se encuentran en la zona de estudio (Ingeominas-hoy SGC, 2001 y 2002).

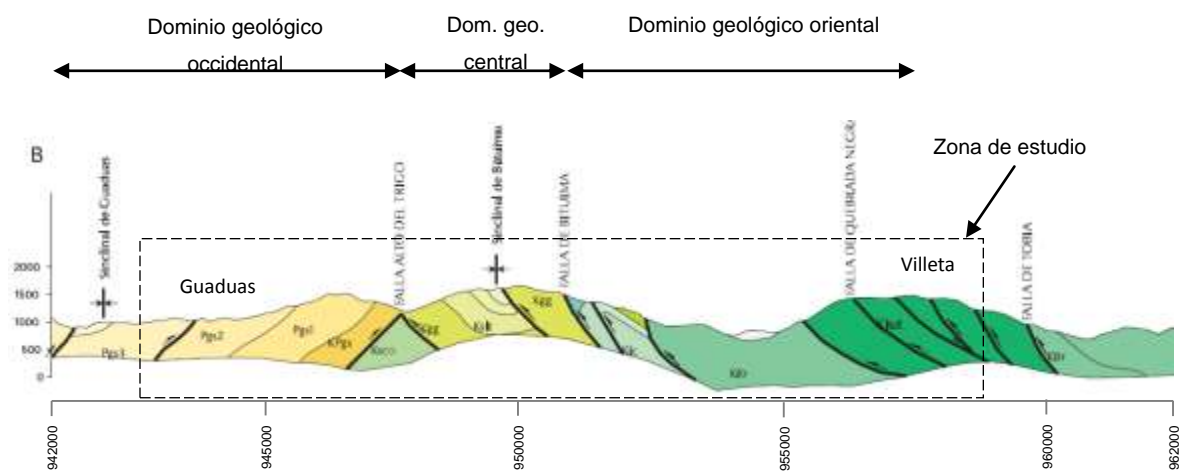
Figura 2-4 Esquema geológico estructural y tectónico (Tomado de Plancha 208, Ingeominas-hoy SGC, 2001)



2.5 Unidades geológicas en profundidad (corte geológico)

Con el fin de evaluar la continuidad en profundidad de las Unidades Geológicas Superficiales (UGS), identificadas en el área de estudio, se analiza el corte geológico de la sección B-B' presentado en la Plancha 208 – Villeta del SGC, la cual se muestra en la Figura 2-5.

Figura 2-5 Corte geológico, sección B-B' (Tomado de Plancha 208 – Villeta, Ingeominas-hoy SGC, 2001)



Kiut: Formación Útica; Kitr: Formación Trincheras; Kic: Formación Capotes; Kgg: Grupo Guaguaquí; Kso (Ksl, Ksl, Ksls): Grupo Olini; Ksco: Formación Conejo; KPgs: Formación Seca; Pgs1, Pgs2 y Pgs3: Formación San Juan de Rio Seco

Del corte geológico presentado se observa que en general las unidades litológicas identificadas en superficie tienen continuidad en profundidad, sin embargo en las zonas donde se encuentran estructuras geológicas como la Falla de Bituima, el Sinclinal de Bituima y la Falla del Alto del Trigo se observan particularidades en la disposición de las Formaciones. En el sector de la Falla de Bituima se presenta una cuña de la Formación Trincheras en superficie que no tiene continuidad en profundidad y que se encuentra allí por el tipo de falla inverso a que están sometidas estas rocas.

En el Sinclinal de Bituima dada la disposición característica de esta geoforma, la Formación Olini se encuentra plegada en forma sinclinal, por tal razón se espera que dicha unidad se encuentre hasta una profundidad aproximada de 500 m. En la zona de la Falla del Alto del Trigo, se observa una cuña de la Formación Conejo (Ksco) presionando de forma inversa a las rocas del Grupo Guaguaquí y la Formación Seca, sin que esta

(Ksco) aflora en la superficie. Las demás Formaciones se observa que tienen continuidad hasta profundidades considerables. De la sección transversal, se analiza que las formaciones geológicas se deslizan unas sobre otras a través de los sistemas de falla de tipo inverso que se encuentran en la región.

De conformidad con lo expuesto, el ambiente tectónico de la zona es de naturaleza compresiva, dado el carácter de las fallas geológicas y geoformas superficiales de la corteza terrestre, que en general se conforma por pliegues apretados y delimitados por lineamientos de falla los cuales se inclinan preferencialmente hacia el este y oeste en la Falla del Alto del Trigo; por tanto se espera que superficialmente la intensidad de los esfuerzos horizontales sea mayor que la de los esfuerzos verticales, lo cual tiene una considerable influencia en el comportamiento geomecánico de los materiales presentes, una vez sean afectados por las obras de ingeniería.

La formación Útica (Kiut) y Trincheras (Kitr) presenta buzamientos 35° y 50° en dirección nor-occidente; la formación Socotá (Kis) presenta buzamientos del orden de 34° en sentido nor-occidente; la formación Capotes (Kic) e Hilo (Kih) tiene un buzamiento de 30° con orientación al nor-orientado; la formación Grupo Guaguaquí (Kgg) y Grupo Olini (Kso) del orden de 34° en sentido sur-occidente y nor-orientado; la formación Seca (KPgs) y Hoyón (Pgh) tiene un buzamiento entre 30° y 50° en sentido sur-occidente; y finalmente en la formación San Juan de Río Seco (Pgs) se presentan buzamientos alrededor de 30° en sentido sur-occidente (extraído de la Plancha 208, Ingeominas-hoy SGC, 1998).

2.6 Geología lito-estratigráfica local del corredor

En la Tabla 2-3 se presenta la sectorización lito-estratigráfica por formación y unidad geológica local a través del corredor, las cuales fueron extraídas y adaptadas de los informes fase III, “Estudio de geología para la ingeniería y geotécnica” y el “Estudio geológico de los túneles del Trigo, La Cumbre y Las Lajas” realizado por HVM y PCA (2011), cuya información fue levantada por personal de dichas empresas consultoras con el fin de validar y complementar la información de los estudios de fases previas.

Tabla 2-3 Descripción lito-estratigráfica local del corredor (Tomado de HMV y PCA, 2011)

Distancia (km)	Formación	Unidad
0.00 - 0.12	Útica (Kiut-Ac)	Arenitas calcáreas intercaladas con capas de limolitas silíceas de máximo 20 cm de espesor.
0.12 - 0.50	Útica (Kiut-CLc)	Calizas con lodolitas calcáreas en ocasiones con intercalaciones de calizas micríticas.
0.50 - 0.86	(CD) Útica (Kiut-CLc)/ (CI) Trincheras (Kitr-Lc)	Calizas con lodolitas calcáreas en ocasiones con intercalaciones de calizas micríticas/ Lodolitas y limolitas calcáreas, en ocasiones se encuentran vetas de calcita paralelas a la estratificación.
0.86 - 4.40	Trincheras (Kitr-Lc)	Lodolitas y limolitas calcáreas en ocasiones se encuentran vetas de calcita paralelas a la estratificación.
5.32 - 5.88	Trincheras (Kitr-CLc)	Calizas biomicrítica impura con granos de cuarzo y líticos de tamaño grano fino a muy fino con intercalaciones de lodolitas calcáreas cuyas diaclasas se encuentran rellenas de calcita.
5.88 - 6.38	Trincheras (Kitr-LcC)	Lodolitas calcáreas compuesta por paquetes de aproximadamente 3 m de espesor en capas centimétricas con intercalaciones de calizas de 50cm de espesor.
6.38 - 6.64	Trincheras (Kitr-CLc)	Calizas biomicrítica impura con granos de cuarzo y líticos de tamaño grano fino a muy fino con intercalaciones de lodolitas calcáreas cuyas diaclasas se encuentran rellenas de calcita.
6.64 - 9.10	Trincheras (Kitr-Lc)	Lodolitas y limolitas calcáreas, en ocasiones se encuentran vetas de calcita paralelas a la estratificación.
9.10 - 9.70	Trincheras (Kitr-LcC)	Lodolitas calcáreas compuesta por paquetes de aproximadamente 3.0 m de espesor en capas centimétricas con intercalaciones de calizas de 50 cm de espesor.
9.70 - 9.98	Socotá (Kis)	Arcillolitas grises a negras, calcárea, en capas entre 0.5 a 3.0 cm. Subyace lodolitas calcáreas de capas métricas.
9.98 - 10.635	Capotes (Kic-LcC)	Lodolitas calcáreas de más de 8.0m de espesor con intercalaciones de calizas.
10.635 - 10.86	Capotes (Kic-CLc)	Calizas con capas de 50cm de espesor intercaladas con capas de lodolitas calcáreas de 1.0 a 2.0 m de espesor.
10.86 - 11.30	Hiló (Kih-LcC)	Lodolitas calcáreas de capas gruesas (>3.0 m) intercaladas con capas de calizas de 60 cm de espesor.

Distancia (km)		Formación	Unidad
11.30	- 11.40	Hiló (Kih-CLc)	Calizas con espesores de capa de aproximadamente 2.0 m con intercalaciones de lodolitas calcáreas.
11.40	- 11.60	Hiló (Kih-CLc)	Lodolitas calcáreas de capas gruesas (>3.0 m) intercaladas con capas de calizas de 60cm de espesor.
11.60	- 11.72	Hiló (Kih-CLc)	Calizas con espesores de capa de aproximadamente 2.0 m con intercalaciones de lodolitas calcáreas.
11.72	- 12.08	Trincheras (Kitr-LcC)	Lodolitas calcáreas compuesta por paquetes de aproximadamente 3 m de espesor en capas centimétricas con intercalaciones de calizas de 50 cm de espesor.
12.08	- 12.40	Grupo Guaguaquí (Kgg)	Sucesión de lutitas calcáreas en paquetes métricos con calizas y niveles delgados (20 cm) de limolitas calcáreas.
12.40	- 12.45	Grupo Guaguaquí (Kgg)	Suelos residuales de poco espesor, subyacido por lutitas carbonosas con cementante calcáreo.
12.45	- 13.45	Grupo Guaguaquí (Kgg)	Lutitas de color negro, carbonosas con cementante calcáreo.
13.45	- 13.65	Oliní (Kso)	Liditas de buena dureza pero de comportamiento frágil.
13.65	- 13.80	Oliní (Kso)	Liditas de buena dureza pero de comportamiento frágil. Buzamientos inferiores a 10°.
13.80	- 13.88	Oliní (Kso)	Liditas de buena dureza pero de comportamiento frágil. Buzamientos inferiores a 10°. 13.85 km falla de contacto entre liditas (Kso) y arcillolitas (Kgg).
13.88	- 14.55	Grupo Guaguaquí (Kgg)	Lutitas altamente fracturada por estar próximas a la falla Alto del Trigo.
14.55	- 14.63	Grupo Guaguaquí (Kgg)	Lutitas altamente fracturada por estar cerca a la falla Alto del Trigo que sigue aproximadamente el cauce del río San Francisco.
14.63	- 16.10	Hoyón (Pgh1)	Areniscas de grano grueso con niveles de arcillolita y conglomerado.
16.10	- 22.00	Hoyón (Pgh1)/ San Juan de Río Seco (Pgs)	Areniscas de grano grueso a medio de color amarillo claro con intercalaciones de conglomerados y arcillolitas limosas de color gris claro.

CD: Calzada derecha; CI: Calzada izquierda; Ac: Unidad de arenitas calcáreas; CLc: Unidad de calizas con lodolitas calcáreas; Lc: Unidad de lodolitas calcáreas; CLc: Unidad de calizas con lodolitas calcáreas; LcC: Unidad de lodolitas calcáreas con caliza.

2.7 Geología estructural

Los sistemas de fallas que presentan influencia sobre el corredor en estudio, son el resultado de procesos geológicos y tectónicos que dieron origen a la formación de la cordillera Oriental, las cuales inicialmente fueron fallas de tipo normal ya que los bloques adyacentes a la estructura sinclinal descendieron. Sin embargo durante la Orogénesis Andina, tiempo durante el cual se forma la cordillera Oriental, el tipo de falla normal se fue convirtiendo en falla de cabalgamiento debido al levantamiento de la cordillera, en consecuencia hubo un ascenso del bloque Este.

Para el terciario se planteó la colisión del Arco de Panamá – Baudó, generando procesos de compresión hacia el sureste y actuando en el centro y norte de Colombia, acciones a las que se les atribuye la formación de gran parte de las fallas transversales en dirección noreste – sureste y este – oeste, que generalmente son de tipo normal (distensivo).

El corredor de estudio atraviesa formaciones geológicas y fallas regionales del Bloque de Guaduas al costado occidente y del Anticlinorio de Villeta al oriente de la zona central de la cordillera Oriental.

Los principales plegamientos y estructuras presentes en el área de estudio y que se referencian en sentido oriente a occidente, son el anticlinorio de Villeta afectado por el sistema de fallas de Quebrada Negra, limitado al occidente por la falla de Bituima, y posteriormente se encuentra el sinclinal de Bituima, limitado al occidente por la falla del Alto del Trigo y finalmente se encuentra el sinclinal de Guaduas.

Dado el origen de formación de las rocas, el comportamiento ante la aplicación de esfuerzos de origen tectónico es de tipo dúctil, formando estructuras de plegamiento (anticlinales y sinclinales), sin embargo por la alta actividad tectónica de la zona se encuentran fallas por lo que se aduce que se presentó un comportamiento frágil.

De acuerdo con la información estructural levantada en campo existen estructuras monoclinales (se refiere a plegamientos y/o estructuras que presentan un mismo buzamiento y dirección) con dirección cercana a la Norte-Sur con buzamientos al occidente, los cuales se encuentran en el flanco occidente del anticlinal de Villeta y flanco oriental del sinclinal de Bituima. Los planos de falla en dirección Norte-Sur se asocian a la formación de los pliegues, mientras que las fallas transversales se identificaron como

lineamientos de los cursos de agua o por generar estructuras caóticas (refiriéndose a la dispersión de los datos estructurales, dirección y buzamiento). La falla de Bituima fue detectada durante los recorridos de campo, cuyos rasgos son amplias zonas de deformación y brechamiento tectónico, siendo posible indicar que la falla tiene una componente de rumbo.

2.7.1 Rasgos estructurales entre 0.00 – 12.40 km

Las principales estructuras geológicas encontradas en este tramo son el Anticlinorio de Villeta, el sinclinal de Bituima, el sistema de fallas Quebradanegra y la falla Bituima. En la Tabla 2-4 (HMV y PCA, 2011) se presentan las estructuras locales y la descripción de estas encontradas entre el tramo 0.00 al 12.40 km.

Tabla 2-4 Estructuras locales encontradas entre el 0.00 y el 12.40 km (Tomado de HMV y PCA, 2011)

Tipo de estructura	Descripción
(P) Anticlinorio de Villeta	Bloque amplio limitado al occidente por la falla de Bituima y al suroriente por la falla de Tamacal (Por la falla del río Batán). En el área se observa una serie de fallas de tipo inverso con dirección Norte – Sur y Noreste – Suroeste, con vergencia preferencial al Occidente, con pliegues principalmente cortos (Máximo 10 km).
(P) Sinclinal de Bituima	Pliegue simétrico, estrecho (3 km de amplitud) y alargados (20 km de longitud). Su eje tiene una dirección aproximada sentido Norte-Sur. Sus flancos limitan al oriente con la falla de Bituima y al occidente por la falla del Alto del Trigo. El núcleo se constituye por rocas del Grupo Olini y los flancos por rocas del Grupo Guaguaquí.
(F) Sistema de fallas de Quebradanegra	Se encuentra entre los municipios de Villeta y Útica. Tiene una longitud de 20 km con orientación preferencial de N10°E. Consiste en varias falla inversas, de vergencia al occidente. Estas fallas limitan estructuras anticlinales muy apretadas, simétricas y asimétricas del Anticlinorio de Villeta.
(F) Falla de Bituima	(11.70 km) Falla inversa, con vergencia al occidente, cuya dirección varía desde N5°E hasta N60°E. Esta falla es considerada como una estructura de inversión ya que durante el Jurásico tardío - Cretácico temprano se comportó como una falla normal. Esta falla pone en contacto dos unidades litoestratigráficas de diferentes ambientes de formación. La falla fue inferida en campo por criterios geomorfológicos (fuertes lineamientos de quebradas) y ratificada por inversiones anómalas de capas.

Tipo de estructura	Descripción
(FL) Falla El Porvenir	(5.90 km) Falla con componente de rumbo sinistral identificada por fotointerpretación. Su dirección es N60°W con buzamientos sub-verticales, inclinado al NE de acuerdo a las mediciones estructurales; y alineado con tramos menores de cursos de agua.
(FL) Falla de La Urna	(10.45 km) Falla indeterminada inferida en campo por criterios geomorfológicos (Fuerte alineamiento de quebradas) y ratificada por el giro anómalo de la orientación de los estratos, la inversión de las capas y el predominio de las fracturas medidas. Tiene dirección N35°W con buzamientos sub-verticales, inclinado al SW.

(P): Pliegue.

(F): Falla.

(FL): Fallas locales detectadas, medidas o inferidas.

2.7.2 Rasgos estructurales entre tramo 12.40 – 15.00 km

En este tramo se ubica el sinclinal de Bituima originado como respuesta a los esfuerzos tectónicos en dirección occidente-oriente, plegando las formaciones rocosas en dirección norte-sur. En la Tabla 2-5 (HMV y PCA, 2011) se describen las estructuras locales y la descripción de estas encontradas entre el 12.40 y el 15.00 km.

Tabla 2-5 Estructuras locales encontradas entre el tramo 12.40 y el 15.00 km (Tomado de HMV y PCA, 2011)

Tipo de estructura	Descripción
(FL) Falla 1 y 5	Es de tipo inverso, con orientación oriente-occidente (E-W), con vergencia hacia el occidente. La falla es el plano de contacto entre la formación Oliní y la formación Guaguaquí (Esta cabalgando sobre la primera), encontrándose aproximadamente en el 13.65 km del corredor en estudio.
(FL) Falla 2	Es de tipo inverso, que pone en contacto rocas de la misma formación Guaguaquí, con orientación aproximada oriente - occidente (paralela a la falla 1) y buzamiento al oriente.
(FL) Falla 3	Es una falla de transformación, que discurre paralela al eje del corredor y en superficie se evidencia en un fuerte alineamiento, el cual controla el eje de la quebrada. La orientación de la falla se dispone en sentido oriente-occidente. La falla es paralela a la dirección de los esfuerzos principales y es de alto ángulo de buzamiento.
(FL) Falla 4	Esta falla pone en contacto las formaciones Guaguaquí y Seca, y se considera de tipo inverso y de alto grado de buzamiento.

Tipo de estructura	Descripción
(FL) Falla del Alto del Trigo	Plano que limita al oriente el sinclinal de Guaduas. Es una falla de tipo inverso, con orientación que varía desde N4°W hasta N15°E y buzamiento hacia el oriente. En algunos sectores las rocas de la formación Guaguaquí y del Grupo Oliní sobre la formación Seca. Esta falla controla el cauce del río San Francisco en la cuenca Alta y cruza el alineamiento en el 15.10 km, donde el río cruza el corredor. La falla presenta actividad.

2.7.3 Rasgos estructurales 15.00 – 19.00 km

Este tramo se encuentra sobre el monoclinal, perteneciente al flanco oriental del sinclinal de Guaduas, en el cual se encuentran afloramientos de la formación Hoyón y de San Juan de Río Seco, con buzamientos de 27° con vergencia hacia el occidente (HMV y PCA, 2011).

2.7.4 Rasgos estructurales entre 19.00 – 22.00 km

El tramo comprendido entre el 19.00 y 22.00 km se ubica sobre el sinclinal de Guaduas (Pliegue limitado al oriente por la falla del Alto del Trigo y al occidente se extiende hacia el valle del río Magdalena). En la Tabla 2-6 (HMV y PCA, 2011) se presenta la estructura local y la descripción de esta, encontrada entre el 19.00 y el 22.00 km.

Tabla 2-6 Estructuras locales encontradas entre el 19.00 y el 22.00 km (Tomado de HMV y PCA, 2011)

Tipo de estructura	Descripción
(P) Sinclinal de Guaduas	Es un pliegue simétrico de 7 km de amplitud, con dirección del eje en sentido Norte-Sur. El bloque se conforma de rocas sedimentarias depositadas durante el Cretácico tardío y el Terciario en la cuenca del Valle del Magdalena; de la formación San Juan de Río Seco (conforma el núcleo de la estructura) y rocas de la formación Hoyón (conforma el flanco oriental).

2.8 Geomorfología

A lo largo del corredor en estudio se encuentran unidades morfológicas de pendientes suaves, moderadas, altas y escarpadas que involucran rocas tipos limolitas, lodolitas,

areniscas, conglomerados y calizas en condición fracturadas y meteorizadas asociadas a formaciones geológicas, cubiertas por depósitos coluviales, aluviales y suelos residuales (HMY y PCA, 2011).

En la zona se observa predominio de geoformas compuestas por intercalaciones de rocas sedimentarias con predominio de material rocoso de composición arcillosa, que se ven truncados por depresiones causadas por posibles fallas y lineamientos geológicos, por los cuales hoy día fluyen las quebradas y los ríos (HMY y PCA, 2011).

En la Tabla 2-7 se describe las principales unidades geomorfológicas que se encuentren en el corredor en estudio (HMY y PCA, 2011).

Tabla 2-7 Descripción de principales unidades geomorfológicas (Tomado de HMY y PCA, 2011)

Unidades geomorfológicas	Descripción de pendiente	Pendientes típicas	Materiales asociados
Inclinada Terrenos planos a ondulados (U _{PO})	Inclinada	< 15°	Depósitos coluviales, aluviales, depósitos de ladera y suelos residuales
Colina montañosa denudativa (U _{CMD})	Abrupta	15° - 30°	Suelos residuales, lutitas, limolitas, areniscas, conglomerados y calizas meteorizadas
Montaña alta a escarpada (U _{MAE})	Muy inclinada Fuerte	30° - 45° (AM) > 45° (Esc)	Areniscas, conglomerados, limolitas y calizas duras y competentes

En la Tabla 2-8 se presenta la sectorización geomorfológica definida en la zonificación de vulnerabilidad realizada por el grupo de geología de la empresa consultora (HMY y PCA, 2011).

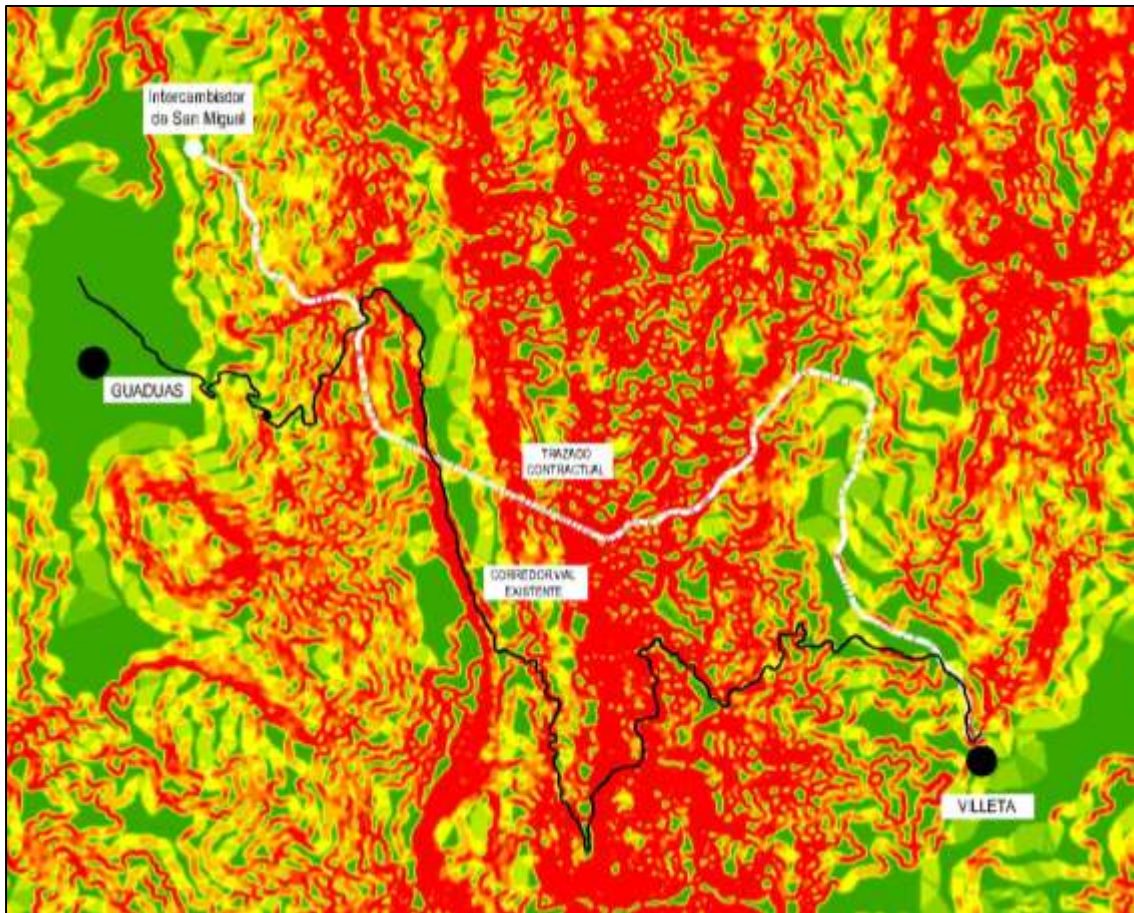
Tabla 2-8 Sectorización geomorfológica del corredor en estudio (Tomado de HMY y PCA, 2011)

Distancia (km)		Unidad geomorfológica
0.00	0.20	Escarpada (Entre 45° a 60°)
0.20	0.94	Montañosa (35°)
0.94	1.20	Montañosa (20°)
1.20	3.00	Montañosa (16°)

Distancia (km)		Unidad geomorfológica
3.00	5.30	Montañosa (20°)
5.30	6.90	Planos a ondulados (12°)
6.90	7.84	Montaña alta (32°)
7.84	8.54	Montaña alta y escarpada (> 30°)
9.26	12.40	Montaña alta y escarpada (> 30°)
14.55	15.15	Primer sector: relieve ligeramente ondulado. Segundo sector: relieve montañoso.
19.00	19.80	Montañosa con laderas abruptas (< 30°)
19.80	21.35	Montañosa con laderas inclinadas < 30° (abruptas)
21.35	22.00	Montañosa con laderas inclinadas < 48° (escarpadas a muy escarpadas)

De la sectorización se observa que el tramo en estudio se encuentra en zonas de altas pendientes en donde el desarrollo de los suelos residuales se genera por la exposición de los macizos rocosos de origen arcilloso a las condiciones ambientales. Sin embargo sus espesores son menores dado que la tasa de erosión es alta; por lo que la influencia de las laderas se ve controlada por las propiedades y características del macizo rocoso. En la Figura 2-6 (SCI, 2014) se presenta el mapa de pendientes donde se emplaza el corredor en estudio.

Figura 2-6 Mapa de pendientes con implantaciones del corredor (Tomado de Sociedad Colombiana de Ingenieros-SCI, 2014)



0 - 15%	MB	15 - 30%	B	30 - 50%	M	50-100%	A	> 100%	MA
---------	----	----------	---	----------	---	---------	---	--------	----

El mapa de pendientes es una valoración de susceptibilidad univariada que ofrece una aproximación a los diversos niveles de susceptibilidad que exhiben los terrenos en su condición natural. Sin embargo una pendiente pronunciada no conlleva a un grado de inestabilidad certero ni una pendiente baja es indicativo de estabilidad. Aunque para la zona de estudio se ha encontrado que de acuerdo con las formaciones geológicas, la pendiente del terreno puede ser un buen indicativo de la susceptibilidad natural de los materiales a que se generen procesos de remoción en masa, inducidos particularmente por la construcción de proyectos de infraestructura vial (Suárez, 1988; HVM y PCA, 2011). Para esta zona en estudio se debe tener en cuenta que las laderas presentan estas pendientes puesto que están conformadas por materiales más resistentes, si se

asume que el paisaje ha estado expuesto por el mismo tiempo a los mismos agentes meteóricos y causantes de la denudación.

Teniendo en cuenta lo anterior, el siguiente capítulo presenta las características y propiedades geotécnicas determinadas para las diferentes formaciones geológicas que intervienen en el corredor de estudio, prestando principal atención a las propiedades de resistencia que contrarrestan la energía almacenada en los macizos rocosos.

3. Metodología de análisis para estimar los estados de esfuerzos

Este capítulo se dedica a relacionar y describir los trabajos de campo realizados para la caracterización geomecánica de las litologías, a través de métodos de exploración directos e indirectos, a lo largo de los 22 km del trazado en estudio, que une los municipios de Villeta y Guaduas en el Departamento de Cundinamarca.

Una vez caracterizados los materiales, se procederá a establecer algunas relaciones entre las características de la roca in-situ y las unidades litológicas. Además se relacionarán algunas propiedades estáticas y dinámicas del material con el fin de poder determinar las variables requeridas para estimar la magnitud de los estados de esfuerzos a través del corredor.

3.1 Relación de la exploración utilizada

La exploración directa realizada por HVM y PCA (2011) y tomada en cuenta para este trabajo, constó de una serie de perforaciones manuales y mecánicas, efectuadas en las zonas de los puentes y viaductos del proyecto, así como cuatro perforaciones mecánicas ejecutadas en los portales de acceso a los túneles viales proyectados del Trigo (entre el 12.44 y el 14.62 km) y La Cumbre (entre el 15.20 y el 16.16 km). A las muestras recuperadas en estos sondeos, se le realizaron ensayos de laboratorio ordenados por las empresas consultoras del proyecto, cuyo resumen de resultados se presenta en los anexos a este documento.

Además de la exploración directa, se cuenta con exploración geofísica asociada a una serie de líneas de refracción sísmica (LRS) y ensayos de down-hole (DH). El propósito general de este tipo de exploración indirecta es determinar la velocidad de propagación de ondas compresionales V_p y de ondas de corte V_s . Además, determinar por medio de correlaciones, los módulos dinámicos de los materiales térreos (suelos y macizos

rocosos), tales como la relación de Poisson (ν), módulo de Young (E_{macizo}), módulo de rigidez al corte (G_{macizo}) y Bulk (K).

En el Anexo E se presenta la distribución geográfica general de la exploración directa e indirecta con la que se cuenta y a partir de la cual se desarrolló este trabajo.

3.1.1 Exploración directa

La investigación del subsuelo permite establecer la profundidad y espesores de los materiales. La caracterización de las propiedades físicas y mecánicas es posible a partir de las muestras recobradas de los sondeos. La longitud de exploración es variable, buscando sobrepasar los suelos residuales o depósitos coluviales, penetrando en el macizo rocoso como mínimo 5.0 m. Las perforaciones se ejecutaron con diámetro de broca HQ y NQ.

La información reportada en los registros de campo buscó de establecer los espesores de los suelos y litologías, la descripción de los materiales encontrados, el porcentaje de recobro, el Índice de Calidad de la Roca (RQD), la posición del nivel freático y en los suelos, el número de golpes N mediante el ensayo SPT.

Para algunos sondeos se cuenta con dos tipos de registros, el primero realizado por los operarios en campo, en donde se consignan los datos ya mencionados, y el segundo es un registro de tipo geológico, en el cual se describe las características de las discontinuidades como separación, rugosidad, abertura, grado de alteración, presencia de agua y se describe desde el punto de vista litológico los materiales encontrados. En el Anexo A se presentan los registros de perforaciones realizadas por la empresa consultora y ejecutora de los sondeos.

En el Anexo A-1 se relaciona los sondeos que se utilizarán para realizar los análisis objeto de este trabajo, los cuales se distribuyen a lo largo del corredor. Además de los registros, se tienen ensayos de laboratorio que permiten caracterizar los estratos más profundos, correspondientes a los macizos rocosos.

Nota aclaratoria: para efectos de una mejor visualización de la información geomecánica, ésta se presenta en el mismo sentido de los cortes geológicos, es decir con la población de Villeta a la derecha (este) y la de Guaduas a la izquierda (oeste).

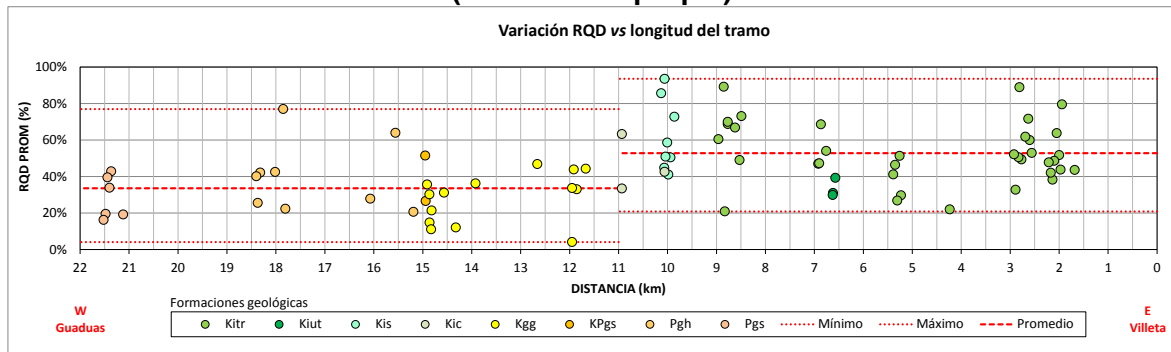
▪ *Caracterización mecánica*

De los registros de las perforaciones, se extrajeron los parámetros índice asociado al fracturamiento del macizo rocoso, siendo estos el índice de calidad de la roca (RQD) y el porcentaje de recobro.

Índice de Calidad de la Roca (RQD): Este índice fue desarrollado por Deere (1988), en principio para rocas ígneas; y se define como el porcentaje de recuperación de testigos de más de 10 cm de longitud (sin tener en cuenta las fracturas propias del proceso de la ejecución de la perforación) respecto a la longitud total del avance del sondeo o longitud recuperada.

En la Figura 3-1 se presenta los valores promedio de RQD registrados a lo largo del corredor y en la Tabla 3-2 se presenta el análisis estadístico de los valores de índice de recobro definida por unidades geológicas. Como resultado se obtuvo una calidad del macizo rocoso variable entre muy mala y buena la cual en parte se asocia a la influencia de las fallas de tipo compresivo (inversas) que se encuentran en la zona.

Figura 3-1 Distribución de valores promedio de RQD a través de corredor (elaboración propia)



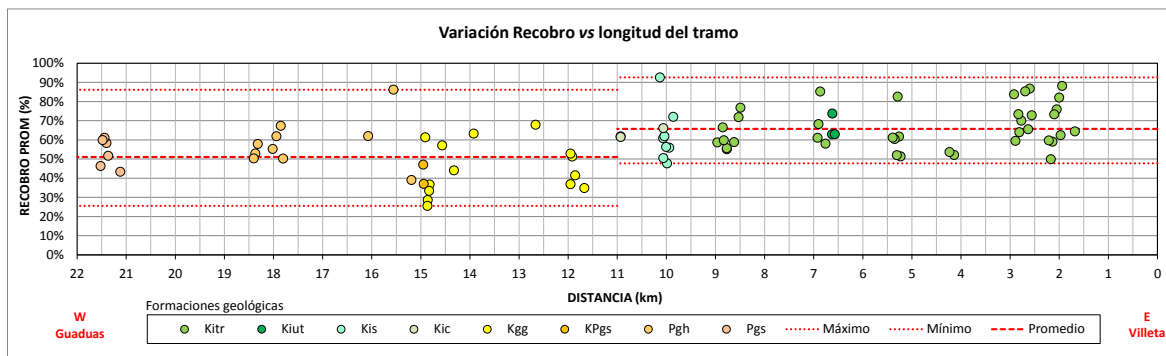
En la Tabla 3-1 se presentan los análisis de resultados por formación geológica. Se observa que la formación Trincheras (Kitr) y Socotá (Kis) tiene valores de RQD asociados a macizos rocosos de calidad regular; las demás formaciones presentan valores de RQD asociados a macizos rocosos de mala calidad.

Tabla 3-1 Análisis valores de RQD por unidades geológicas (elaboración propia)

Formación geológica	Pgs1	Pgh1	KPgs	Kgg	Kic	Kis	Kiut	Kitr
Número de datos (N)	44	181	43	263	28	95	50	431
Valor máximo (%)	77%	100%	90%	100%	100%	100%	86%	100%
Valor mínimo (%)	6%	0%	10%	0%	0%	1%	8%	4%
Intervalo	71%	100%	80%	100%	100%	99%	78%	96%
Promedio (%)	28%	42%	43%	32%	42%	60%	34%	54%
Mediana (%)	22%	37%	40%	26%	31%	60%	28%	52%
Desviación estándar (%)	20%	33%	21%	28%	35%	31%	20%	30%

Recobro: Se define como la longitud total de la muestra recuperada sobre el avance de la perforación y se da en valor porcentual.

En la Figura 3-2 se presenta la distribución de los valores promedios del Índice de Recobro en porcentaje de cada una de las perforaciones realizadas a través del corredor, asociándose a la unidad geológica a la que corresponde. El valor promedio de recobro es de 60%, teniendo valores máximos de 93% y mínimos de 26%.

Figura 3-2 Distribución de valores promedio de Recobro a través del corredor (elaboración propia)**Tabla 3-2 Análisis valores de índice de recobro por unidades geológicas (elaboración propia)**

Formación	Pgs1	Pgh1	KPgs	Kgg	Kic	Kis	Kiut	Kitr
Número de datos (N)	101	236	43	392	37	148	70	765
Valor máximo (%)	100%	100%	90%	100%	100%	100%	100%	100%
Valor mínimo (%)	0%	0%	10%	0%	15%	1%	20%	0%
Intervalo	100%	100%	80%	100%	85%	99%	80%	100%
Promedio (%)	52%	63%	43%	57%	64%	61%	65%	65%
Mediana (%)	49%	66%	40%	58%	68%	60%	68%	65%
Desviación estándar (%)	23%	30%	21%	30%	22%	30%	21%	28%
Coefficiente de variación	48%	45%	52%	52%	32%	51%	31%	43%

En los registros de perforación, se presenta el índice RQD y de recobro de los sondeos relacionados en el Anexo A-1. Se debe mencionar que los primeros metros del registro pueden presentarse estos índices asociados a bloques embebidos en una matriz fina relacionada a depósitos coluviales y aluvial superficialmente dispuestos.

3.1.2 Exploración indirecta

Como parte de la exploración del subsuelo efectuada por la empresa consultora se realizaron una serie de pruebas geofísicas con el fin de estimar la distribución del material en profundidad, así como determinar las propiedades elásticas del macizo rocoso in-situ. La exploración indirecta consistió en la ejecución de pruebas geofísicas como Líneas de Refracción Sísmica (LRS), Ondas de superficie (MASW) y en algunas perforaciones ensayos de down-hole (DH).

A partir de las Líneas de Refracción Sísmica (LRS), se obtuvo la velocidad de ondas de compresión V_p y de corte V_s , siendo posible así determinar los módulos elásticos dinámicos como el módulo de deformación del macizo rocoso (E), el módulo cortante (G), el módulo Bulk (K) y la relación de Poisson (ν).

Con los ensayos de down-hole (DH) se determinan los tiempos de llegada de las ondas de compresión y de corte en una perforación, permitiendo calcular las velocidades de onda compresionales V_p y de corte V_s . Conocidas las velocidades y los pesos unitarios de los materiales encontrados en la perforación es posible estimar las propiedades elásticas dinámicas del macizo. De acuerdo al informe del consultor los ensayos de down-hole fueron realizados siguiendo la norma D7400-08 "Standard Test Methods for Down-hole Seismic Testing" y ASTM D 5777-00 (2006) "Standard Guide for using the Seismic Refraction Method for subsurface investigations".

En la Tabla 3-3 se relaciona los ensayos de down-hole ejecutados por la empresa consultora en los sitios donde se proyectan superestructuras como puentes y viaductos.

Tabla 3-3 Relación de ensayos down-hole (datos tomados de HMV y PCA, 2011 y elaborado por Díaz, 2015)

Estructura	Distancia (km)	Perforación/LRS	Profundidad (m)
Pte. Q. El Cune	2.135	PP-166	28.0
Pte. Q. El Cune	2.21	PP-168	25.0

Estructura	Distancia (km)	Perforación/LRS	Profundidad (m)
Pte. La Marcelina	2.36	PP-200	30.0
Pte. La Marcelina	2.56	PP-198 A	30.0
Pte. El Pencil	4.14	PP-138	27.4
Pte. Q. Los Cristales	6.625	PP-271	28.0
Pte. Q. Los Cristales	6.76	PP-234 A	30.0
Pte. Q. Los Cristales	-	PP-234	30.0
Vto. Palermo	8.96	PP-11 A	30.0
Vto. La Esperanza	10.04	PP-19 A	23.0
Pte. Q. Honda II	21.365	PP-315	30.0
Pte. Q. Honda II	21.52	PP-319	16.0

Como ya se comentó, adicionalmente se cuenta con Líneas de Refracción Sísmica realizadas para estimar la distribución y espesores que componen el perfil estratigráfico a lo largo del corredor, las cuales se relacionan en la Tabla 3-4. La longitud de línea de refracción está directamente relacionada con la profundidad de exploración que se puede obtener con esta, la cual se estima en un 40% de longitud final.

Tabla 3-4 Líneas de Refracción Sísmica ejecutadas (elaboración propia)

Distancia (km)	LRS	Longitud (m)	RMS
0.00	LS-01	110	1.49
3.44	LS-02	110	1.17
5.29	LS-03	110	0.98
6.80	LS-04	110	1.02
7.70	LS-05	110	0.99
8.40	LS-06	165	1.34
8.85	LS-07	110	1.43
9.835	LS-08	220	1.14
10.40	LS-09	110	1.34
11.335	LS-10	165	1.16
11.70	LS-11	110	1.13
12.40	LS-12	110	1.34
14.40	LS-13	110	1.28
14.93	LS-14	220	1.31
16.34	LS-15	165	0.94
17.75	LS-16	165	1.00
18.30	LS-17	165	0.87

LRS: línea de refracción sísmica; RMS: root mean square o valor cuadrático medio

La obtención de un perfil sísmico consiste, brevemente, en la convergencia de un modelo matemático, cuyo cálculo es iterativo hasta encontrar velocidades de onda similares a las medidas en campo para cada capa. La convergencia del modelo se hace más difícil en la medida que la geología de la zona sea más compleja, es decir se requieren mayor número de iteraciones. La información base, como la geología, las perforaciones y la topografía, son utilizadas para establecer la correlación entre velocidades, espesores y tipos de materiales.

Para establecer un buen ajuste matemático, el software requiere un RMS (root mean square o valor cuadrático medio) menor a 2.0, y preferiblemente entre 0.5 y 1.5. El obtener un valor de RMS entre este rango, es el criterio para suspender el proceso iterativo. En la Columna 4 de la Tabla 3-4 se presenta el valor de RMS para cada perfil sísmico, y teniendo en cuenta lo anteriormente planteado, este valor es satisfactorio, indicando que el ajuste matemático obtenido en la modelación es aceptable.

Nota: La nomenclatura de las líneas de refracción sísmica (LRS) y down-hole (DH) se tomó de las referencias consultadas (HMY y PCA, 2011).

3.2 Propiedades índice y mecánicas de las formaciones rocosas

Como parte del plan exploratorio, durante la ejecución de los sondeos se extrajeron muestras de suelo superficial y del macizo rocoso con el objeto de caracterizar el material.

Los ensayos realizados corresponden a humedad natural (ω), límites de Atterberg (LL, LP, IP), granulometría, peso específico de los sólidos (Gs), peso unitario húmedo (γ_t) parafinado y seco (γ_d), corte directo en suelo y roca (c , ϕ), resistencia a la compresión inconfiada (q_u) (sobre algunas muestras se instalaron deformímetros eléctricos, strain – gauges), carga puntual, resistencia a la tracción indirecta y ensayo de velocidad sónica.

A continuación se presentan algunas correlaciones establecidas que serán útiles para el desarrollo de este trabajo.

3.2.1 Peso unitario de los materiales

Esta propiedad fue determinada a partir de mediciones directas sobre las muestras cilíndricas extraídas de los sondeos. La densidad se obtuvo de las muestras parafinadas, de las muestras para las compresiones confinadas y para las pruebas de velocidad ultrasónica. En la Tabla 3-5 se hace un análisis estadístico por formación rocosa a partir de los 336 valores de pesos unitarios con que se cuenta.

Tabla 3-5 Análisis estadístico de los pesos unitarios (elaboración propia)

Propiedades de la distribución Normal	San Juan de Río Seco (Pgs)	Hoyón (Pgh)	Seca (KPgs)	Guaguaquí (Kgg)	Capotes (Kic)	Socotá (Kis)	Útica (Kiut)	Trincheras (Kitr)
Número de datos (N)	4	40	9	28	11	27	25	159
Valor máximo (kN/m ³)	26.1	26.6	24.9	26.8	27.2	27.1	27.3	29.2
Valor mínimo (kN/m ³)	24.8	20.0	19.6	19.6	19.5	24.0	20.9	18.2
Intervalo (kN/m ³)	1.3	6.6	5.3	7.1	7.7	3.1	6.4	11.0
Promedio (kN/m³)	25.2	23.7	21.6	24.2	25.0	25.4	25.0	24.6
Mediana (kN/m ³)	25.0	23.8	21.0	24.7	25.7	25.5	25.8	25.2
Desviación estándar (kN/m ³)	0.59	1.57	1.77	1.99	2.06	0.90	1.58	1.98
Coefficiente de variación	2%	7%	8%	8%	8%	4%	6%	8%

En la Figura 3-3 se presenta una correlación entre el peso unitario y la profundidad, teniendo en cuenta todos los datos de los diferentes tipos de material, siendo importante comentar que las formaciones geológicas se conforman por intercalaciones de diferentes tipos de rocas, aunque predomine alguna de ellas. Aunque el coeficiente de correlación es muy bajo, al utilizar la expresión se obtiene valores de pesos unitarios representativos para los diferentes materiales. La mediana de todos los datos es 24.8 kN/m³, la desviación estándar es de 2.0 kN/m³ y el coeficiente de variación es del 8%.

Dado que las expresiones para encontrar los módulos elásticos dinámicos a partir de las velocidades de onda involucran el peso unitario del material, se adoptó los siguientes criterios para la elección de estos.

1. Para los pozos de down-hole se tenían pesos unitarios de las muestras de roca extraídas a cierta profundidad. Como consecuencia de esto y haciendo uso de la información existente, se extrapoló con criterio a las demás profundidades de características similares según los registros de perforación y de acuerdo con el tipo de suelo según Seyhan y Stewart (2012). Para los suelos y depósitos superficiales se

adoptaron valores típicos de la literatura internacional ampliamente aceptados (Goodman, 1989; Das, 2001; González de Vallejo, 2002).

2. Dado que para las Líneas de Refracción Sísmica no se cuenta con perforaciones en el sitio exacto donde éstas se realizaron, se decidió adoptar la relación presentada en la Figura 3-3. A pesar de que tiene una baja correlación entre las variables ($R^2 = 0.16$), en la aplicación de esta, se obtiene valores representativos de los medidos a través de pruebas de laboratorio a esas profundidades; obteniendo valores de 20.2 kN/m^3 a 0.5 m de profundidad y de 25.3 kN/m^3 a 30.0 m de profundidad.

Figura 3-3 Comportamiento del peso unitario en profundidad (elaboración propia)

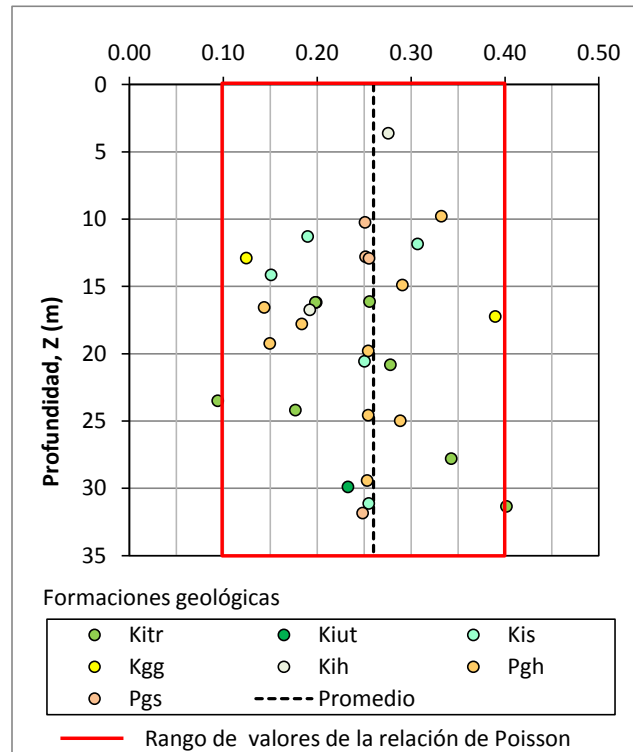


3.2.2 Relación de Poisson estática

Para algunas muestras extraídas, se realizaron compresiones confinadas con medición de deformaciones radiales y axiales, siendo posible así determinar además de la resistencia y el módulo de deformación, la relación de Poisson para diferentes tipos de

rocas. En la Figura 3-4 se presenta la relación de Poisson determinada en laboratorio mediante pruebas estáticas. Los valores encontrados tienen una media de 0.25, desviación estándar de 0.09 y coeficiente de variación del 35%.

Figura 3-4 Relación de Poisson estática determinada en laboratorio, con profundidad (elaboración propia)



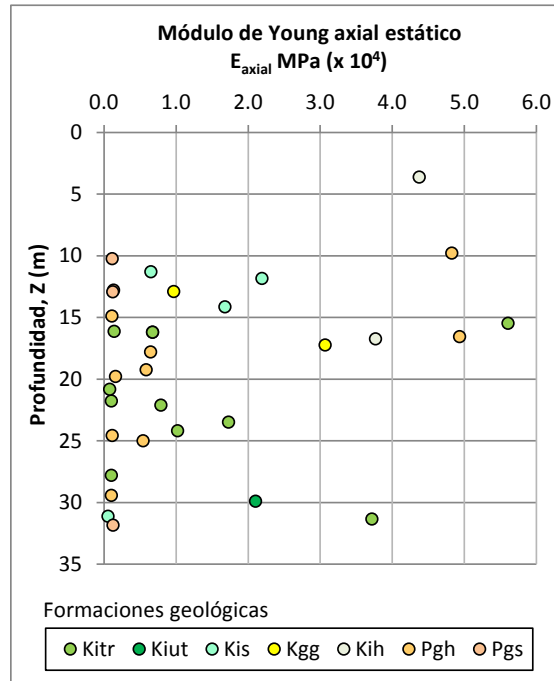
3.2.3 Módulo de Young estático

En los ensayos de laboratorio, a algunas muestras sometidas a compresión inconfiada se le instalaron deformímetros circunferenciales que permitieron determinar los módulos de Young axial y relación de Poisson.

De la Figura 3-5 se presenta el módulo de Young axial estático. Para referirse a módulos horizontales se tendría que conocer la orientación de la capa dentro del macizo y regularmente los sondeos se hacen verticales respecto a la superficie del terreno.

Revisando los valores determinados y contrastándolos con la literatura (González, 2002 y Goodman, 1989), se encuentra que los datos están dentro de los intervalos aceptables para cada tipo de material al que se asocia la formación geológica.

Figura 3-5 Módulo de Young axial estático de laboratorio con profundidad (elaboración propia)



3.2.4 Resistencia a la compresión simple

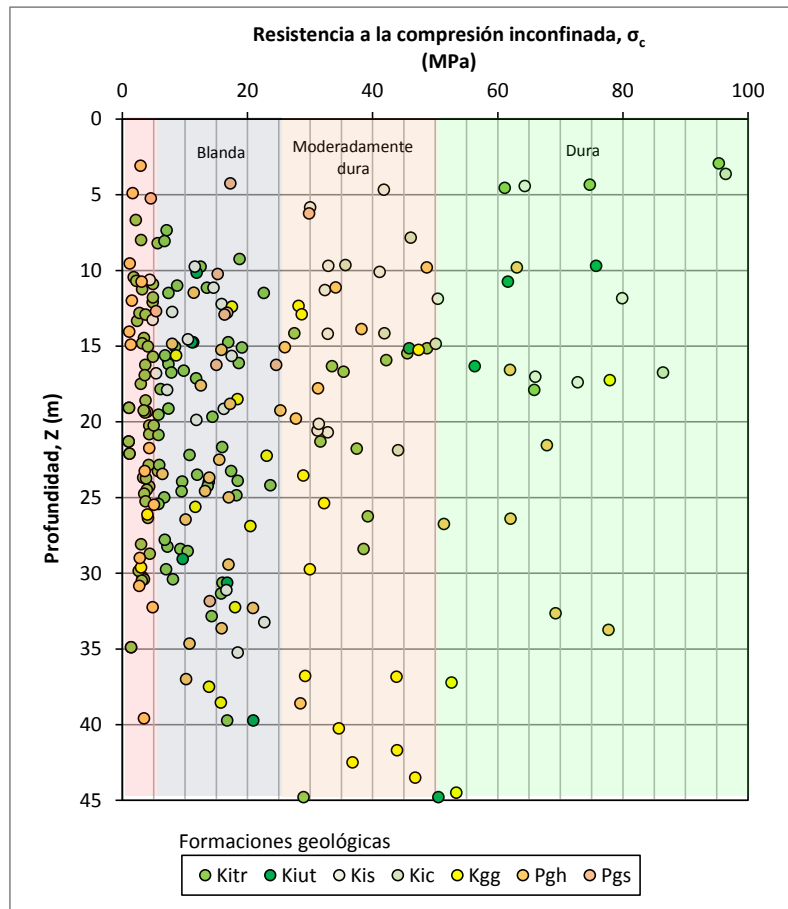
Dentro de los ensayos de laboratorio, se realizaron pruebas de compresión confinada en roca a las muestras extraídas de los sondeos ejecutados a lo largo del corredor. Los ensayos se realizaron sobre unidades rocosas sedimentarias, como lutitas, limolitas, areniscas, calizas y arcillolitas; asociadas a las formaciones geológicas referenciadas en el Capítulo 2 de Geología.

La resistencia a la compresión confinada (σ_c) medida se presenta en la Figura 3-6, observando una tendencia generalizada a tener rocas blandas (según la clasificación de ISRM, 1981; citado por González de Vallejo, 2002), principalmente aquellas de origen arcilloso. Se encontraron valores máximos de 96 MPa asociado a areniscas de las

formaciones Útica y Capotes, y valores mínimos inferiores a 1 MPa asociado a suelos residuales, saprolitos y material rocoso muy meteorizado.

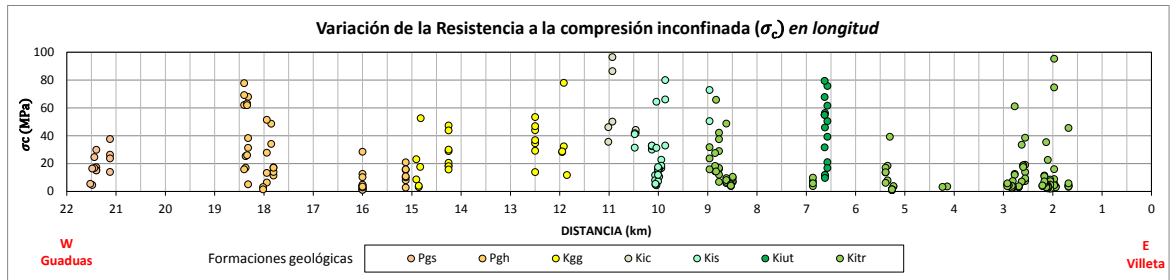
La resistencia a la compresión simple más baja se asocia a los materiales arcillosos de la zona como por ejemplo las lutitas, arcillolitas y limolitas relacionadas principalmente a las formaciones geológicas que componen el dominio geológico oriental.

Figura 3-6 Resistencia a la compresión inconfiada sobre núcleos de rocas de las unidades geológicas, con profundidad (elaboración propia)



En la Figura 3-7 se presenta la distribución de la resistencia a la compresión inconfiada a través del corredor, donde se observa que al inicio y medio del tramo se encuentran rocas de la formación trincheras (Kitr) de tipo lodoso, con valores promedios de 12.7 MPa y mediana de 6.8 MPa. Por el contrario, al final del tramo existen formaciones con rocas tipo areniscas con intercalaciones de arcillolitas.

Figura 3-7 Distribución de valores de resistencia a la compresión inconfiada a lo largo del corredor en estudio (elaboración propia)



En la Tabla 3-6 se hace un análisis de los valores obtenidos, cuyo resultado es una gran dispersión de los datos asociados a los diferentes grados de alteración en que se encuentra el macizo rocoso, sin embargo las tendencias muestran consistencia con los valores reportados en la literatura internacional (González de Vallejo, 2002 y Goodman, 1989).

Tabla 3-6 Análisis de valores de resistencia a la compresión inconfiada de la roca (elaboración propia)

Formaciones geológicas	Pgs	Pgh	Kgg	Kic	Kis	Kiut	Kitr
Número de datos (N)	13	44	30	7	29	16	112
Valor máximo (MPa)	37.58	77.73	77.94	96.45	79.92	79.43	95.35
Valor mínimo (MPa)	4.55	1.10	9.20	35.66	4.38	9.66	1.01
Intervalo	33.03	76.63	68.74	60.79	75.54	69.77	94.35
Promedio (MPa)	18.98	20.61	29.58	57.24	28.48	43.03	12.70
Mediana (MPa)	16.79	13.58	28.82	46.10	22.71	48.18	6.77
Desviación estándar (MPa)	11.76	19.61	17.21	34.19	21.87	28.07	12.91
Coefficiente de variación	70%	144%	60%	74%	96%	58%	191%

3.3 Evaluación del índice geológico de resistencia (GSI) a través del corredor

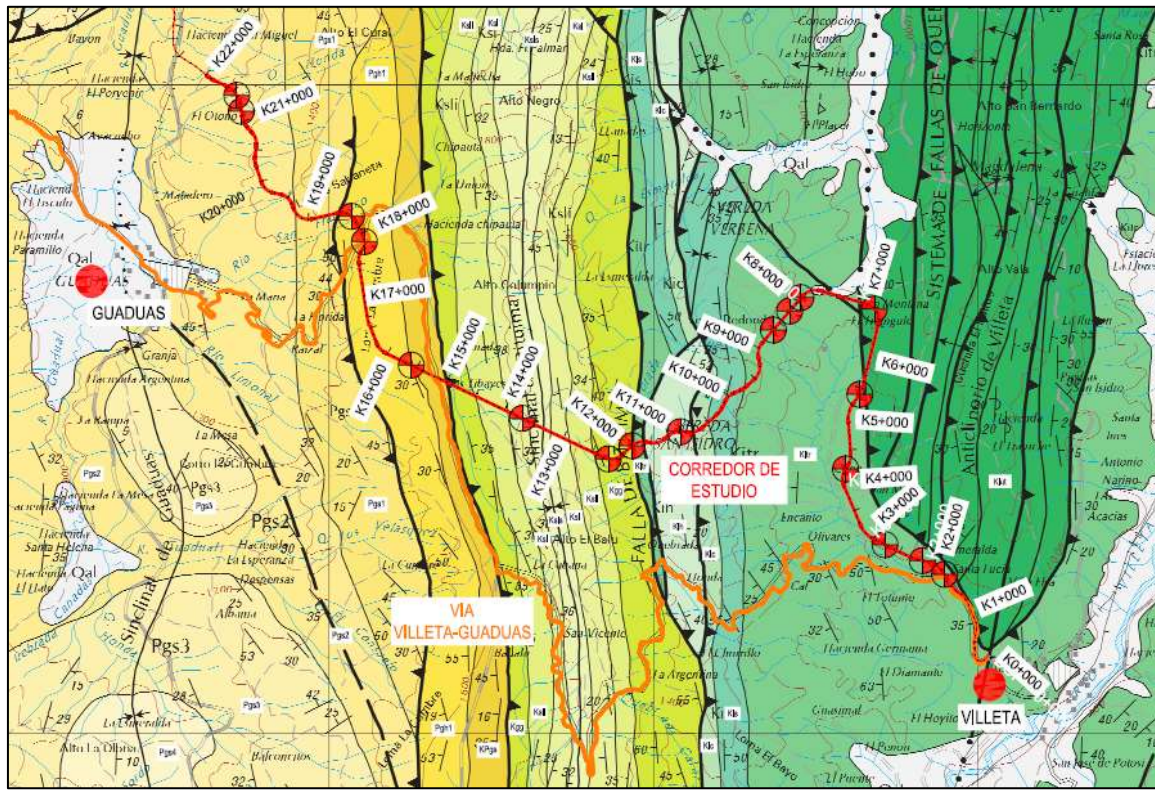
En algunos sondeos realizados se evaluó la calidad del macizo rocoso empleando el índice geológico de resistencia (Geological Strength Index-GSI) el cual considera la variabilidad en afloramientos de la estructura del macizo rocoso y la condición de las superficies de discontinuidades que el mismo exhibe; dicho índice permite asignar una clasificación numérica comprendida entre 0 y 100, en forma incremental, de conformidad

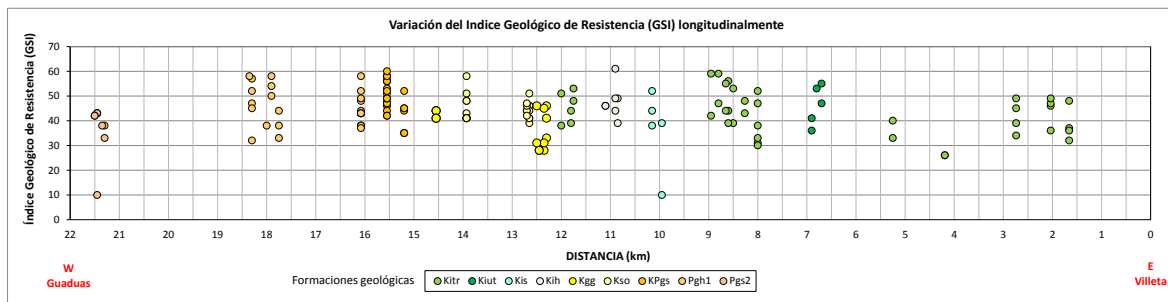
con el grado de afectación estructural y valoraciones de tipo subjetivo en cuanto a la condición de alteración de las discontinuidades expuestas (Marinos, Marinos y Hoek, 2004).

Los datos de GSI se toman en afloramientos rocosos expuestos a lo largo de los trazados viales y en profundidad de las perforaciones ejecutadas en el Corredor de Estudio, los cuales se presentan en la Figura 3-8.

De la información geológica levantada en campo por los grupos de Geología de los diferentes documentos de consulta, se logró extraer y determinar que para el área de estudio se tiene un GSI promedio de 44 en las formaciones geológicas superficiales; y en la zonas de fallas geológicas regionales y trazas de fallas locales, se tienen valores de GSI promedio entre 5 y 15, intervalo que representa macizos rocosos tectónicamente deformados e intensamente fracturados, y condiciones de planos de discontinuidad aceptable.

Figura 3-8 Distribución de valores de GSI en la zona de interés (adaptado de la plancha 208, tomada de SGC, 2001)



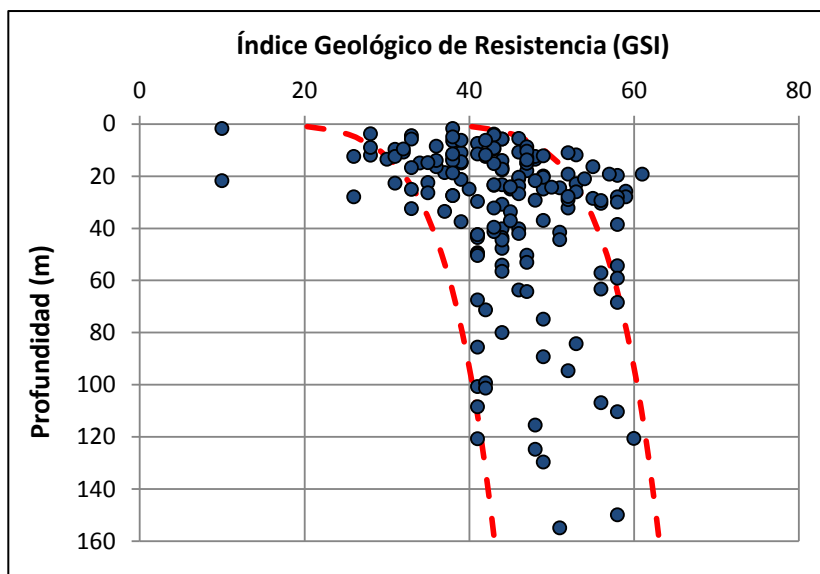


A una escala de mayor detalle, se tiene un valor de GSI promedio de 43 para el Dominio Geológico Oriental, un GSI promedio de 42 para el Dominio Geológico Central y un valor de GSI promedio de 46 para el Dominio Geológico Occidental. Los Dominios Geológicos se encuentran definidos en la Figura 2-3.

Teniendo en cuenta lo anterior, es preciso mencionar que los valores de GSI determinados para el área de estudio son similares a los considerados para cada dominio. También se observa que particularmente en la zona localizada al sur del Dominio Geológico Central se tienen valores de GSI ligeramente menores a los encontrados en los otros dos dominios, lo cual se asocia a los plegamientos muy apretados, siendo posible inferir macizos rocosos muy fracturados.

Con el fin de evaluar la incidencia en profundidad, por confinamiento, de los valores de GSI, se utilizó la información reportada en el Anexo A.4 (Clasificación del Macizo Rocosos) del Informe de Fundaciones para Puentes realizado por HMV y PCA (2011) para el Corredor Vial contractual, anexo en el que se encuentran valores de GSI en profundidad para varias perforaciones realizadas a través de ese trazado vial. En la Figura 3-9 se presenta la variación en profundidad de los valores de GSI, mostrando un incremento de los valores de GSI con profundidad hasta de GSI=60 para una profundidad de 160 m.

Figura 3-9 Variación del GSI en profundidad, considerando todos los datos levantados (elaboración propia)



A continuación, se presenta la variación en profundidad de los valores de GSI por dominio geológico y por formación geológica (ver Figuras 2-8, 2-9 y 2-10); gráficas en las cuales se observa una tendencia de éste índice a aumentar en profundidad, siendo preciso mencionar que superficialmente se presentan valores de GSI entre 10 y 40.

Figura 3-10 Variación del GSI en profundidad, formaciones en el dominio geológico oriental (elaboración propia)

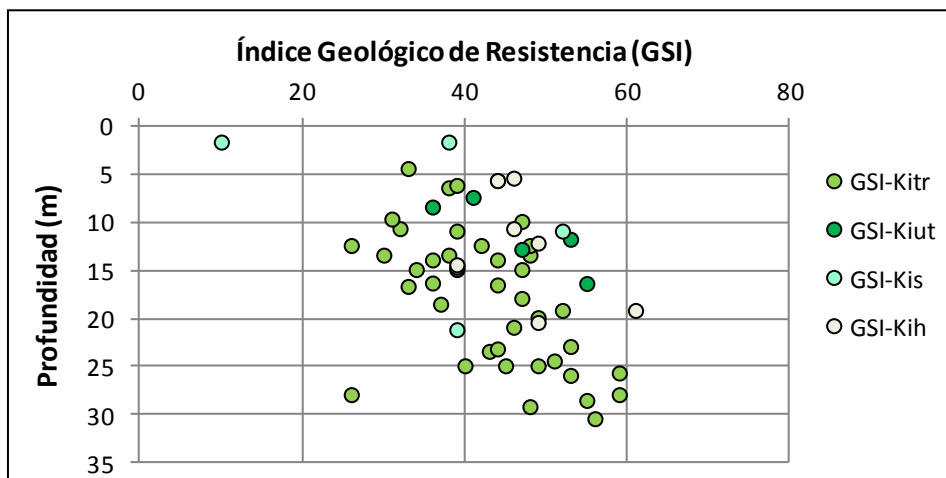


Figura 3-11 Variación del GSI en profundidad, formaciones en el dominio geológico central (elaboración propia)

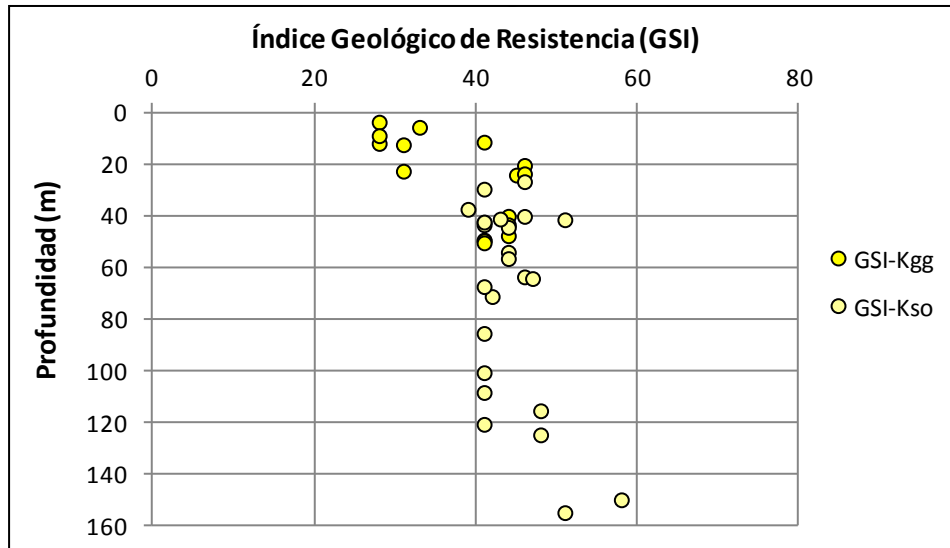
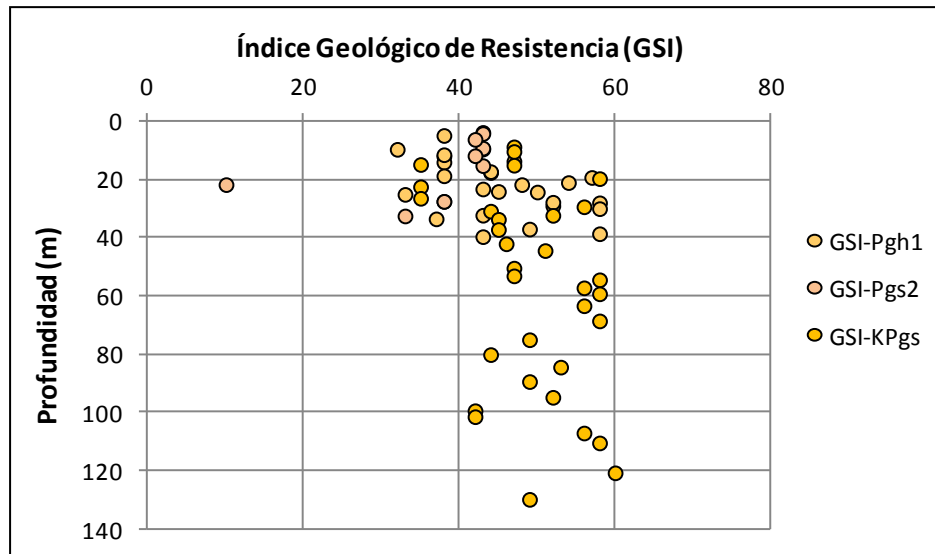


Figura 3-12 Variación del GSI en profundidad, formaciones en el dominio geológico occidental (elaboración propia)



3.4 Propiedades dinámicas del macizo rocoso

A partir de las velocidades de onda de corte y de compresión, y de la caracterización de los materiales obtenidos de los ensayos de laboratorio, se estimaron las propiedades dinámicas de los materiales a diferentes profundidades de exploración, utilizando las ecuaciones descritas en el Capítulo 1.

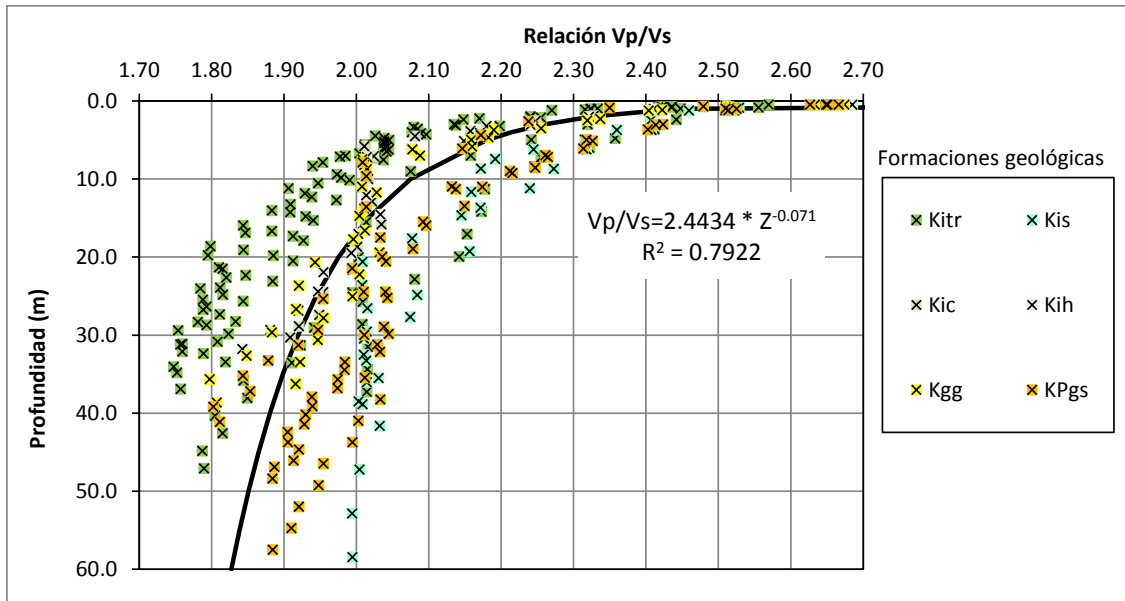
3.4.1 Relación entre la velocidad de onda de compresión y de corte (V_p/V_s)

La relación entre V_p/V_s es un indicador litológico o de cambio de material (Tatham, 1982. Dómenico, 1984. Citado por Torres, 2011) (Vargas y Valle, 2012) siendo realmente un indicador de la relación de Poisson, aunque para este estudio, la disminución es continua en profundidad, lo que permite inferir la presencia de un solo material o de comportamiento de similar, con aumento de rigidez en profundidad (Vargas y Valle, 2012).

Para rocas más densas y poco porosas como las calizas, la relación V_p/V_s es mayor que para las rocas formadas por clastos o fragmentos líticos como las areniscas. Por otro lado, para las lutitas se presenta un amplio rango de velocidades siempre presentando valores mayores que las areniscas en cuanto a la relación V_p/V_s (Wang, 2001; citado por Vargas y Valle, 2012).

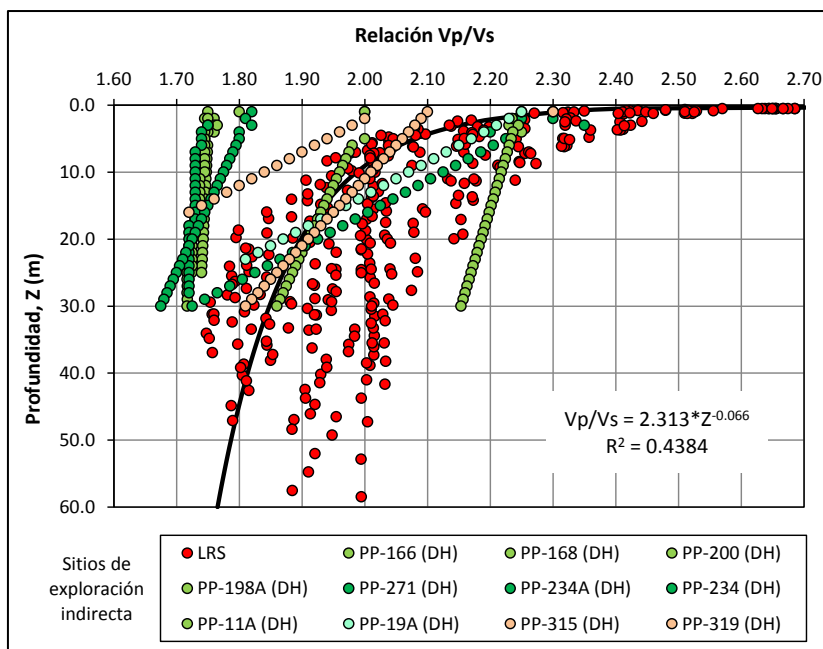
En la Figura 3-13 se presenta la relación entre V_p/V_s en profundidad obtenida con los datos de las Líneas de Refracción Sísmica ejecutadas (ver la Tabla 3-4), en la cual se puede observar una variación de tipo potencial con valores entre 2.7 y 2.0 en los primeros 10.0 m asociados con depósitos aluviales, coluviales, suelos residuales y saprolitos. A profundidades mayores a 10.0 m, V_p/V_s para macizos rocosos, pueden adoptar valores entre 2.1 (Poisson = 0.308) y 1.7 (Poisson = 0.186).

Figura 3-13 Variación de relación Vp/Vs con la profundidad por formaciones rocosas para LRS (elaboración propia)



En la Figura 3-14 se presenta la variación de Vp/Vs en profundidad basado en los valores de las líneas de refracción sísmica y los ensayos de down-hole. En esta, se observa una mayor dispersión de los datos por la integración de las técnicas. De los resultados obtenidos es posible inferir que las dos técnicas conllevan a resultados similares pero distribuciones diferentes de los valores (ver Figura 3-14) dado que con las líneas de refracción sísmica los valores son más dispersos que con los ensayos de down-hole que presentan valores más uniformes en profundidad sin embargo ambas técnicas conlleva a resultados similares (relación Vp/Vs). Se anota que los resultados del ensayo down-hole podrían ser más confiables.

Figura 3-14 Variación de la relación Vp/Vs con la profundidad según técnica de exploración - LRS y DH (elaboración propia)



3.4.2 Relación de Poisson dinámica

Haciendo uso de la Ecuación (1-5), se determinó la relación de Poisson dinámica del macizo rocoso para los diferentes materiales que componen las formaciones en las cuales se realizó la exploración geofísica. De la Figura 3-15 se observa que los valores altos (entre 0.35 a 0.40) se asocian con los depósitos superficiales como depósitos aluviales, coluviales, suelos residuales y saprolitos; en profundidad se encuentran valores cercanos a 0.30, relacionado a los macizos rocosos.

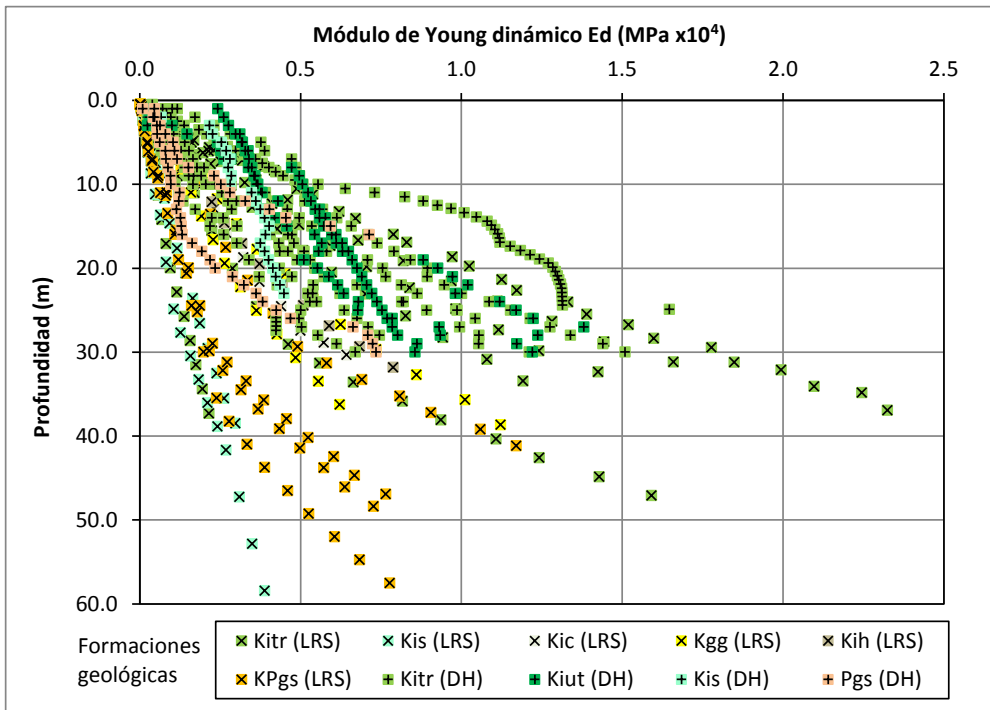
En la Figura 3-15 se presenta la variación de la relación de Poisson en profundidad, cuyos valores obtenidos mediante la exploración geofísica en general reflejan ser mayores a los obtenidos de forma estática en laboratorio (ver la Figura 3-4).

Esta variable se puede representar mediante una función potencial de la forma presentada por la Ecuación (3-1) cuyo coeficiente de correlación (R^2) es de 0.67.

$$\nu = 0.4015 * Z^{-0.073} \quad (3-1)$$

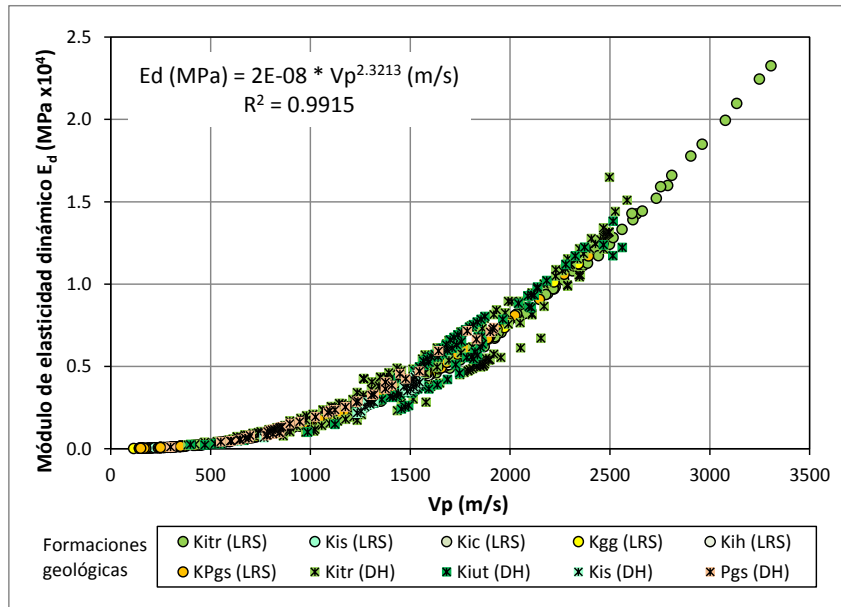
magnitud. Los resultados obtenidos muestran rocas de baja rigidez, es decir que ante las cargas se deforman considerablemente, en comparación con las demás rocas de otros orígenes.

Figura 3-16 Variación del módulo de Young dinámico Ed del macizo rocoso (in-situ) con profundidad para rocas sedimentarias (elaboración propia)



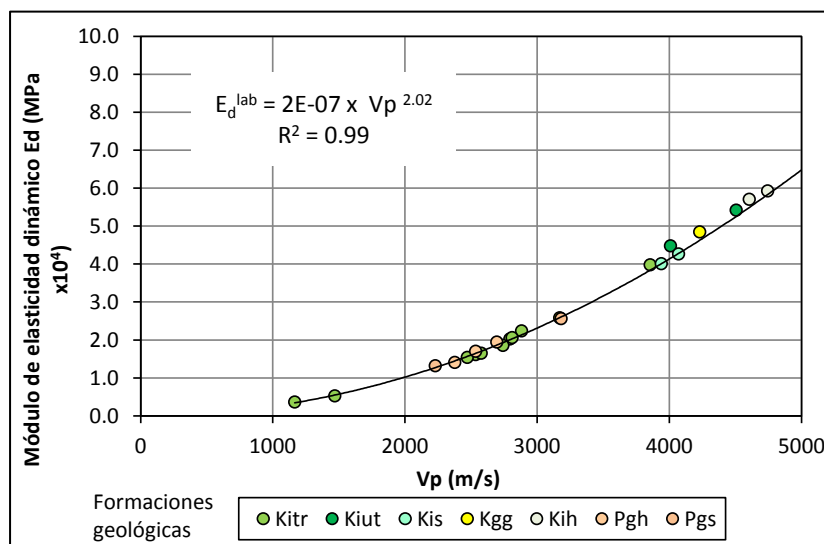
En la Figura 3-17 se presenta la relación entre la velocidad de onda de compresión Vp y el módulo de elasticidad dinámico del macizo rocoso, obteniendo un comportamiento de tipo potencial, es decir a mayores velocidades de onda la rigidez del material aumenta potencialmente. También se puede ver que los materiales asociados a la formación Trincheras (Kitr) tienen mayor rigidez que las demás formaciones, lo cual se puede deber a que los demás macizos se encuentran mas fracturados y alterados debido a su comportamiento frágil.

Figura 3-17 Relación entre la velocidad de onda de compresión Vp (m/s) y el módulo de Young dinámico Ed in-situ (elaboración propia)



En la Figura 3-18 se presenta un gráfico similar a la Figura 3-17, en el cual se relaciona la velocidad de onda longitudinal obtenida en ensayos de velocidad ultrasónica en laboratorio y el módulo dinámico encontrado a partir de esta. De igual forma a la previa, se observa un comportamiento de tipo potencial.

Figura 3-18 Relación entre el módulo dinámico Ed y la velocidad Vp en laboratorio (elaboración propia)



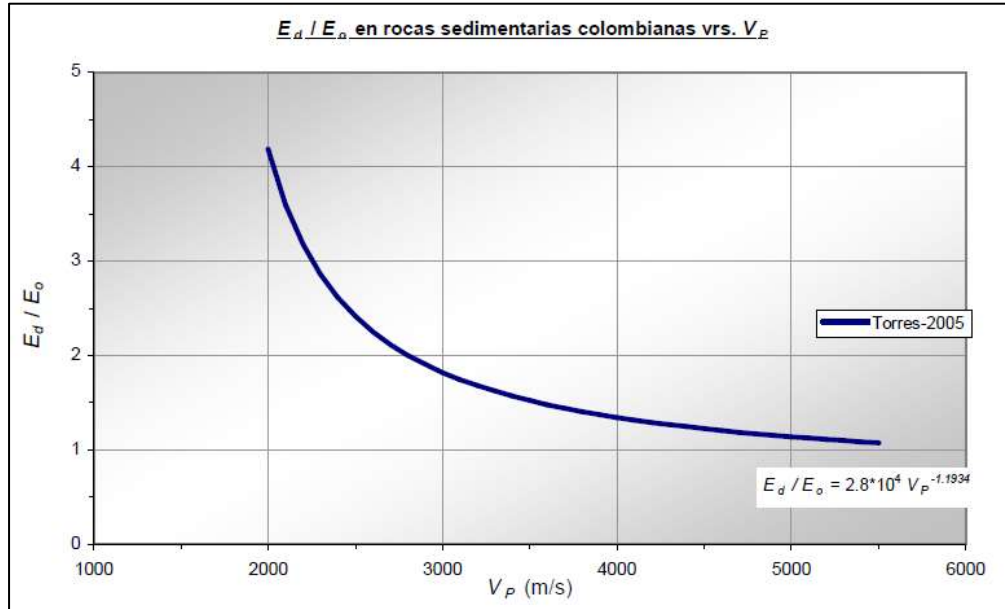
Con el fin de poder utilizar el módulo de Young dinámico obtenido en campo a partir de las pruebas geofísicas con técnicas como la refracción sísmica y down-hole, se adopta la relación deducida por Torres (2005 y 2011) entre las propiedades dinámicas del material a escalas de macizo y laboratorio. Torres (2005) estableció que el factor de reducción de propiedades dinámicas para materiales sedimentarios tipo areniscas de grano fino y conglomeráticas es de 0.60 ± 0.05 a 0.10. Por otro lado, Torres (2011), siguiendo su propia metodología estableció que el factor de escala (factor de reducción) en muestras de roca "intacta" en laboratorio y macizo rocoso en campo es de 0.38 para rocas sedimentarias lodosas.

Torres (2011) igualmente propuso determinar un factor de escala entre dos escenarios de presentación de los geo-materiales para rocas de tipo sedimentario. Inicialmente la propuesta consistió en calcular la escala en que está la longitud de onda del tren de pulsos que atraviesa el medio en consideración y la dimensión espacial característica del mismo. Posteriormente, determinado este factor de escala, se aplica una expresión complementaria al factor de escala laboratorio:macizo, denominado factor de reducción macizo:laboratorio, siendo posible a partir de ésta última encontrar qué tanto se reducirían las propiedades mecánicas y físicas en el macizo rocoso, en relación con las determinadas en laboratorio sobre especímenes de roca extraídos de dicho macizo (Torres, 2011).

Considerando que en el tramo de estudio existe predominio de rocas sedimentarias de tipo arcilloso, se adopta la recomendación sugerida por Torres (2011) en donde establece un factor de reducción de propiedades cercano al 40% entre los resultados obtenidos en muestras de laboratorio y las del macizo rocoso.

Una vez aplicado este factor de escala, se debe establecer una nueva relación entre el módulo de deformación dinámico en laboratorio y el módulo de deformación estático en laboratorio. Para esto, se adoptó la relación establecida por Torres (2005) en la cual relaciona la proporción entre módulos E_d/E_o y las velocidades de onda de compresión V_p (ver Figura 3-19).

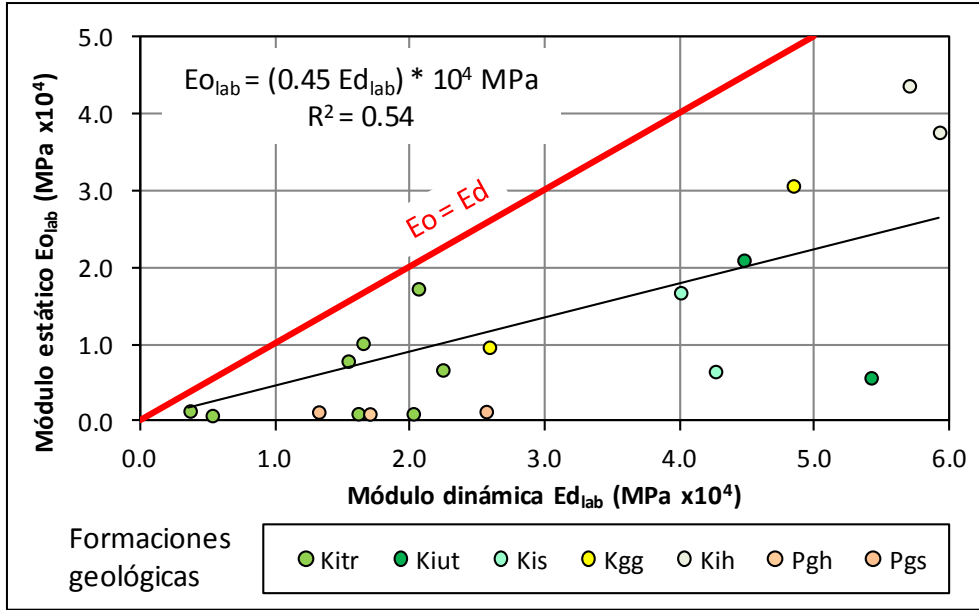
Figura 3-19 Relación E_d/E_o vs V_p para rocas sedimentarias conformado por areniscas conglomeráticas y areniscas de grano fino intercaladas con lodolitas (Torres, 2005)



Haciendo uso de los ensayos de laboratorio realizados por los consultores HMV y PCA (2011), en el presente trabajo se establece una relación de módulos para este tipo de formaciones que intervienen en el corredor. En la Figura 3-20 se presenta la correlación entre módulos de Young estáticos E_o (calculado a partir de los ensayos de compresión inconfiada con medición de deformaciones) y dinámicos E_d (calculado mediante el ensayo de velocidad ultrasónica). En la Figura 3-20 se puede observar que los módulos de Young dinámicos son mayores que los módulos de Young estáticos tal como se coteja con resultados encontrados con la literatura internacional (ver capítulo 1.4), en donde se presenta este mismo comportamiento con relaciones de $1/4$ y $1/3$. La relación obtenida es de $1/2.25$ (0.45).

Utilizando esta relación, también es posible estimar de forma aproximada el módulo de deformación estático en laboratorio y adoptarla dentro de la expresión propuesta por Sheorey (1994) con el fin de establecer la relación k (ecuación (1-37)).

Figura 3-20 Relación entre módulos de Young estático E_o y dinámico E_d en laboratorio (elaboración propia)



3.5 Relación entre las velocidades de onda y los modelos geológicos generales en varios puntos del trazado

En este aparte se definen los modelos geológicos simplificados en varios puntos a lo largo del corredor de estudio con el fin de poder relacionarlos con la caracterización geofísica y de este modo estimar los estados de esfuerzos.

Los modelos geológicos se definieron a partir de la exploración directa (descripciones de los sondeos geológicos), de los modelos geológicos-geotécnicos establecidos para las zonas de los puentes y del perfil geológico de todo el eje de corredor desarrollado por el grupo de geología de la empresa consultora.

Es importante aclarar que no siempre donde se ejecutó la Línea de Refracción Sísmica (LRS) se contaba con exploración directa en el sitio. Por tal razón, se utilizó como criterio, en estos casos, revisar el sondeo más cercano y analizar el perfil sísmico obtenido el cual se clasificó utilizando el criterio NEHRP, 2002 (Seyhan y Stewart, 2012) según lo expuesto en el numeral 1.8.1 del Capítulo 1.

En la Tabla 3-7 se presentan las velocidades de onda promedio asociado a cada capa de material de los sitios o puntos en los que se estimarán los estados de esfuerzos.

Tabla 3-7 Perfil litológico asociado a las velocidades de onda promedio (elaboración propia)

Línea Sísmica/ Down-hole	Distancia (km)	Prof. (m)	Formación geológica asociada	Material	Vp (m/s) Promedio	Vs (m/s) Promedio	Vp/Vs
LS-01	0.00	0.0 – 0.8	Qcl	Depósitos/Suelos superficiales sueltos	256	102	2.52
		0.8 – 3.1		Depósitos/Suelos superficiales densos	596	269	2.22
		3.1 – 9.8	Kitr	Lutita alterada	1139	561	2.03
		9.8 – 32.4		Lutita poco alterada	2090	1129	1.85
DH PP-166	2.135	0.0 – 2.0	Qal	Depósitos/Suelos superficiales densos	479	270	1.78
		2.0 – 7.0		Depósitos/Suelos superficiales muy densos	777	444	1.75
		7.0 – 16.0	Kitr	Lutita alterada	1131	651	1.74
		16.0 – 28.0		Lutita poco alterada	1545	896	1.72
DH PP-168	2.21	0.0 – 3.0	Qcl	Depósitos/Suelos superficiales densos	395	226	1.75
		3.0 – 12.0		Depósitos/Suelos superficiales muy densos	759	434	1.75
		12.0 – 19.0	Kitr	Lutita alterada	1186	680	1.74
		19.0 – 25.0		Lutita poco alterada	1727	992	1.74
DH PP-200	2.36	0.0 – 11.0	Qcl	Depósitos/Suelos superficiales muy densos	1139	563	2.02
		11.0 – 14.0	Kitr	Lutita poco alterada	1575	810	1.94
		14.0 – 22.0		Limolita poco alterada	1864	973	1.92
		22.0 – 30.0		Lutita poco alterada	2297	1224	1.88
DH PP-198A	2.56	0.0 – 1.0	Qcl	Depósitos/Suelos superficiales densos	593	297	2.00
		1.0 – 12.0		Depósitos/Suelos superficiales muy densos	919	527	1.74
		12.0 – 29.0	Kitr	Lutita poco alterada	2051	1189	1.72
		29.0 – 30.0		Lutita fresca	2587	1506	1.72
LS-02	3.44	0.0 – 0.8	Sr	Depósitos/Suelos superficiales sueltos	265	107	2.48
		0.8 – 3.2		Depósitos/Suelos superficiales densos	575	256	2.25
		3.2 – 12.7	Kitr	Lutita alterada	1134	561	2.02

Línea Sísmica/ Down-hole	Distancia (km)	Prof. (m)	Formación geológica asociada	Material	Vp (m/s) Promedio	Vs (m/s) Promedio	Vp/Vs
		12.7 – 33.5		Lutita poco alterada	2003	1075	1.86
DH PP-138	1.14	0.0 – 0.5	Qcl	Depósitos/Suelos superficiales sueltos	471	306	1.54
		0.5 – 5.5		Depósitos/Suelos superficiales muy densos	906	589	1.54
		5.5 – 12.9		Depósitos/Suelos superficiales muy densos	1625	1056	1.54
		12.9 – 16.9	Kitr	Lutita poco alterada	2269	1474	1.54
		16.9 – 24.4		Lutita fresca	2458	1598	1.54
LS-03	5.29	0.0 – 0.8	Qcl/Sr	Depósitos/Suelos superficiales sueltos	365	153	2.38
		0.8 – 2.4		Depósitos/Suelos superficiales densos	625	284	2.20
		2.4 – 7.1	Kitr	Lutita alterada	1144	564	2.03
		7.1 – 25.5		Lutita poco alterada	2096	1137	1.84
		25.5 – 36.9		Lutita fresca	3048	1732	1.76
DH PP-271	6.625	0.0 – 3.0	Qcl	Depósitos/Suelos superficiales densos	475	225	2.11
		3.0 – 11.0		Depósitos/Suelos superficiales muy densos	1480	853	1.73
		11.0 – 15.0	Kiut	Arenisca poco alterada	1595	922	1.73
		15.0 – 18.0		Caliza poco alterada	1662	963	1.73
		18.0 – 24.0		Arenisca poco alterada	1749	1017	1.72
		24.0 – 26.0		Caliza poco alterada	1826	1061	1.72
26.0 – 28.0	Arenisca poco alterada	1864	1084	1.72			
DH PP-234A	6.76	0.0 – 4.0	Qcl	Depósitos/Suelos superficiales densos	1296	715	1.81
		4.0 – 7.0		Depósitos/Suelos superficiales muy densos	1386	772	1.80
		7.0 – 15.0	Kiut	Arenisca poco alterada	1583	896	1.77
		15.0 – 30.0		Lutita poco alterada	2189	1282	1.71
DH PP-234	6.63	0.0 – 2.0	Qcl	Depósitos/Suelos superficiales densos	596	262	2.27
		2.0 – 7.0		Depósitos/Suelos superficiales muy densos	1307	588	2.22
		7.0 – 11.0	Kiut	Areniscas alteradas	1533	718	2.13
		11.0 – 15.0		Areniscas poco alteradas	1666	811	2.05

Línea Sísmica/ Down-hole	Distancia (km)	Prof. (m)	Formación geológica asociada	Material	Vp (m/s) Promedio	Vs (m/s) Promedio	Vp/Vs
		15.0 – 30.0		Lutita poco alterada	1907	1028	1.86
LS-04	6.80	0.0 – 0.8	Qcl	Depósitos/Suelos superficiales sueltos	227	90	2.53
		0.8 – 3.0		Depósitos/Suelos superficiales densos	596	269	2.22
		3.0 – 9.4	Kiut	Lutita alterada	1186	588	2.02
		9.4 – 31.2		Lutita poco alterada	2220	1215	1.83
LS-05	7.70	0.0 – 0.8	Qcl	Depósitos/Suelos superficiales sueltos	233	93	2.50
		0.8 – 2.2		Depósitos/Suelos superficiales densos	578	259	2.23
		2.2 – 6.7	Kitr	Lutita alterada	1095	541	2.03
		6.7 – 24.0		Lutita poco alterada	2043	1104	1.85
		24.0 – 34.8		Lutita fresca	2992	1697	1.76
LS-06	8.40	0.0 – 1.0	Qcl	Depósitos/Suelos superficiales sueltos	234	93	2.52
		1.0 – 7.0		Depósitos/Suelos superficiales denso	594	267	2.22
		7.0 – 24.6	Kitr	Lutita alterada	1170	581	2.01
		24.6 – 47.1		Lutita poco alterada	2178	1183	1.84
LS-07	8.85	0.0 – 4.8	Qcl	Depósitos/Suelos superficiales sueltos	288	117	2.45
		4.8 – 17.1		Depósitos/Suelos superficiales denso	611	276	2.21
		17.1 – 37.3	Kitr	Lutita alterada	960	472	2.04
DH PP-011A	8.96	0.0 – 4.0	Qcl	Depósitos/Suelos superficiales sueltos	1549	694	2.23
		4.0 – 6.0		Depósitos/Suelos superficiales muy denso	1812	815	2.22
		6.0 – 21.0	Kitr	Limolita poco alterada	1817	826	2.20
		21.0 – 30.0		Lutita poco alterada	1935	893	2.17
LS-08	9.835	0.0 – 3.7	Qcl	Depósitos/Suelos superficiales sueltos	269	108	2.48
		3.7 – 19.3		Depósitos/Suelos superficiales densos	598	269	2.22
		19.3 – 58.5	Kis	Limolita alterada	1146	568	2.02
DH PP-019A	10.04	0.0 – 2.0	Sr	Depósitos/Suelos superficiales densos	702	313	2.24
		2.0 – 13.0	Kis	Lutita alterada	1343	638	2.10
		13.0 – 23.0		Lutita poco alterada	1511	796	1.90
LS-09	10.40	0.0 – 3.7	Qcl	Depósitos/Suelos superficiales sueltos	285	116	2.46
		3.7 – 11.7		Depósitos/Suelos superficiales densos	605	274	2.21

Línea Sísmica/ Down-hole	Distancia (km)	Prof. (m)	Formación geológica asociada	Material	Vp (m/s) Promedio	Vs (m/s) Promedio	Vp/Vs
		11.7 – 38.5	Kis	Lutita alterada	1054	519	2.03
LS-10	11.335	0.0 – 1.3	Qcl	Depósitos/Suelos superficiales sueltos	251	101	2.49
		1.3 – 3.9		Depósitos/Suelos superficiales densos	583	263	2.21
		3.9 – 21.6	Kih	Lutita alterada	1152	570	2.02
		21.6 – 30.3		Lutita poco alterada	1721	891	1.93
LS-11	11.70	0.0 – 1.0	Qcl	Depósitos/Suelos superficiales sueltos	249	100	2.49
		1.0 – 5.1		Depósitos/Suelos superficiales densos	662	305	2.17
		5.1 – 19.5	Kitr	Lutita alterada	1178	584	2.02
		19.5 – 31.8		Lutita poco alterada	1797	943	1.90
LS-12	12.40	0.0 – 1.2	Sr	Depósitos/Suelos superficiales sueltos	251	101	2.49
		1.2 – 5.9		Depósitos/Suelos superficiales densos	576	260	2.22
		5.9 – 25.0	Kgg	Lutita alterada	1133	562	2.02
		25.0 – 36.3		Lutita poco alterada	1689	874	1.93
LS-13	14.40	0.0 – 1.2	Sr	Depósitos/Suelos superficiales sueltos	239	96	2.48
		1.2 – 5.0		Depósitos/Suelos superficiales densos	611	276	2.21
		5.0 – 17.7	Kso	Lutita alterada	1168	579	2.02
		17.7 – 38.7		Lutita poco alterada	1972	1057	1.87
LS-14	14.93	0.0 – 0.7	Qcl	Depósitos/Suelos superficiales sueltos	238	94	2.53
		0.7 – 4.4		Depósitos/Suelos superficiales densos	546	244	2.24
		4.4 – 21.5		Depósitos/Suelos superficiales muy densos	1100	543	2.03
		21.5 – 41.2	Kgg	Arenisca poco alterada	1963	1051	1.87
LS-15	16.34	0.0 – 3.7	Sr	Depósitos/Suelos superficiales sueltos	269	108	2.49
		3.7 – 11.0		Depósitos/Suelos superficiales densos	522	231	2.26
		11.0 – 30.0	Pgh	Arcillolita alterada	928	452	2.05
		30.0 – 43.7		Arenisca alterada	1334	664	2.01
		43.7 – 57.5		Arenisca poco alterada	1790	932	1.92
LS-16	17.75	0.0 – 3.0	Qcl	Depósitos/Suelos superficiales sueltos	246	99	2.50
		3.0 – 11.0		Depósitos/Suelos superficiales densos	606	273	2.22

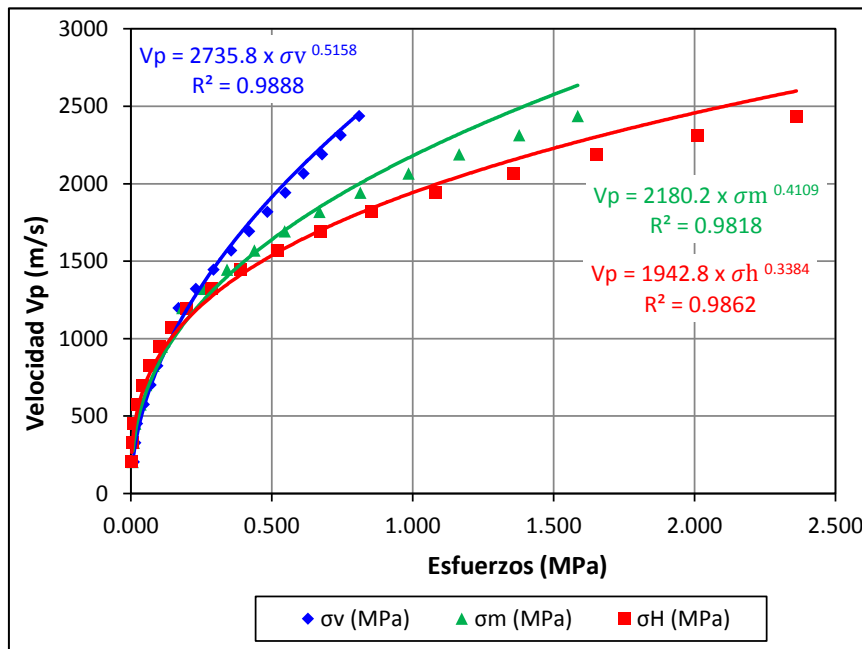
Línea Sísmica/ Down-hole	Distancia (km)	Prof. (m)	Formación geológica asociada	Material	Vp (m/s) Promedio	Vs (m/s) Promedio	Vp/Vs
		11.0 – 35.7	Pgh	Arenisca alterada	1170	579	2.02
		35.7 – 46.9		Arenisca poco alterada	1785	932	1.91
LS-17	18.30	0.0 – 3.1	Sr	Depósitos/Suelos superficiales sueltos	250	100	2.50
		3.1 – 11.3		Depósitos/Suelos superficiales densos	598	269	2.22
		11.3 – 36.8	Pgh	Arenisca alterada	1143	565	2.02
		36.8 – 48.4		Arenisca poco alterada	1738	909	1.91
DH PP-315	21.365	0.0 – 5.0	Sr	Depósitos/Suelos superficiales densos	638	307	2.08
		5.0 – 10.0		Depósitos/Suelos superficiales muy densos	814	401	2.03
		10.0 – 24.0	Pgs	Limolita/Arenisca en matriz arcillo limosa (Conglomerado alterado)	1040	540	1.93
		24.0 – 27.0		Limolita/Arenisca en matriz arcillo limosa (Conglomerado poco alterado)	1619	876	1.85
		27.0 – 30.0		Arenisca poco alterada	1911	1050	1.82
DH PP-319	21.52	0.0 – 1.0	Sr	Depósitos/Suelos superficiales sueltos	300	130	2.30
		1.0 – 3.0		Depósitos/Suelos superficiales densos	614	309	1.99
		3.0 – 7.0	Pgs	Arcillolita alterada	776	402	1.93
		7.0 – 9.0		Arenisca alterada	998	534	1.87
		9.0 – 12.0		Arcillolita alterada	1242	683	1.82
		12.0 – 16.0		Arcillolita poco alterada	1563	895	1.75

Qcl: Depósitos coluviales
 Qal: Depósitos aluviales
 Sr: Suelos residuales
 Kitr: Formación Trincheras
 Kiut: Formación Útica
 Kis: Formación Socotá
 Kih: Formación Hilo
 Kso: Grupo Olini
 Kic: Capotes
 Kgg: Grupo Guaguaquí
 Pgh: Formación Hoyón
 Pgs: San Juan de Río Seco

3.6 Estudio teórico de la anisotropía inducida por los esfuerzos de terreno

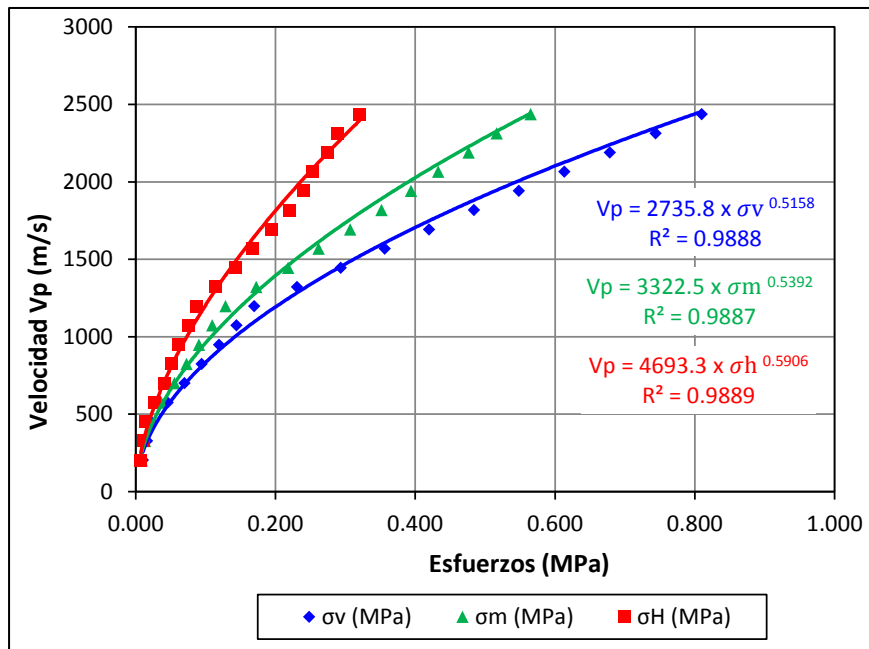
Una vez establecidos los modelos se procedió a hacer un ejercicio teórico, el cual consistió en evaluar la anisotropía inducida por esfuerzos del terreno a partir de las relaciones propuestas por Santamarina et al., 2001 (ver numeral 1.9). La relación se estableció entre las velocidades de onda medidas in-situ y los esfuerzos litostáticos calculados según la metodología establecida. A partir de los exponentes de la relación V_p ó V_s vs esfuerzos en el terreno, se puede establecer el predominio de alguna dirección particular en el estado de esfuerzos. En la Figura 3-21 y Figura 3-22 se presenta la relación entre la velocidad de onda de compresión V_p con los esfuerzos litostáticos calculados a partir del modelo de Sheorey (1994) y en condición de reposo, para ensayos geofísicos como líneas de refracción sísmica y down-hole (Ver Figura 3-23 y Figura 3-24).

Figura 3-21 Relación entre velocidades de onda V_p (m/s) con esfuerzos litostáticos (MPa), condición modelo de Sheorey – LS-02 (3.44 km) (elaboración propia)



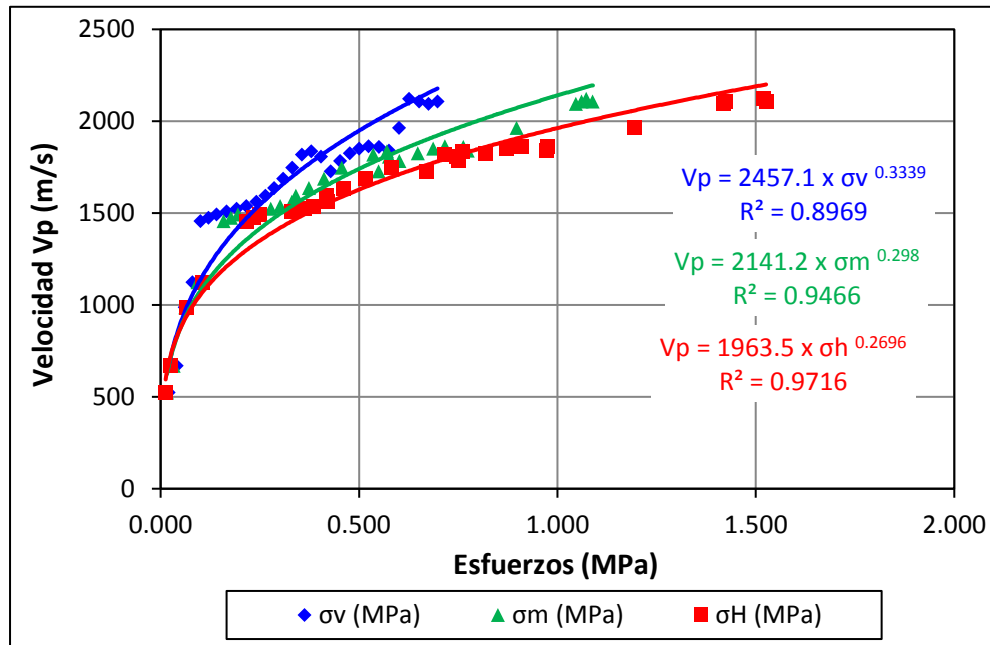
σ_v : esfuerzo vertical; σ_m : esfuerzo horizontal menor; σ_H : esfuerzo horizontal mayor

Figura 3-22 Relación entre velocidades de onda V_p (m/s) con esfuerzos litostáticos (MPa), condición en reposo – LS-02 (3.44 km) (elaboración propia)



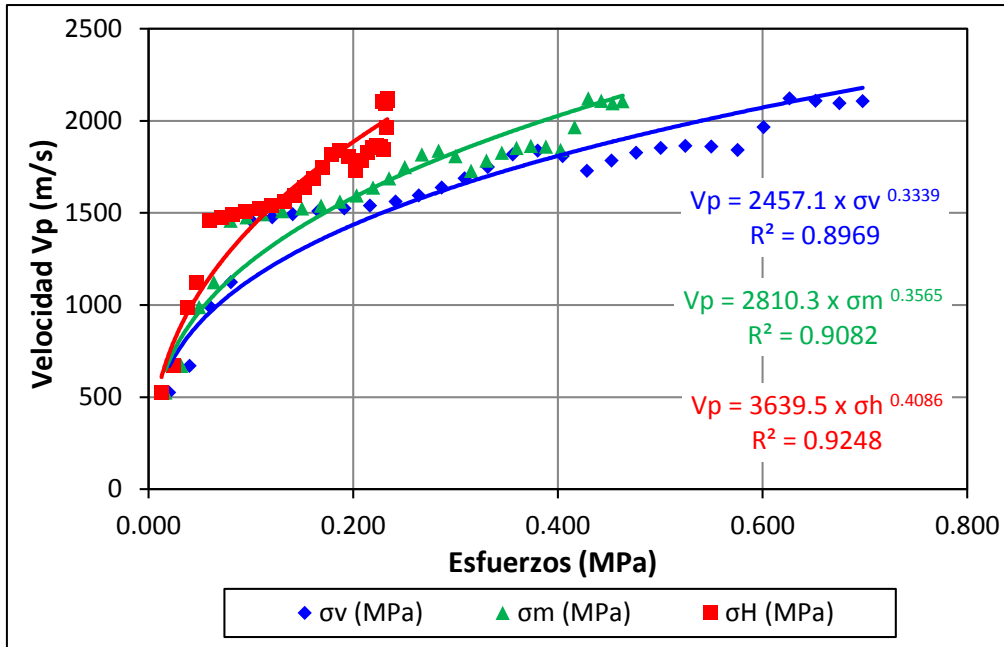
σ_v : esfuerzo vertical; σ_m : esfuerzo horizontal menor; σ_H : esfuerzo horizontal mayor

Figura 3-23 Relación entre velocidades de onda V_p (m/s) con esfuerzos litostáticos (MPa), condición modelo de Sheorey – DH-PP 234 (6.63 km) (elaboración propia)



σ_v : esfuerzo vertical; σ_m : esfuerzo horizontal menor; σ_H : esfuerzo horizontal mayor

Figura 3-24 Relación entre velocidades de onda V_p (m/s) con esfuerzos litostáticos (MPa), condición en reposo – DH-PP 234 (6.63 km) (elaboración propia)



σ_v : esfuerzo vertical; σ_m : esfuerzo horizontal menor; σ_H : esfuerzo horizontal mayor

Las dos condiciones que se estudiaron buscan evaluar los estados de esfuerzos actuales de las laderas y una condición teórica en reposo. Además de esto, las figuras muestran dos escenarios, uno representado por ensayos de down-hole que muestra comportamientos menos uniformes a los encontrados por medio de los ensayos de líneas de refracción sísmica.

Un mayor exponente representa una mayor influencia del esfuerzo actuante en la dirección de movimiento de la partícula es decir que el esfuerzo actuante (producido por la onda generada) en la dirección del movimiento de la partícula tiene mayor efecto sobre la velocidad de propagación que el esfuerzo en la dirección de propagación (Santamarina et al., 2001). A partir de lo anterior, se podría interpretar que un mayor exponente en las ecuaciones, muestra hacia qué dirección se mueven más fácilmente las partículas, lo que permite inferir que en la otra dirección es donde están las partículas más apretadas o hay mayor concentración de esfuerzos lo cual se podría asociar a que en esta dirección se encuentra el esfuerzo predominante o mayor. Este análisis teórico y/o conceptual se hace con el fin de identificar cual es el fuerza predominante en el corredor de estudio.

Los bajos valores de los exponentes pueden deberse a la poca rugosidad o angulosidad de los contactos entre partículas (Santamarina y Casante, 1998; citado en Santamarina et al., 2001).

De acuerdo con lo anterior y al análisis presentado en el Anexo F-6, se encontró que en una condición teórica de reposo, el esfuerzo predominante es el vertical, lo que refleja en teoría un proceso unidimensional de deformaciones (considerando deformaciones horizontales nulas y solo considera que las deformaciones son verticales) que se genera básicamente por un estado de esfuerzos geoestáticos. Por el contrario cuando se analiza la condición actual del corredor utilizando el modelo de Sheorey (1994) muestra que los esfuerzos horizontales son los que predominan, lo cual refleja de forma general el cálculo de los estados de esfuerzos aplicando la metodología propuesta en este trabajo.

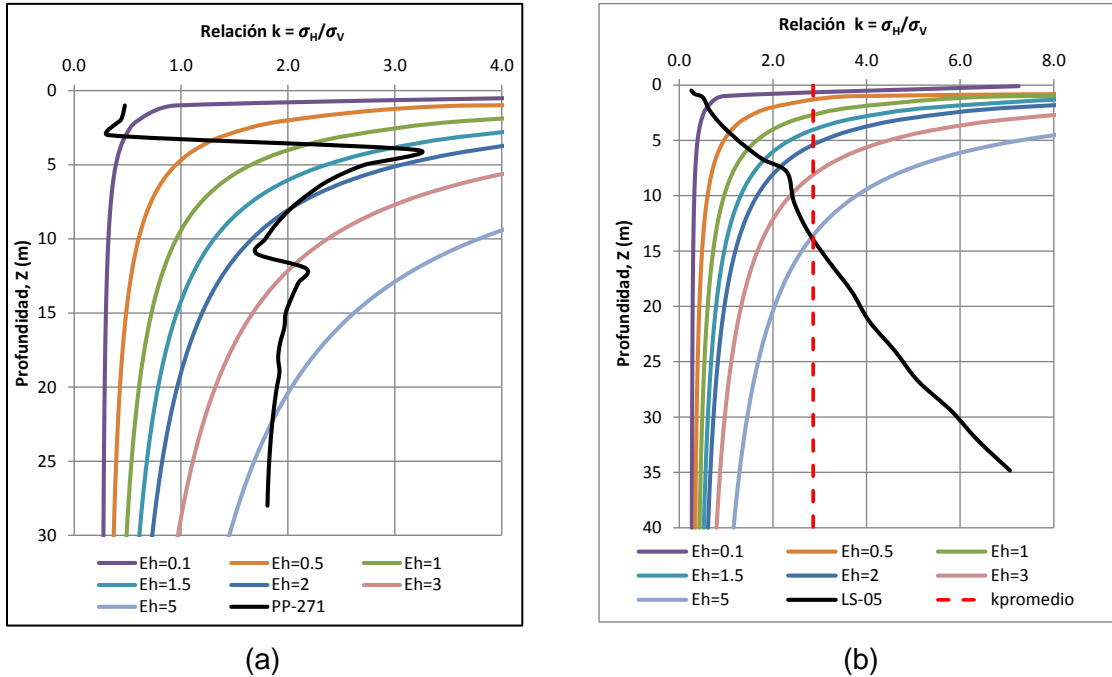
Es importante aclarar que cuando se calcula el módulo de Young (E) a partir de la velocidad de onda que viaja en el material se tiene en cuenta implícitamente la anisotropía dado el volumen involucrado y la alta anisotropía del medio donde se ejecuta la prueba.

3.7 Determinación de los estados de esfuerzos

Una vez obtenido el módulo de deformación dinámico del macizo y ajustado al módulo estático en laboratorio, se procedió a determinar la relación entre el esfuerzo vertical y el esfuerzo horizontal (k) haciendo uso de la propuesta planteada por Sheorey (1994). Con el fin de estimar el esfuerzo horizontal en función del esfuerzo vertical que tal como se mencionó el Capítulo 1, se asume como uno de los esfuerzos principales debido a la carga litostática. En el Anexo F-1 se presenta el módulo de elasticidad (E_h) empleado para cada sitio de análisis, el cual varía en profundidad para el cálculo de la relación k .

En la Figura 3-25 se presenta la variación de k en profundidad obtenida haciendo uso de la expresión propuesta por Sheorey (1994) (ver ecuación (1-37)). Allí también se ilustra el comportamiento de la variación de k respecto a las dos técnicas utilizadas. Es importante resaltar que utilizando la técnica de refracción sísmica en los primeros metros el comportamiento no es el esperado según lo observado en la literatura, dado que superficialmente se encuentran los depósitos y suelos, los cuales pueden presentar valores de k de gran orden de magnitud o de condición en reposo.

Figura 3-25 Variación de la relación k en profundidad. (a) Relación k obtenida con la técnica de down-hole para el sondeo PP-271, (b) Relación k obtenida con la técnica de Refracción Sísmica para la línea de refracción sísmica LS-05 (elaboración propia)



Eh: Módulo de Young horizontal en GPa

De la Figura 3-25 (a) se puede ver que en la técnica de down-hole muestra con mayor resolución el perfil de suelo que se encuentra, siendo posible inferir que en los primeros 5.0 m hay un material tipo suelo de consistencia/compacidad media, posteriormente hasta los 10.0 m se encuentra un material de mayor rigidez y finalmente se presenta el macizo rocoso; mostrando una tendencia o un valor promedio de k igual a 2 aproximadamente.

Por otro lado, en la Figura 3-25 (b) se observa que la relación k aumenta en profundidad, con un valor promedio de k igual a 2.8. La técnica refleja la hipótesis que involucra, al suponer que el material aumenta de rigidez en profundidad;

Aunque las figuras mostradas son para dos sitios diferentes, reflejan las suposiciones que cada técnica adopta, siendo claro decir que el down-hole muestra mayor resolución que la línea de refracción sísmica. A pesar de esto, se observó que la técnica de refracción sísmica permite obtener valores razonables de estados de esfuerzos, de acuerdo con lo analizado en este trabajo.

En la Tabla 3-8 se estima la relación k para los estados de esfuerzos máximos encontrados en varios puntos del corredor en estudio.

Tabla 3-8 Estimación de la relación k y los estados de esfuerzos en varios puntos del corredor en estudio (elaboración propia)

Línea Sísmica/ down-hole	Distancia (km)	Profundidad (m)	σ_v (MPa)		σ_h (MPa)		$k = \sigma_{v_{\max}}/\sigma_{h_{\max}}$
			Prom	Máx	Prom	Máx	
LS-01	0.00	32.4	0.30	0.78	0.77	3.02	3.86
PP-166	2.135	28.0	0.31	0.66	0.38	1.08	1.64
PP-168	2.21	25.0	0.25	0.54	0.30	1.27	2.35
PP-200	2.36	30.0	0.32	0.68	0.77	2.25	3.31
PP-198 A	2.56	30.0	0.35	0.73	1.04	3.13	4.28
LS-02	3.44	33.4	0.31	0.81	0.62	2.36	2.92
PP-138	4.14	24.4	0.25	0.51	1.12	2.24	4.37
LS-03	5.29	36.9	0.34	0.90	1.61	6.34	7.06
PP-271	6.625	28.0	0.31	0.65	0.59	1.18	1.81
PP-234 A	6.76	30.0	0.36	0.70	1.08	2.69	3.82
PP-234	6.63	30.0	0.35	0.70	0.66	1.53	2.19
LS-04	6.80	31.1	0.29	0.75	0.93	3.73	4.97
LS-05	7.70	34.8	0.32	0.85	1.49	5.97	7.06
LS-06	8.40	47.1	0.56	1.16	1.00	3.74	3.21
LS-07	8.85	37.2	0.35	0.91	0.13	0.38	0.42
PP-11 A	8.96	30.0	0.38	0.75	0.68	1.26	1.69
LS-08	9.835	58.4	0.58	1.46	0.25	0.77	0.53
PP-19 A	10.04	23.0	0.29	0.56	0.38	0.61	1.08
LS-09	10.40	38.5	0.36	0.94	0.16	0.50	0.53
LS-10	11.335	30.3	0.27	0.73	0.28	1.02	1.40
LS-11	11.70	31.8	0.29	0.77	0.34	1.32	1.72
LS-12	12.40	36.2	0.34	0.88	0.29	1.03	1.16
LS-13	14.40	38.6	0.36	0.94	0.56	2.20	2.33
LS-14	14.93	41.2	0.45	1.01	0.64	2.37	2.35
LS-15	16.34	57.5	0.69	1.44	0.47	1.53	1.06
LS-16	17.75	46.9	0.56	1.16	0.42	1.41	1.22
LS-17	18.30	48.4	0.58	1.20	0.41	0.41	0.34
PP-315	21.365	30.0	0.35	0.71	0.31	1.15	1.62
PP-319	21.52	16.0	0.19	0.38	0.26	0.95	2.52

Como se ha venido mencionando a lo largo de este documento la relación entre los esfuerzos horizontales y verticales (k) se encontró mediante la expresión propuesta por Sheorey (1994) (ver ecuación (1-37)), obteniendo como resultado valores de k entre 0.34 y 7.06, con un valor promedio de 2.51 y una mediana de 2.19, considerando todos los datos del corredor.

En la Figura 3-26 y Figura 3-27 se presenta los estados de esfuerzos encontrados a través de los 22 km de corredor en estudio. A 30.0 m de profundidad se tienen esfuerzos verticales del orden de 1.0 MPa y esfuerzos horizontales hasta de 4.5 MPa.

Figura 3-26 Esfuerzos verticales en el corredor de estudio (MPa) (elaboración propia)

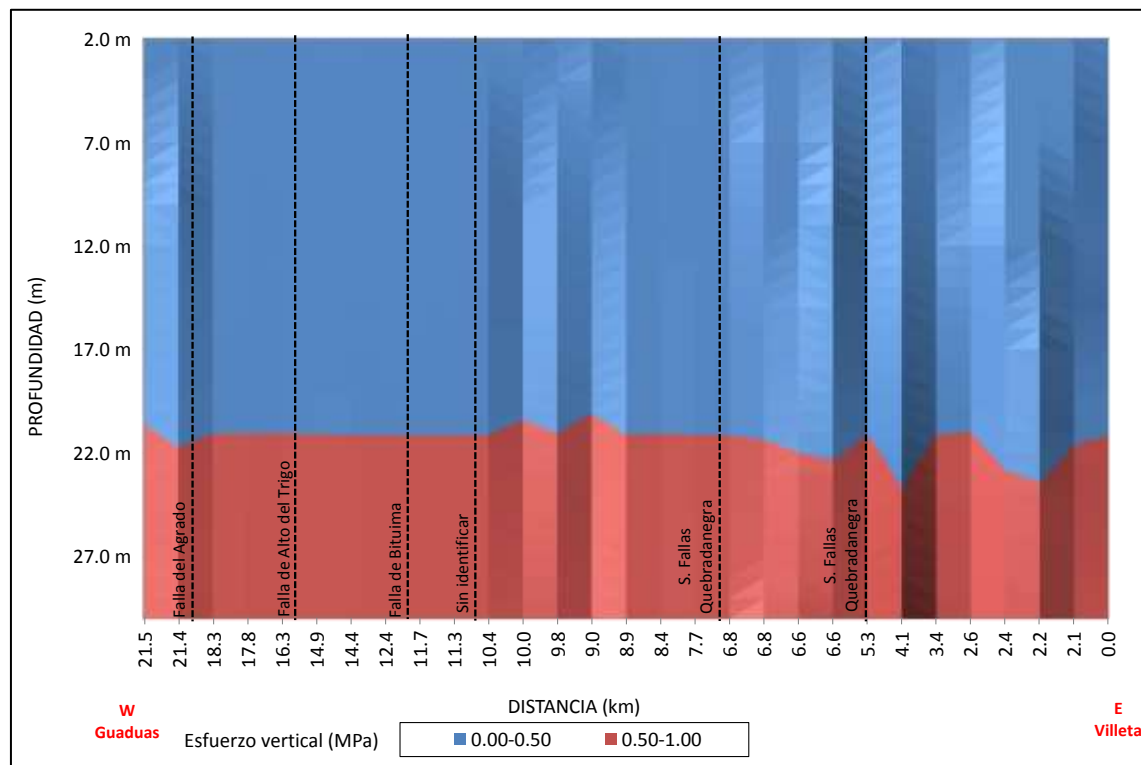
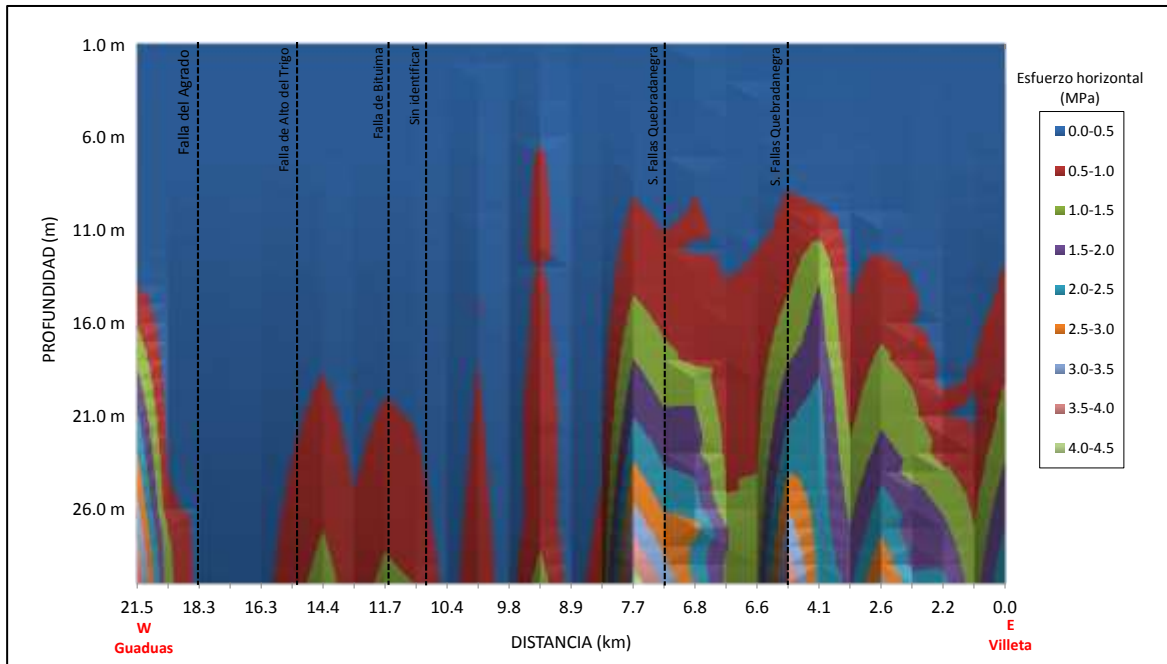


Figura 3-27 Esfuerzos horizontales en el corredor de estudio (MPa) (elaboración propia)



Con el fin de cotejar los resultados reportados en la literatura internacional (Brown y Hoek, 1978; y Kang et al., 2010 (ver numeral 1.5.3)), se determinó una expresión que representará la variación de k en profundidad a partir del proceso metodológico aplicado en este trabajo, cuya expresión la representa la Ecuación (3-2).

$$k = 0.72/Z + 1.57 \tag{3-2}$$

En la Figura 3-28 se presenta esta relación, en la cual se observa una tendencia similar a las reportadas en la literatura, encontrando un valor en profundidad de 1.57.

Figura 3-28 Variación de k en profundidad datos DH y LRS (Corredor de estudio)
(elaboración propia)

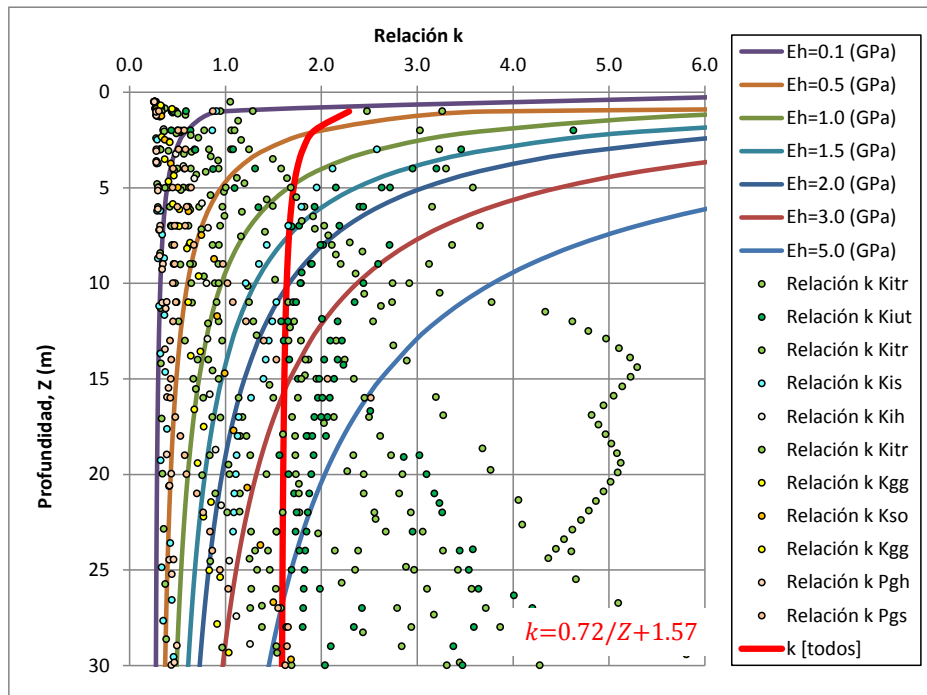


Figura 3-29 Variación de k en profundidad datos LRS (corredor de estudio)
(elaboración propia)

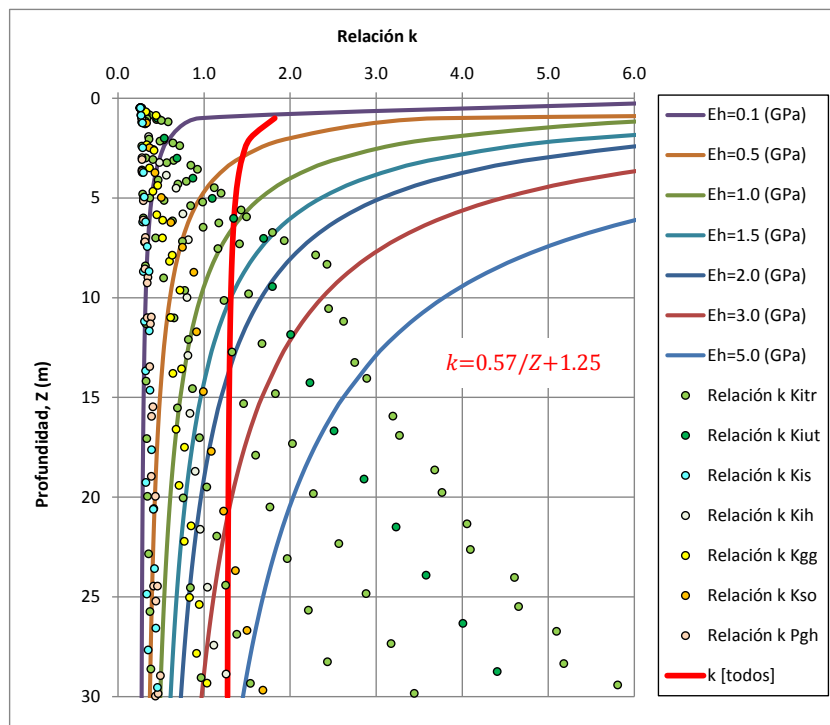
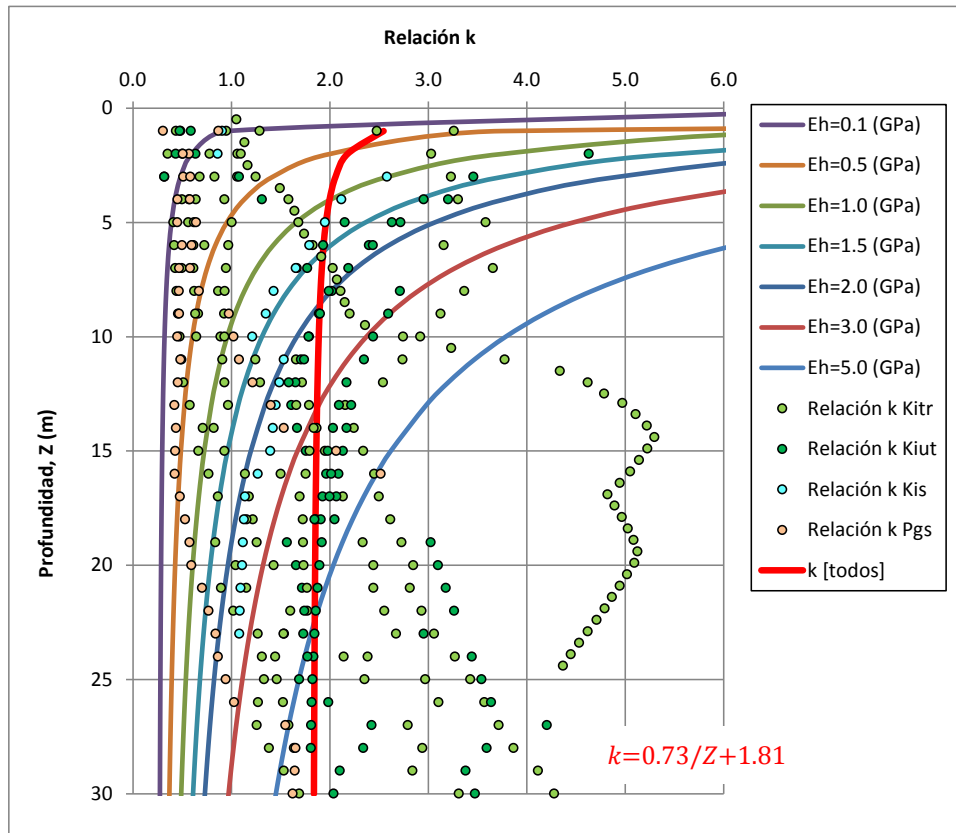


Figura 3-30 Variación de k en profundidad datos DH (corredor de estudio) (elaboración propia)



La tendencia obtenida muestra la relación k que podría ser tenida en cuenta o que se puede llegar a presentar durante el desarrollo de los proyectos de ingeniería. Es de conocimiento que para proyectos de infraestructura vial no se hacen mediciones de estados de esfuerzos, siendo necesario en muchas ocasiones recurrir a relaciones empíricas de esfuerzos, es por esta razón que en el capítulo 4 de este documento, se presenta una metodología para estimar los estados de esfuerzos considerando las condiciones particulares de cada sitio.

4. Análisis de resultados

A continuación se presenta la interpretación de algunos resultados obtenidos en el procesamiento de los ensayos de campo y laboratorio, para posteriormente plantear la propuesta metodológica para estimar los estados de esfuerzos.

4.1 Estudio de la exploración

En este capítulo se exponen algunas observaciones relevantes sobre los resultados de exploración y laboratorio, y de los análisis realizados sobre estos.

De los resultados del RQD se puede concluir que la intensa actividad tectónica de la zona y la incidencia de los sistemas de fallas compresionales que imperan en la región, fracturan las unidades geológicas. Por lo tanto, se puede decir que la calidad regular de los macizos rocosos en la formación Trincheras (Kitr) y Socotá (Kis) se puede deber a un comportamiento dúctil del material por el predominio de rocas de tipo arcilloso y lodoso, las cuales pueden absorber gran cantidad de energía elástica y la transformar en deformaciones (formando pliegues, otras geoformas y estructuras mayores). Por otro lado, las demás formaciones pueden asociarse a un comportamiento frágil ya que muestran valores de RQD bajos asociados a macizos rocosos de mala calidad, es decir que ya se habría liberado la energía de deformación almacenada.

El peso unitario de los materiales refleja en cierta medida la composición mineralógica y la distribución de los poros de una muestra de roca. Aunque en los análisis de la información, no se observa diferencias tan notorias, si se ve que las formaciones con predominio de partículas más finas tipo arcillas y limos son más densas que las rocas con partículas tipo arena, como consecuencia de la interacción y acomodamiento entre partículas.

De la relación de Poisson estática obtenida en laboratorio se puede ver la gran dispersión de los datos, sin encontrar una tendencia en una formación geológica en particular. El

valor promedio refleja relaciones con materiales de consistencia o compacidad media a densa.

En cuanto a la resistencia de los materiales, se encontró que para la formación Trincheras (Kitr) se obtuvo un valor medio de resistencia a la compresión simple de 6.77 MPa, inferior a todas las demás formaciones, lo cual refleja la poca resistencia de estos materiales. Si se tiene en cuenta que por los ciclos de humedecimiento y secado, el material puede perder hasta un 70% de su resistencia (Torres, 2011) se obtendría un valor de 2.0 MPa, muy cercano al límite superior de la resistencia de los suelos, y al liberarse los esfuerzos por desconfinamiento, particularmente el esfuerzo horizontal, se podría inducir mecanismos de falla asociados a liberación de energía almacenada, proceso conocido como falla progresiva (Bjerrum, 1967; citado por Torres, 2011).

Del análisis realizado con las dos técnicas de exploración geofísica, se encontró que a pesar de llevar a resultados similares, las velocidades de onda muestran distribuciones más uniformes con la técnica de down-hole que con las Líneas de Refracción Sísmica. Las velocidades de onda de compresión V_p exhiben valores máximos entre 2000 a 3000 m/s a 30.0 m de profundidad para ambas técnicas.

Dentro de la evaluación de la relación V_p/V_s a lo largo del corredor, se pudo identificar que las técnicas influyen en dicha relación. Utilizando la técnica de down-hole se obtiene rangos menores entre las relaciones de las velocidades de los materiales superficiales y los profundos que los obtenidos con la técnica de refracción sísmica. Es posible inferir que en materiales tipo suelos o rocas muy alteradas la relación podría ser mayor que el doble y en macizos rocosos más competentes esta relación es inferior a 2, lo cual confirma que una buena aproximación en la práctica sigue siendo la relación V_p/V_s igual a 2.

El estudio de la anisotropía inducida por los esfuerzos del terreno se evaluó para una condición en reposo (K_{ONC}) y otra en condición actual utilizando el modelo de Sheorey (1994). Concluyendo bajo la primera condición que el esfuerzo predominante es el esfuerzo vertical, indicando que la energía se encuentra almacenada y los estados de esfuerzos en estado activo, por el contrario evaluando la condición actual y calculada a partir del modelo de Sheorey (1994) se encontró que el esfuerzo que predomina es el horizontal, lo cual refleja que parte de la energía aún no ha sido liberada y se encuentran

estados de esfuerzos remanentes. Parte de la energía almacenada ya ha sido liberada según el comportamiento frágil o dúctil de material rocoso, es decir fracturándose o deformándose según el tipo de roca.

Bajo un escenario en reposo, los esfuerzos horizontales tienen mayor incidencia en las velocidades de onda (de un medio sometido a un esfuerzo de confinamiento de 1 MPa) que los esfuerzos verticales, encontrando una anisotropía entre 8% y 58%, hallando los mayores valores en los primeros nueve kilómetros con un promedio del 39% y en el resto del corredor valores inferiores, con un promedio de 35%, aunque no hay una diferencia notoria dado que las demás formaciones están intercaladas con rocas de tipo arcilloso.

Por otro lado, las velocidades de onda producen un movimiento en las partículas, lo cual se refleja en un mayor exponente en el estudio teórico realizado ya que el esfuerzo actuante en la dirección del movimiento de la partícula tiene un mayor efecto ($> \eta$ ó β ; ver numeral 1.9) sobre la velocidad de propagación que sobre el esfuerzo del terreno en la dirección de la propagación de la onda.

Finalmente, la relación k encontrada expresa que difiere con la normalmente considerada en los estudios de consultoría, dado que para un análisis de una estructura subterránea se considera en algunas ocasiones condición en reposo, con coeficientes k_{ONC} entre 0.20 a 0.80 (ángulos de fricción de 10° y 50°) desconociendo posibles estados de esfuerzos remanentes o energía potencial almacenada que podrían llegar a liberarse durante y post construcción, y que decir de las excavaciones a cielo abierto en donde nunca se ha considerado la medición de estados de esfuerzos. En este trabajo final de maestría se propone una metodología para determinar de forma aproximada los estados de esfuerzos in-situ.

4.2 Planteamiento de la metodología para determinación de estados de esfuerzos in-situ de los macizos rocosos

Como se ha mencionado las formaciones geológicas en el corredor vial proyectado entre las poblaciones de Villeta y Guaguas en el departamento de Cundinamarca se encuentran sometidas a tensiones naturales como consecuencia de la historia de procesos tectónicos y demás acciones descritas en el Capítulo 2. Debido a la energía

almacenada en las formaciones geológicas, los macizos rocosos pueden liberarla de distintas maneras, entre las que se destacan los sismos, fallas geológicas, estallido de rocas, fracturas y deformaciones en excavaciones superficiales y profundas.

La estabilidad de los cortes a cielo abierto y excavaciones profundas dependen en gran medida de la magnitud y orientación de los esfuerzos in-situ de los macizos rocosos. Adicionalmente este trabajo final busca evaluar otro mecanismo de falla de los taludes, aparte de los cinemáticos ampliamente conocidos, el cual consiste en determinar los esfuerzos en los macizos rocosos (indirectamente la energía de deformación almacenada) a partir de las velocidades de onda medidas mediante la aplicación de técnicas geofísicas. *Existen prácticas y procedimientos metodológicos para determinar los esfuerzos en un talud sin embargo estos son complejos en su ejecución y costosos en su aplicación, por tal razón no han resultado atractivos para la implementación en proyectos de corredores lineales.*

La metodología propuesta en este trabajo final, generalmente no hace parte de las metodologías de análisis de susceptibilidad por procesos de remoción en masa comúnmente aplicadas, dado que ésta metodología busca determinar los estados de esfuerzos en las formaciones geológicas, teniendo en cuenta que estos estados de esfuerzos y sobre todo los cambios en los mismos (producto de los procesos durante la construcción de obras de ingeniería) pueden generar nuevas condiciones de susceptibilidad a deslizamientos y procesos de degradación de los macizos rocosos.

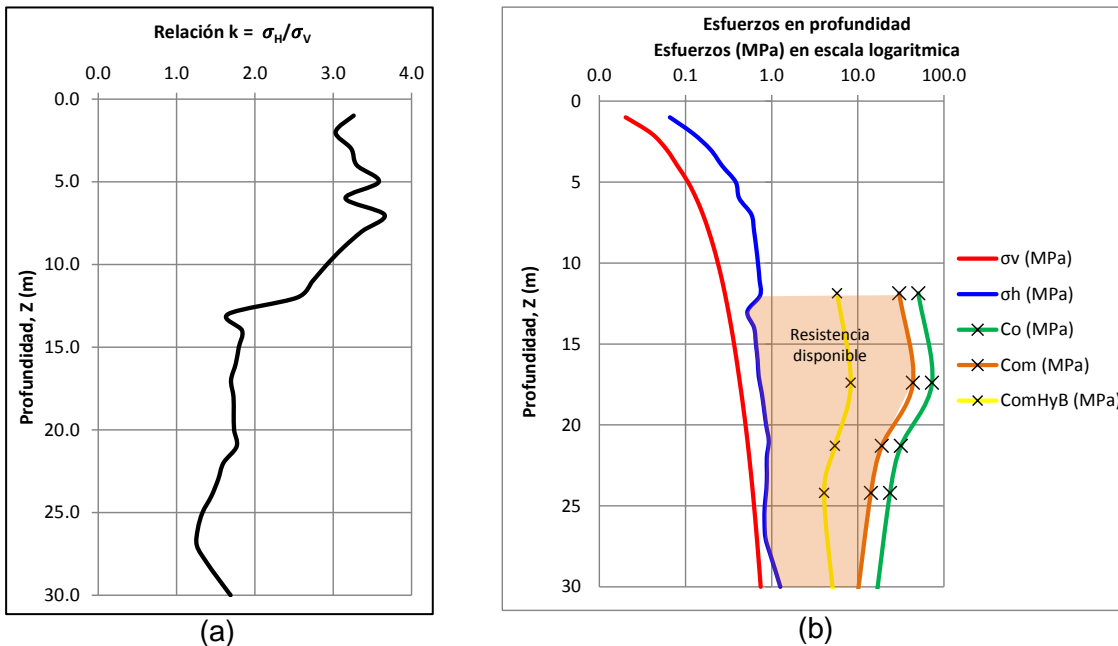
Como consecuencia del análisis tectónico regional se determinó que la zona de estudio, en general, es de régimen compresivo, evidenciado fallas de tipo inverso o de cabalgamiento, así como sinclinales distribuidos sistemáticamente en el área; según esto se esperaba que los esfuerzos en la dirección horizontal fueran mayores que los esfuerzos en la dirección vertical. De acuerdo con lo anterior, se calculó la relación de esfuerzos k y se estimaron los esfuerzos horizontales, asumiendo que el esfuerzo vertical es básicamente producto de la carga litostática presente en cada sector de análisis.

Una vez determinado el estado de esfuerzos, se hizo un análisis comparativo entre la resistencia estimada del macizo rocoso en relación con el esfuerzo que predomine en el sector de análisis. La diferencia entre estos valores, asumiendo que son representativos de los materiales que constituyen las formaciones geológicas y sus condiciones

estructurales, se podría interpretar como la resistencia disponible (entendiéndose como la diferencia entre la resistencia in-situ del macizo rocoso y el esfuerzo predominante) frente a una eventual descarga (liberación de energía) inducida por el descofinamiento generado por los cortes que se construyan en las laderas del corredor vial.

En la Figura 4-1(a) se presenta la evaluación de la relación de esfuerzos horizontal y vertical (k), en materiales asociados a la formación trincheras (Kitr), en donde se observa la variabilidad de dicho factor con profundidad; a partir del esfuerzo vertical debido a la carga litostática, se evalúa el esfuerzo horizontal, los cuales son presentados en la Figura 4-1(b).

Figura 4-1 (a) Relación de esfuerzos k . (b) Esfuerzos verticales, horizontales y resistencia del material y del macizo rocoso. Down-hole PP-11A (elaboración propia)



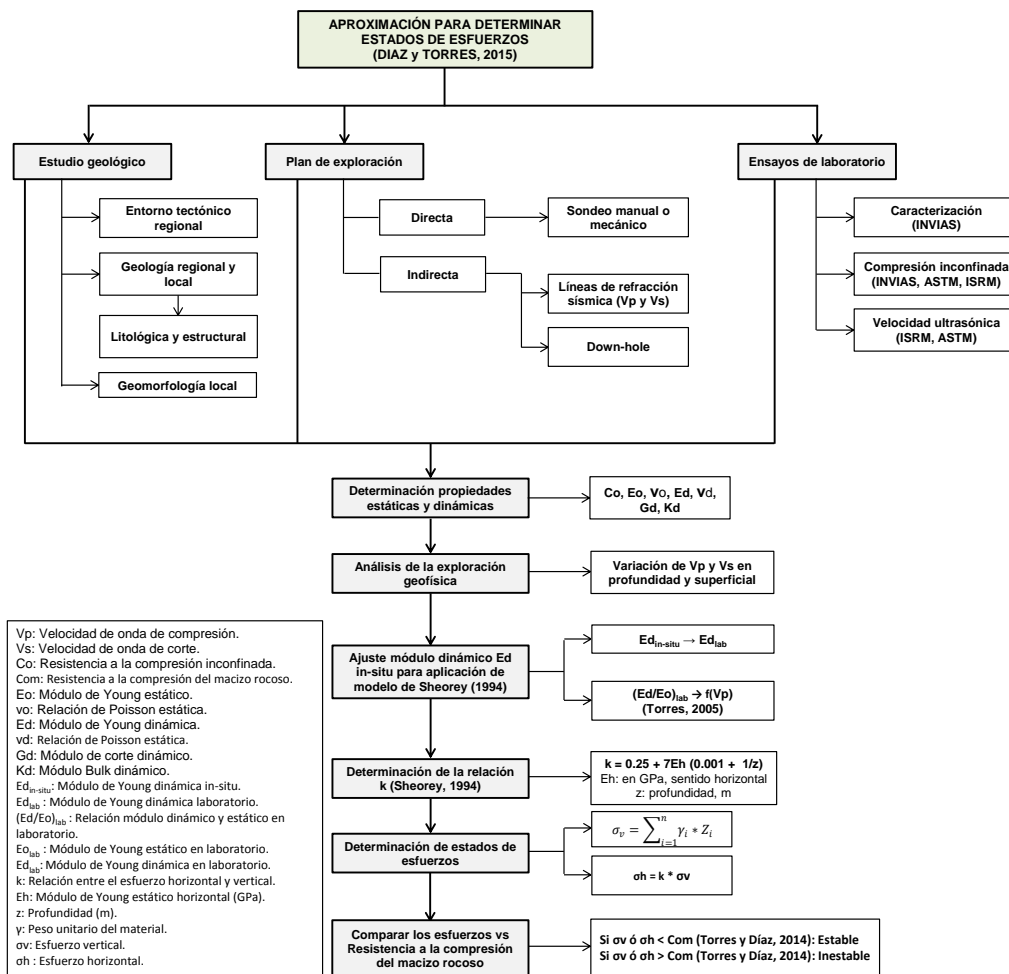
Co: Resistencia a la compresión inconfiada del material rocoso
 Com: Resistencia estimada a la compresión inconfiada del macizo rocoso
 ComHyB: Resistencia estimada a la compresión inconfiada del macizo rocoso, envolvente de Hoek y Brown

En la Figura 4-1(b) se incluyó el valor de la resistencia a la compresión simple del macizo rocoso, calculada considerando un factor de reducción de resistencia a la compresión inconfiada del material rocoso (40% para materiales rocosos de tipo arcilloso y 60% para macizos rocosos de tipo arenoso; Torres 2005 y 2011), indicando claramente la diferencia entre dicho valor y el esfuerzo principal mayor, el cual puede ser horizontal o

vertical según la variabilidad del material y la condición tensional de los macizos en cada uno de los sitios en el sector de estudio. El área comprendida entre la resistencia del macizo y los esfuerzos in-situ, se plantea en este trabajo, como una medida de la *resistencia disponible*, que a su vez puede verse drásticamente reducida por ciclos de carga – descarga (fase constructiva) y humedecimiento – secado (fase operativa), y a largo plazo según lo expuesto por Torres (2011).

Con el fin de poder ofrecer una herramienta comparativa para evaluación de corredores viales, Díaz y Torres (2015) plantean una propuesta metodológica inédita la cual se basa en la resistencia reducida de los materiales rocosos y su estado tensional in-situ. En la Figura 4-2 se presenta el algoritmo conceptual de la metodología para determinar de forma aproximada los estados de esfuerzos en un punto del corredor.

Figura 4-2 Modelo conceptual de la metodología propuesta (elaboración propia)



Una vez estimados los esfuerzos in-situ se procedió a establecer una relación entre estos y la geología lito-estratigráfica y estructural, y la geomorfología a través del corredor, la cual se muestra en la

Figura 4-3 y Figura 4-4. Para mayor resolución estas figuras son incluidas en el anexo G.

Figura 4-3 Relación entre el RQD y la resistencia a la compresión inconfiada y la geología (lito-estratigráfica y estructural) y geomorfología (elaboración propia)

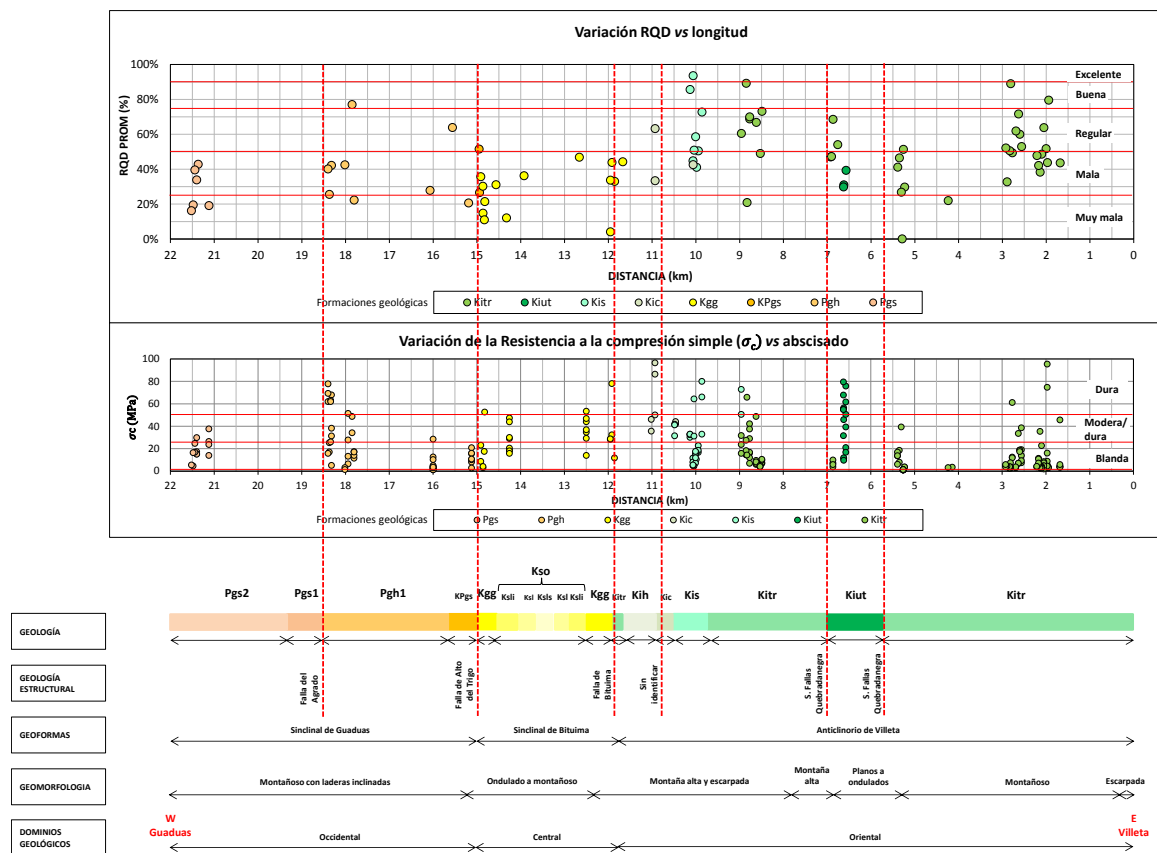
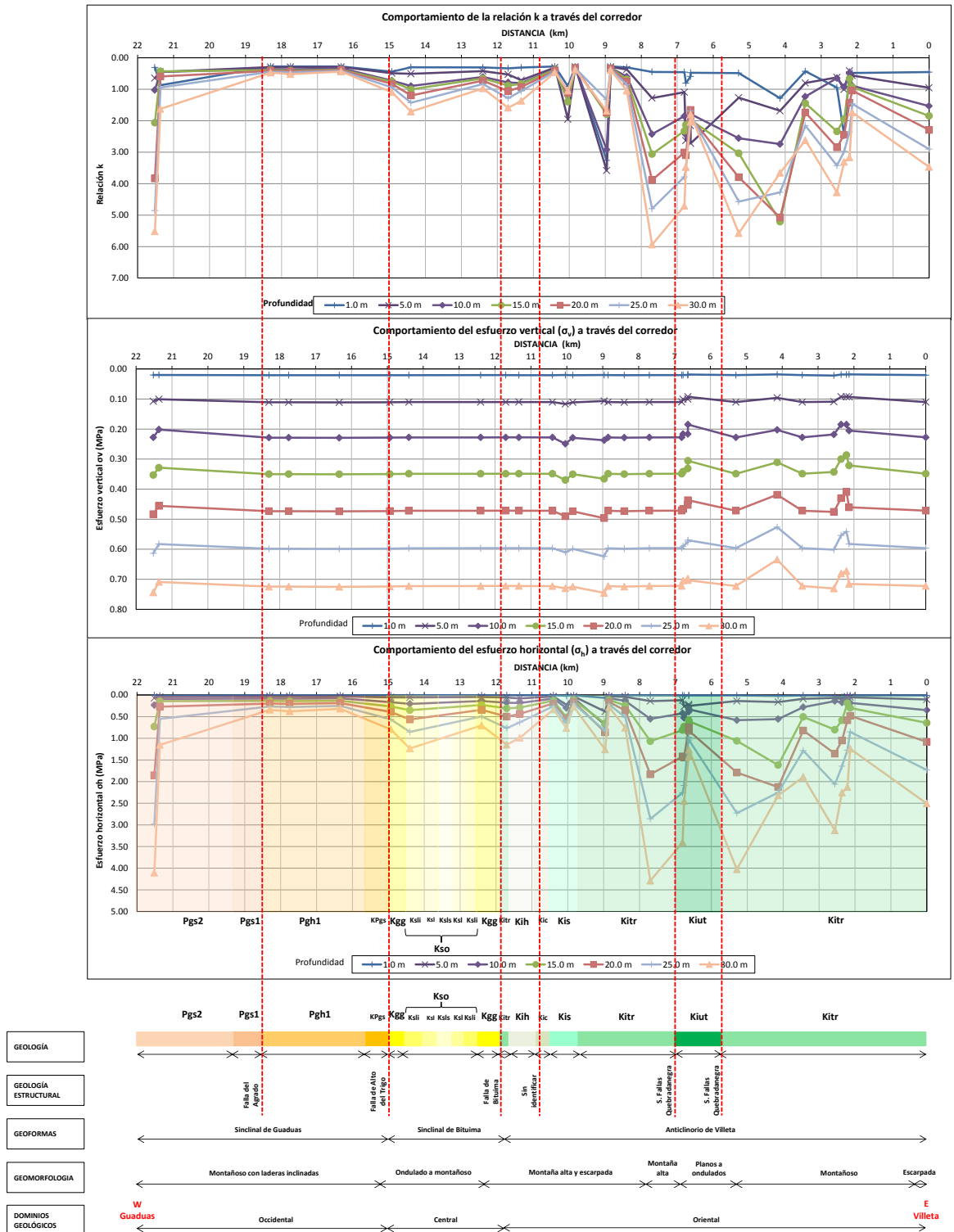


Figura 4-4 Relación entre los esfuerzos verticales y horizontales encontrados aplicando la metodología planteada y la geología (lito-estratigráfica y estructural) y geomorfología (elaboración propia)



De la Figura 4-3 y Figura 4-4 se puede observar que en los primeros nueve kilómetros (9.0 km) del corredor donde aflora la formación Trincheras principalmente se presenta los mayores esfuerzos horizontales, siendo preciso mencionar que por su comportamiento dúctil, este material puede almacenar mayor energía de deformación que otras formaciones, viéndose reflejado en los valores de RQD obtenidos, que analizando desde una perspectiva general, aproximadamente en los primeros once kilómetros (11 km) en los que se encuentran las formaciones de tipo arcilloso se presenta una tendencia a exhibir macizos rocosos de mala a regular calidad, por el contrario en los kilómetros restantes esta clasificación se encuentra entre muy mala y mala.

Los sistemas de falla no reflejan una incidencia directa sobre los estados de esfuerzos pero sí se podría decir que en estas zonas o sectores gran parte de la energía almacenada de los macizos rocosos ya ha sido liberada esperando tener relaciones de k más cercanas a la unidad.

Por otro lado la geomorfología de la zona es predominantemente montañosa lo que no permite ver una incidencia directa de esta, sin embargo desde una escala regional se puede pensar que el anticlinorio genera mayores estados de esfuerzos horizontales que los Sinclinales, lo cual se podría explicar diciendo que la geoforma del pliegue hacia arriba produce que el núcleo (de mayor concentración de esfuerzos) se exponga en superficie mientras que en el sinclinal la forma del núcleo se encuentra hacia abajo es decir enterrada, no incidiendo en los esfuerzos en superficie.

Finalmente la resistencia a la compresión a lo largo del corredor es de blanda a moderadamente dura, sin embargo algunas tesis (Torres, 2005 y 2011) han mencionado que las rocas de tipo lodoso son más susceptibles a los ciclos de humedecimiento - secado y carga - descarga que las de tipo arenoso, por tal motivo se esperaría que los primeros nueve kilómetros del corredor fueran más susceptibles a procesos de remoción en masa que los kilómetros restantes, aunque esto no es del todo exacto dado las interestratificaciones cuyo comportamiento es más complejo de predecir.

5. Conclusiones y recomendaciones

5.1 Conclusiones

5.1.1 Modelo de análisis de esfuerzos in-situ de macizos de rocas lodosas

- A partir de los análisis realizados se planteó una metodología para estimar de forma aproximada los estados de esfuerzos in-situ a partir de los resultados de ensayos de exploración geofísica, en la que se obtenga velocidades de ondas de compresión V_p y de corte V_s . La metodología se basa en:
 - a. Realizar los ensayos de exploración geofísica in-situ, mediante pruebas de refracción sísmica y/o down-hole (preferiblemente estas últimas ya que permiten discretizar más el medio).
 - b. Mediante el procesamiento de la información de la exploración geofísica se debe encontrar las velocidades de onda de compresión V_p y de corte V_s , representativas de cada sector y material.
 - c. Haciendo uso de los principios elásticos establecer las propiedades dinámicas de los materiales en campo.
 - d. Una vez obtenido el módulo de deformación dinámico ($E_{d_{in-situ}}$) en campo se debe hacer dos ajustes a este parámetro. El primero consiste en ajustar el módulo dinámico de campo a lo que sería el módulo de deformación dinámico correspondiente en laboratorio (mediante el factor de reducción de propiedades macizo:laboratorio; p.e. Torres, 2005) y el segundo consiste en ajustar este último valor obtenido al módulo de deformación estático de laboratorio (mediante propuestas previas en la literatura o desarrolladas para formaciones geológicas sedimentarias similares a las del presente estudio, p.e. Torres, 2005).

- e. Adoptando el módulo de deformación estático en laboratorio y teniendo la profundidad de evaluación del esfuerzo, se utiliza el modelo propuesto por Sheorey (1994) y se obtiene el valor de la relación de k (σ_h/σ_v).
 - f. Se asume que el esfuerzo vertical se asocia exclusivamente a la carga litostática (considerando el esfuerzo cortante τ igual a cero, es decir asumiendo una condición de esfuerzos principales), el cual se calcula determinando el peso de la columna de suelo sobre el punto de evaluación del esfuerzo.
 - g. Calculado el esfuerzo vertical y la relación k , determinar el esfuerzo horizontal, el cual se presenta en una orientación ortogonal al esfuerzo vertical.
- Se resalta que en la práctica la medición de estados de esfuerzos en proyectos lineales no es habitual dado el alto costo y la complejidad procedimental de las pruebas. En este trabajo final se propone una metodología con el fin de estimar la condición tensional in-situ a partir de la exploración geofísica que hoy en día es muy habitual que se desarrolle en los programas de exploración de los proyectos. Por lo anterior se recomienda considerar en la práctica común de la consultoría en ingeniería geotécnica adoptar el procedimiento metodológico planteado en este trabajo final con el fin de identificar las condiciones in-situ que prevalecen e inciden en la estabilidad de los corredores viales del país.

5.1.2 Examen de las características y del estado de esfuerzos del corredor vial entre Villeta y Guaduas

- La caracterización del material rocoso permitió establecer que el corredor vial entre Villeta y Guaduas atraviesa formaciones rocosas compuestas por inter-estratificación de materiales, que debido a la heterogeneidad del medio presentan variación de la resistencia y rigidez del material rocoso a lo largo del corredor y en un mismo sitio en profundidad, sin embargo las formaciones geológicas presentan predominios de ciertos materiales. Es importante mencionar, que los ensayos de compresión confinada permitieron establecer predominio de rocas con resistencia blanda y rigidez baja asociadas a materiales rocosos de composición arcillo-limosa.

De los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio, se puede concluir que la formación Trincheras (Kitr) presenta el valor promedio más bajo de resistencia

asociado a materiales lodosos tipo lutitas del corredor vial analizado, sin embargo la presencia de materiales limo-arcillosos inter-estratificados con otros más competentes, es masiva a lo largo del corredor.

- Para los modelos geológicos-geotécnicos se pudieron asociar diferentes velocidades de onda promedio para los materiales, encontrando que para los depósitos y suelos sueltos se tienen velocidades de onda V_p de 325 m/s y V_s de 140 m/s. Los suelos y depósitos densos tienen velocidades de onda V_p de 610 m/s y V_s de 287 m/s. Los suelos y depósitos muy densos tienen velocidades de onda V_p de 1105 m/s y V_s de 607 m/s. Para macizos rocosos alterados se tienen velocidades de onda V_p de 1162 m/s y V_s de 582 m/s. Para macizos rocosos poco alterados se tiene velocidades de onda V_p de 1856 m/s y V_s de 1011 m/s. Para macizos rocosos frescos o ligeramente alterados se tienen velocidades de onda V_p de 2772 m/s y V_s de 1634 m/s.
- La exploración directa e indirecta permitió establecer que en el corredor vial estudiado, el desarrollo de los suelos residuales es de poco espesor ya que se observa que la tasa de erosión es mayor a la tasa de meteorización. Los grandes espesores de suelos corresponde a depósitos de materiales de origen aluvial y coluvial.
- La relación V_p/V_s presenta mayor variabilidad cuando se emplea la técnica de Refracción Sísmica que cuando se utiliza la técnica de down-hole. Por otra parte se obtuvo que la técnica de refracción sísmica presenta valores más altos de relación V_p/V_s respecto a los obtenidos con la técnica de down-hole.
- A través del corredor hay predominio de rocas lodosas muy susceptibles a meteorizarse, sin embargo al final del corredor existe la presencia de areniscas y rocas sedimentarias más competentes. A pesar de esto se encuentran intercaladas con arcillolitas y lutitas, los cuales generan en la formación rocosa susceptibilidad a procesos de meteorización diferencial y planos de debilidad muy definidos ante excavaciones.

- La técnica utilizada en la exploración geofísica no influye en la evaluación teórica de la anisotropía, sin embargo se pudo establecer que en una condición de reposo (K_{0NC}) el esfuerzo predominante es el vertical mientras que utilizando el modelo de Sheorey (1994) y evaluando del corredor se presenta un predominio superficial del esfuerzo horizontal. Se aclara que el corredor se puede encontrar en las dos condiciones estudiadas sin embargo de acuerdo al estado tectónico regional comentado y las propiedades de los macizos encontrados se considera que el estado actual del tramo en estudio es el encontrado a través de la metodología de Sheorey (1994).
- El comportamiento que exhiben los módulos de Young dinámicos ante la variación de las velocidades de onda es similar e independiente de la técnica geofísica utilizada, es así que la tendencia de la curva es de tipo potencial haciendo pruebas in-situ de refracción como líneas sísmicas o ensayos de down-hole, o pruebas en laboratorio como de velocidad ultrasónica. Es decir que los módulos de Young dinámicos aumentan potencialmente en la medida que la roca es más competente.
- Puede existir cierto predominio de esfuerzos verticales sobre los horizontales lo que se puede justificar diciendo que el corredor vial estudiado se encuentra altamente fracturado y cizallado por los eventos de origen tectónico que han ocurrido en la zona, pudiéndose inferir que los esfuerzos o la energía almacenada en los macizos rocosos ya pudo haber sido liberada sin embargo no se puede descartar que exista energía residual almacenada en los macizos rocosos.
- Los esfuerzos horizontales en los primeros 9 km a partir de Villeta, tienden a ser mayores a los obtenidos en los últimos kilómetros (tal y como se observa en la
- Figura 4-3), lo cual coincide con la presencia de la formación Trincheras (Kitr) en este sector, siendo posible establecer una relación entre las rocas lodosas asociadas a esta formación, con mayor capacidad de almacenamiento de energía. Por el contrario, para las demás formaciones conformadas por rocas de comportamiento más frágil, se tienen esfuerzos menores, siendo preciso mencionar que por el tipo de comportamiento asociado estas rocas tienden a fracturarse antes que deformarse,

por tal razón los porcentajes de RQD y recobro en este último sector son menores que en el sector inicial, lo que evidencia que esta energía ya fue liberada.

5.2 Recomendaciones

Para emprender nuevas investigaciones o trabajos de grado en temas relacionados con esta investigación se plantean los siguientes aspectos o recomendaciones.

- Se recomienda hacer los ensayos de down-hole y líneas de refracción en los mismos sitios de evaluación con el fin de valorar para las mismas condiciones in-situ las dos técnicas de exploración geofísica aplicando la metodología planteada en este trabajo final.
- Definir de forma sistemática los puntos de evaluación de los estados de esfuerzos bajo varias litologías y condiciones geológicas estructurales.
- Determinar los parámetros de entrada del modelo de Sheorey (1994) con valores obtenidos sobre muestras de rocas propias de la zona de estudio, corredor Villeta – Guaduas (Cundinamarca – Colombia). Es decir que la expresión propuesta por Sheorey (1994) puede ser encontrada teniendo en cuenta las características propias de las rocas en estudio, tales como coeficientes de expansión térmica lineal, gradientes térmicos, módulos de Young, relaciones de Poisson, etc.
- Se debe realizar un análisis de módulos de Young, buscando establecer una relación entre los módulos axiales obtenidos mediante ensayos de laboratorio y los módulos horizontales que plantea el modelo de Sheorey (1994).

6. Anexos

Los anexos relacionados a continuación se presentarán de forma magnética.

- Anexo A. Registros de perforación: Se presentan los registros fotográficos, geológicos y de perforación, los mapas de localización y clasificación del macizo rocoso realizado por las empresas consultoras (HVM y PCA, 2011).
Anexo A-1. Resumen y relación de la exploración directa (elaboración propia).
- Anexo B. Exploración geofísica: down-hole y líneas de refracción sísmica (HVM y PCA, 2011).
Se presentan las líneas de refracción y los ensayos de down-hole realizados por las empresas consultoras.
- Anexo C. Tabla resumen de ensayos de laboratorio y resultados de ensayos de laboratorio.
Anexo C-1. Resumen resultados de laboratorio (elaboración propia).
Se presentan los resultados de los ensayos de laboratorios realizados por las empresas consultoras.
Anexo C-2. Resultados de los ensayos de laboratorio (HVM y PCA, 2011).
Anexo C-3. Resultados de los ensayos de laboratorio (Geosoluciones SAS, 2008).
Anexo C-4. Cálculos de módulos y relaciones de Poisson (elaboración propia).
- Anexo D. Planos geológicos y estructurales del corredor en estudio.
Se presentan los planos geológicos en escala 1:2000 y geomorfológico en escala 1:25000 realizados por las empresas consultoras (HVM y PCA, 2011).
- Anexo E. Mapa de localización de exploración directa e indirecta (elaboración propia).
- Anexo F. Memorias de cálculos de la metodología propuesta. Se presenta el cálculo de los estados de esfuerzos a lo largo del corredor en estudio, la variación de las

velocidades de onda de compresión V_p y de corte V_s a lo largo del trazado, y el estudio teórico de la anisotropía.

Anexo F-1. Calculo de los estados de esfuerzos a partir de la metodología planteada en este trabajo final (elaboración propia).

Anexo F-2. Figura de los estados esfuerzos verticales (elaboración propia).

Anexo F-3. Figura de los estados esfuerzos horizontales (elaboración propia).

Anexo F-4. Se presenta la variación de la velocidad de onda de compresión V_p a lo largo del corredor en estudio (elaboración propia).

Anexo F-5. Se presenta la variación de la velocidad de onda de corte V_s a lo largo del corredor en estudio (elaboración propia).

Anexo F-6. Se presenta el estudio teórico de la anisotropía (elaboración propia).

- Anexo G. Cuadros y figuras con mayor resolución presentadas en el desarrollo del documento.

Anexo G-1. Se presenta la Figura 4-5 presentada en este documento (elaboración propia).

- Anexo H. Se presentan dos de los artículos mencionados en el documento.

Anexo H-1. Sheorey, P. R. (1994). *A theory for in situ stress in isotropic and transversely isotropic rock*. Gran Bretaña: Science Direct.

Anexo H-2. Marinos, V., Marinos, P., & Hoek, E. (2004). *The geological strength index: applications and limitations*. Vancouver: Consulting Engineer.

7. Bibliografía

- Alvarez Manilla Aceves, A., Gamica Anguas, P., & Pérez Salazar, A. (2003). *Evaluación indirecta de los módulos elásticos de rigidez in situ y la relación entre Vp/Vs y el ángulo de fricción interna*. Sanfandila: Secretaria de comunicaciones y transportes/Instituto Mexicano del transporte.
- Barton, N. (2007). *Rock quality, seismic velocity, attenuation and anisotropy*. London: Taylor&Francis.
- Bowles, J. E. (1997). *Foundation analysis and design*. Illinois: The McGraw-Hill Companies, Inc.
- Brotons Torres, V. (2014). *Propiedades físicas y mecánicas de una calcarenita*. Alicante: Tesis Doctoral.
- Brown, E., & Hoek, E. (1978). *Trends in relationship between measured in-situ stresses and depth*. Gran Bretaña: Pergamon Press Ltd.
- Builes, M., García, E., & Riveros, C. (2008). *Medidas estáticas y dinámicas del módulo de elasticidad a pequeñas deformaciones en arena toyoura*. Medellín: Universidad de Antioquia.
- Correa Arroyave, Á. (2013). *Serie completa de los métodos recomendados por la ISRM para la caracterización de rocas en laboratorio*. Bogotá: Sociedad Colombiana de Geotecnia.
- Deer, D. U., & Miller, R. (1966). *Engineering classification and index properties for intact rock*. New Mexico: Air Force Weapons Laboratory.
- Estrada, L. A. (2008). *Apuntes de cátedra: Prospección sísmica*. Argentina.
- Euroestudios, Ingeniería de consulta. (2009). *Geología y Geotécnia*. Bogotá.

- Galera Fernández, J., & Martín Boluda, P. (2004). *La ovalización en sondeos como método estimativo del estado tensional en un macizo rocoso*.
- Gall Zeidler Consultants GZ. (2013). *Impacto en las condiciones geomorfológicas causado por el fenómeno de la niña 2010-2011 en el área del proyecto Rutal del Sol Sector 1, Tramo 1*. Bogotá.
- Geostru. (2013). *Geostru Down-Hole*.
- González de Vallejo, L. (2002). *Ingeniería geológica*. Madrid: Pearson.
- Goodman, R. (1989). *Introduction to Rock Mechanics*. United States: John Wiley & Sons.
- HMV, I., & PCA. (2011). *Estudio de geología para la ingeniería y geotecnia*. Bogotá.
- HMV, I., & PCA. (2011). *Estudio geológico de los túneles del Trigo, La Cumbre y Las Lajas*. Bogotá.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1985). *Excavaciones subterráneas en roca*. Londres, UK: McGRAW-HILL.
- Hurtado Briceño, O. E., & Leuro Parra, E. (2000). Modelo gravimétrico del espesor de la corteza terrestre en Colombia. *Geofísica Colombiana*, 11-22.
- Ingeominas. (1998). *Geología de la Plancha 208 Villeta*. Bogotá: Ingeominas.
- Ingeominas. (2001). *Memoria explicativa. Geología de la plancha 208 Villeta*. Bogotá: Ingeominas.
- Ingeominas. (2002). *Memoria explicativa. Mapa geológico del departamento de Cundinamarca*. Bogotá: Ingeominas.
- Kang, H., Zhang, X., Si, L., Wu, Y., & Gao, F. (2010). *In-Situ stress measurements and stress distribution characteristics in underground coal mines in China*. ScienceDirect.
- Ljunggren, C., Chang, Y., Janson, T., & Christiansson, R. (2003). *An overview of rock stress measurement methods*. Science Direct.

- Manilla Aceves, A. A. (2003). *Geofísica aplicada en los proyectos básicos de ingeniería civil*. Sanfandila.
- Marinos, V., Marinos, P., & Hoek, E. (2004). *The geological strength index: applications and limitations*. Vancouver: Consulting Engineer.
- Mayne, P. W., Christopher, B. R., & DeJong, J. (2001). *Subsurface investigations*. Washington: FHWA.
- Montero Olarte, J. M., Torres Suárez, M. C., Palomino Saavedra, C. A., & Cortés Delvalle, R. (2012). *Rocas lodosas de la cordillera oriental de Colombia*. Bogotá D.C.: Sociedad Colombiana de Geotecnia.
- Montero Olarte, J., Angel, G., & González, A. J. (1982). *Caracterización del material rocoso*. Bogotá: Congreso Suramericano de Mecánica de Rocas.
- Narváez Campo, P. E., & Rodríguez Pineda, C. E. (2011). *Efectos del fracturamiento en muestras de rocas en la propagación de ondas*. Bogotá.
- Oxford. (2000). *Diccionario: Ciencias de la tierra*. España: Complutense.
- Pulido, N. (2003). *Seismotectonics of the northern Andes (Colombia) and the development of seismic networks*. Japon .
- Santamarina, J. C., Klein, K. A., & Fam, M. A. (2001). *Soil and waves*. Wiley.
- Seyhan, E., & Stewart, J. (2012). *Site response in NEHRP provisions and NGA models*. Estados Unidos.
- Sheorey, P. R. (1994). *A theory for in situ stress in isotropic and transversely isotropic rock*. Gran Bretaña: Science Direct.
- SINTEF. (2005). *In-situ rock stress measurements*. Noruega.
- Sociedad Colombiana de Ingenieros SCI. (2014). *Recomendación de la mejor alternativa para la construcción del tramo 1 del proyecto Ruta del Sol entre las jurisdicciones*

de los municipios de Villeta y Guaduas. Capítulo 7 desarrollado por Torres y Díaz.
Bogotá.

Suarez Diaz, J. (1998). *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales.*
Bucaramanga: Ingeniería de Suelos Ltda.

Torres Suárez , M. C. (2011). *Efectos de los ciclos de carga - descarga y
humedecimiento - secado en el comportamiento geomecánico de las rocas
lodosas de los Andes Colombianos.* Bogotá D.C.: Tesis Doctoral.

Torres Suárez, M. C. (2005). *Utilización de los métodos no destructivos-MND-para
determinar propiedades físico-mecánicas en rocas sedimentarias.* Bogotá: Tesis
de Maestría.

Torres Suárez, M. C. (2011). *Estado de esfuerzos en macizos rocosos lodosos.* Bogotá:
Notigeotécnicas- 06.

Yagi, N., & Ishii, Y. (1969). *On the relationship of the mechanical properties of soil and
rocks to the velocity of elastic waves.* Kyoto: Kyoto University Research
Information Repository.