



UNIVERSIDAD
NACIONAL
DE COLOMBIA

COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE SUELOS GRUESO GRANULARES DE ORIGEN ALUVIAL

Francisco Javier Nanclares Arango

Universidad Nacional de Colombia

Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola

Bogotá, Colombia

2018

COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE SUELOS GRUESO GRANULARES DE ORIGEN ALUVIAL

Francisco Javier Nanclares Arango

Tesis de investigación presentada como requisito parcial para optar al título de:

Doctor en Ingeniería - Geotecnia

Director:

Ph.D. Carlos Eduardo Rodríguez Pineda

Línea de Investigación:

Comportamiento de Suelos

Universidad Nacional de Colombia

Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola

Bogotá, Colombia

2018

A mi esposa Aleida, mis hijos Juan Sebastián y Tomás, mis padres Inés y Jaime, y mi suegra Diva. Por su confianza en mí. Y a Dios, siempre he sido favorecido por sus designios.

Resumen

El comportamiento mecánico de suelos grueso granulares de origen aluvial fue estudiado mediante ensayos de corte directo consolidado drenado y ensayos triaxiales a compresión a gran escala. Se propuso que la evolución granulométrica que estos depósitos exhiben durante su formación hasta la fecha de intervención, puede ser representada por los grupos de tamaño de partículas propuestos por el sistema unificado de clasificación de suelos. Para los ensayos de corte directo el área de corte fue 0.5m^2 , y la dimensión de las probetas de los triaxiales fue 0.3m de diámetro y 0.6m de altura. Se realizaron 39 ensayos de corte directo en laboratorio y cuatro en campo, y 21 triaxiales en laboratorio. Los ensayos de corte directo in situ se realizaron sobre probetas labradas a mano en el lugar, manteniendo la granulometría original. Para los ensayos de laboratorio las muestras fueron preparadas con diferentes granulometrías y tamaño máximo de partícula de 76mm. La densidad de las muestras fue diferente en cada tipo de ensayo, la utilizada en los de corte directo era similar a la densidad in situ y aproximadamente un 10% mayor que la densidad de las muestras utilizadas en los ensayos triaxiales.

Con base en los resultados de los ensayos de corte directo se proponen ecuaciones lineales y no lineales para representar la resistencia al corte en función de la tensión normal para diferentes granulometrías. Los resultados de los ensayos triaxiales, permiten elaborar ecuaciones para reproducir el comportamiento mecánico con base en las tensiones principales. Para ambos tipos de ensayo se presentan ecuaciones empíricas para estimar el ángulo de fricción y la cohesión con base en tamaños característicos y coeficientes de la distribución granulométrica del suelo. Finalmente se proponen ecuaciones empíricas para estimar el valor de estos parámetros con base en el concepto de proporción volumétrica de bloques de roca utilizado en los estudios de Bimsoils.

El resultado del trabajo es una herramienta práctica que puede utilizarse en etapas iniciales de diseños cuando no es posible realizar ensayos sobre muestras representativas.

Palabras clave: resistencia al corte, gravas, bimsoils, corte directo, triaxial.

Abstract

Mechanical behavior of coarse grained alluvial soils was studied using large size consolidated drained direct shear and compression triaxial tests. It was intended that the evolution of the grain size distribution during deposit formation was represented by the several particle size groups proposed by the Unified Soil Classification System. Shearing area in the direct shear tests was 0.5 m^2 whereas for the triaxial tests sample size was 0.3m diameter and 0.6m high. A total of four direct shear tests were carried out in situ and 39 direct shear tests and 21 triaxial tests were carried out in the lab. In situ direct shear tests were carried out on hand shaped samples whereas different grain size distributions with 76mm maximum size particles were used to prepared lab samples. Dry density was different for both type of lab tests, the one used in direct shear tests was similar to field density and about a 10% higher than triaxial test sample density.

Using direct shear test results, lineal and no lineal equations are proposed for each grain size distribution to represent shear strength as a function of normal stress. In a similar way, in the case of triaxial tests, equations that reproduce mechanical behavior using principal stresses are proposed for each grain size distribution. For both type of tests, characteristic sizes and soil grain size distribution coefficients were used to develop empirical equations to calculate friction angle and cohesion. Finally and based on the above mentioned test results, the volumetric block proportion, concept used in the study of bimsoil materials, is used to propose equations to calculate friction angle and cohesion as well.

Results of the work done are considered a practical tool to estimate soil mechanical parameters required for geotechnical design, especially during initial design stages and when it is not feasible to test representative samples or to carry out in situ tests.

Keywords: shear strength, gravel, bimsoil, direct shear and triaxial tests

TABLA DE CONTENIDO

1	CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	1
1.1	ANTECEDENTES	1
1.2	EL PROBLEMA	6
1.3	JUSTIFICACIÓN	8
1.4	MAPA CONCEPTUAL DE ESTUDIO	8
1.5	OBJETIVO GENERAL	11
1.6	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	11
1.7	ESTRUCTURA DEL INFORME	11
2	CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO	12
2.1	ANTECEDENTES	12
2.1.1	En cuanto al material	12
2.1.2	En cuanto al comportamiento mecánico del material	12
2.2	EL MATERIAL	13
2.2.1	Materiales y procesos en la cuenca antes del transporte	14
2.2.2	Procesos físicos que gobiernan la respuesta de la cuenca	14
2.2.3	Procesos físicos que gobiernan la respuesta del canal del río	15
2.2.4	Cambios post depositación en sedimentos	17
2.2.5	Depósitos aluviales grueso granulares y procesos asociados a su formación	17
2.2.6	Consideraciones sobre la estructura de la litofacie grava	19
2.2.7	Conclusiones	23

2.3	GEOMECÁNICA DE SUELOS GRUESO GRANULARES	23
2.3.1	Antecedentes.....	23
2.3.2	Aspectos que inciden en la resistencia de suelos grueso granulares.....	26
2.4	SIMILITUD ENTRE LA RESISTENCIA AL CORTE DE UNA MASA DE SUELO GRUESO GRANULAR Y LA DE UN MACIZO ROCOSO	48
2.5	SIMILITUD ENTRE LA RESISTENCIA AL CORTE DE UNA MASA DE SUELO GRUESO GRANULAR Y LA DE DISCONTINUIDADES	49
2.6	UN ENFOQUE DESDE LA GEOMECÁNICA DE BIMROCKS	53
2.6.1	Definición.....	53
2.6.2	Caracterización.....	56
2.6.3	Definición de matriz y de bloque de roca	57
2.6.4	Resistencia de las Bimrock.....	57
2.7	ANTECEDENTES SOBRE FORMAS DE MEDIR RESISTENCIA EN SUELOS GRUESO GRANULARES.....	66
2.8	CRITERIOS DE FALLA PARA SUELOS GRUESO GRANULARES.....	69
3	CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA	74
3.1	ACTIVIDADES.....	76
3.2	LOCALIZACIÓN DEL MATERIAL UTILIZADO EN EL ESTUDIO.....	77
3.3	GEOLOGÍA DEL SITIO DE TRABAJO	78
3.4	ENSAYOS MECÁNICOS.....	80
3.5	ENSAYOS DE CORTE DIRECTO.....	82
3.5.1	Descripción de los equipos	82
3.5.2	Procedimiento de ensayo en laboratorio	88
3.5.3	Procedimiento de ensayo en campo	90
3.6	ENSAYOS TRIAXIALES.....	95

3.6.1	Descripción de los equipos.....	96
3.6.2	Procedimiento de ensayo	100
4	CAPÍTULO 4. CARACTERIZACIÓN FÍSICA DEL MATERIAL DE TRABAJO	102
4.1	DENSIDAD DEL MATERIAL Y HUMEDAD NATURAL IN SITU	102
4.2	MINERALOGÍA DEL DEPÓSITO	102
4.3	FORMA DE LAS PARTÍCULAS	103
4.4	RESISTENCIA COMPRESIÓN INCONFINADA PARTÍCULAS MAYORES.....	103
4.5	GRANULOMETRÍA.....	103
5	CAPÍTULO 5. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE CORTE DIRECTO Y TRIAXIAL.....	113
5.1	CORTE DIRECTO EN CAMPO	113
5.2	CORTE DIRECTO EN LABORATORIO	115
5.2.1	Esfuerzo cortante vs Deformación para Materiales N° 1 a N° 8.....	115
5.2.2	Esfuerzo cortante vs Deformación para diferentes confinamientos.	119
5.2.3	Criterio de falla Mohr Coulomb para Materiales N° 1 a N° 8.....	125
5.2.4	Criterio de falla Mohr Coulomb - Parámetros de Resistencia (cohesión y ángulo de fricción).	126
5.3	TRIAxIAL.....	128
5.3.1	Esfuerzo desviador vs Deformación para Materiales N° 1 a N° 7	128
5.3.2	Esfuerzo Desviador vs Deformación, para diferentes presiones de confinamiento	131
5.3.3	Criterio de falla (σ_1) vs (σ_3).....	134
5.3.4	Criterio de falla (σ_1/σ_3) vs (σ_3).....	135
5.3.5	Criterio de falla (σ_1) vs (σ_3), normalizados con la presión atmosférica	136

5.3.6	Criterio de falla Mohr Coulomb - Parámetros de Resistencia (cohesión y ángulo de fricción).....	138
6	CAPÍTULO 6. ANÁLISIS DE RESULTADOS	144
6.1	GENERALIDADES	144
6.2	ENSAYOS CORTE DIRECTO	144
6.2.1	Correlación entre parámetros de resistencia al corte y propiedades granulométricas.....	144
6.2.2	Resumen calidad de la correlación entre el ángulo de fricción y la cohesión con los parámetros granulométricos.....	149
6.2.3	Formulación recomendada para calcular el ángulo de fricción y la cohesión con base en los parámetros granulométricos	150
6.2.4	Criterio de falla Mohr Coulomb – Formato Lineal y No Lineal para Materiales N°1 a N°8.....	151
6.2.5	Criterio de falla Mohr Coulomb – Correlación entre el coeficiente A y el exponente B de la expresión $\tau = A \sigma^B$ con los parámetros granulométricos	152
6.3	ENSAYOS TRIAXIALES.....	153
6.3.1	Correlación No Lineal criterio de falla (σ_1) vs (σ_3).....	154
6.3.2	Correlación No Lineal criterio de falla (σ_1/σ_3) vs (σ_3)	155
6.3.3	Correlación No Lineal criterio de falla esfuerzo principal mayor (σ_1) vs esfuerzo principal menor (σ_3), normalizados con la presión atmosférica.....	156
6.3.4	Parámetros de correlación No Lineal en función de parámetros granulométricos para cada criterio de falla	157
6.3.5	Resumen de la calidad de la correlación entre el coeficiente A y el exponente B de los distintos criterios de falla, con los parámetros granulométricos	165

6.3.6	Formulación recomendada para calcular el coeficiente A y el exponente B de los distintos criterios de falla con base en los parámetros granulométricos.....	166
6.3.7	Correlación entre la fricción y la cohesión obtenida de los resultados de los ensayos triaxiales, con parámetros granulométricos.....	167
6.4	ENFOQUE BIMSOIL PARA ESTIMACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA.....	171
6.4.1	Enfoque Bimrock para resultados de corte directo	176
6.4.2	Enfoque Bimrock para resultados de ensayo triaxial	177
7	CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES.....	179
	ANEXO A: PLANOS EQUIPO CORTE DIRECTO.....	184
	ANEXO B: PLANOS EQUIPO TRIAXIAL.....	188
	BIBLIOGRAFÍA	198

LISTA DE TABLAS

Tabla 2-1. Efectos del transporte en los sedimentos.....	18
Tabla 2-2. Resistencia al corte de mezclas de material granular y arcilla como una función por peso del contenido de material granular.	33
Tabla 2-3. Valores recomendados del parámetro A, dependiendo de las propiedades del contacto bloque matriz.	61
Tabla 2-4. Criterios de falla.	70
Tabla 4-1. Composición mineralógica de la matriz del depósito según resultados de ensayos de difracción por rayos x.	102
Tabla 4-2. Análisis granulométrico del depósito aluvial.	104
Tabla 4-3. Composición granulométrica de las probetas de ensayo.....	109
Tabla 4-4. Granulometría de los Materiales N° 1 a N° 8.....	110
Tabla 4-5. Parámetros de caracterización de granulometría de cada material.	111
Tabla 5-1. CD Índice de fragilidad.....	122
Tabla 5-2. CD Parámetros de resistencia al corte para las granulometrías ensayadas.	127
Tabla 5-3. TRX Parámetros de resistencia_Mohr-Coulomb para materiales N° 1 a N° 7.	138
Tabla 6-1. CD Parámetros de resistencia al corte y propiedades físicas para diferentes granulometrías.....	145
Tabla 6-2. CD Calidad de la correlación entre el ángulo de fricción y la cohesión con los parámetros granulométricos.....	150
Tabla 6-3. CD Formulación recomendada para calcular el ángulo de fricción y la cohesión con base en los parámetros granulométricos.	150

Tabla 6-4. Parámetros regresión potencial τ vs σ	153
Tabla 6-5. Correlación No Lineal criterio de falla (σ_1) vs (σ_3).....	154
Tabla 6-6. Correlación No Lineal criterio de falla (σ_1/σ_3) vs (σ_3).....	155
Tabla 6-7. Correlación No Lineal criterio de falla esfuerzo principal mayor (σ_1) vs esfuerzo principal menor (σ_3), normalizados con la presión atmosférica.....	156
Tabla 6-8. Coeficientes de determinación de formulaciones entre el coeficiente A y el exponente B de los distintos criterios de falla, con parámetros granulométricos.....	166
Tabla 6-9. Formulación recomendada para calcular el coeficiente A y el exponente B para los distintos criterios de falla con base en los parámetros granulométricos.	166
Tabla 6-10. TRX Coeficientes de determinación de formulaciones entre los parámetros de resistencia del criterio de falla de Mohr Coulomb, con parámetros granulométricos.	170
Tabla 6-11. TRX Formulación recomendada para calcular el ángulo de fricción y la cohesión, con base en los parámetros granulométricos.	170
Tabla 6-12. Dimensión límite matriz/bloque para Materiales N° 1 a N° 8.....	174
Tabla 6-13. CD Parámetros de resistencia, Bimrock, y C_u para Materiales N° 1 a N° 8.	176
Tabla 6-14. TRX Parámetros de resistencia, VBP, y C_u para Materiales N° 1 a N° 7.	178

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1. Panorámica de un depósito aluvial en formación por diferentes eventos.	3
Figura 1-2. Detalle del depósito mostrado en la Figura 1-1.	3
Figura 1-3. Depósito aluvial reciente de material grueso granular (Río Guática, Risaralda).	4
Figura 1-4. Panorámica y detalle de depósito aluvial reciente, con su fuente de origen. ...	4
Figura 1-5. Procesos en la formación de una masa de suelo.	5
Figura 1-6. Factores y procesos que determinan la estructura de un suelo.	6
Figura 1-7. Mapa conceptual del trabajo.	9
Figura 1-8. Relación historia - propiedades del depósito.	10
Figura 2-1. Esquema de cuenca.	13
Figura 2-2. Relaciones entre las características físicas de una mezcla flujo sedimentos, el tipo resultante de flujo y el depósito correspondiente.	20
Figura 2-3. Grados de redondez.	28
Figura 2-4. Grados de redondez y esfericidad.	29
Figura 2-5. Relación entre la relación de vacíos y el ángulo de fricción.	30
Figura 2-6. Representación bidimensional de la matriz de un suelo grueso granular adyacente a las partículas de mayor tamaño.	31
Figura 2-7. Cambio en la fábrica de la mezcla de arena y arcilla con el aumento de arcilla.	32
Figura 2-8. Control de las propiedades ingenieriles de un perfil de meteorización por los componentes de los distintos horizontes.	35

Figura 2-9. Cambios en la porosidad de mezclas de arena y arcilla con cambios en el contenido de cada componente.....	36
Figura 2-10. Resistencia al corte de mezclas de arena y arcilla en función del contenido de cada material.....	36
Figura 2-11. Reducción en ángulo de fricción con el aumento en contenido de partículas menores al tamiz No. 4.....	38
Figura 2-12. Variación del ángulo de fricción con el tamaño máximo de las partículas en función del esfuerzo de confinamiento.	40
Figura 2-13. Variación en la compresibilidad de suelos gruesos con la presión de confinamiento.....	41
Figura 2-14. Variación de la resistencia al corte de enrocados con el esfuerzo normal. ...	42
Figura 2-15. Incidencia de la resistencia uniaxial (diferentes litologías) sobre la resistencia y su dependencia del nivel de esfuerzos normales.....	43
Figura 2-16. Variación del ángulo de fricción con el confinamiento y la resistencia al aplastamiento (diferente litología y origen de las partículas).....	44
Figura 2-17. Influencia de la resistencia a la compresión inconfiada sobre enrocados. .	45
Figura 2-18. Efecto de la adición de agua a muestras de enrocado sometidos a pruebas de compresión confinada.	46
Figura 2-19. Comportamiento de un terraplén de 40 m de altura para una vía férrea durante precipitaciones.	46
Figura 2-20. Asentamientos y desplazamientos horizontales en la Presa El Infiernillo. ...	47
Figura 2-21. Evaluación de la rugosidad.....	50
Figura 2-22. Construcción de la curva de dilatancia y la curva esfuerzo de cizallamiento-deformación de cizallamiento.	51

Figura 2-23. Modelo esfuerzo cortante-desplazamiento cortante.	52
Figura 2-24. Diferentes aspectos de melanges.	54
Figura 2-25. Diferentes aspectos de fanglomerados	55
Figura 2-26. Apariencia de rocas cataclásticas. (a) Cataclasita intergranular (b) Fragmentos de roca en una matriz fino granular.	55
Figura 2-27. Incremento en la resistencia de los bimrock con el aumento en la proporción volumétrica de bloques.	58
Figura 2-28. Comportamiento de bimrocks no soldadas dependiendo de la proporción volumétrica de bloques.	59
Figura 2-29. Relación del cociente entre los ángulos de fricción de la bimrock y el de la matriz, y proporción volumétrica de bloques.	60
Figura 2-30. Relación del cociente entre las resistencias a la compresión inconfiada de la bimrock y el de la matriz, y la proporción volumétrica de bloques.	61
Figura 2-31. Ilustración del comportamiento de la resistencia al corte de bimrocks soldadas.	63
Figura 2-32. Ilustración del comportamiento de la resistencia al corte de bimrocks no soldadas.	63
Figura 2-33. Ilustración esquemática de la relación entre las resistencias de bimrock soldada, bimrock no soldada, y macizo rocoso fracturado.	64
Figura 2-34. Guía práctica para la selección del Parámetro "A".	65
Figura 3-1. Metodología general de trabajo.....	75
Figura 3-2. Metodología ensayos y procesamiento de resultados.	76
Figura 3-3. Localización del sitio de trabajo.	79

Figura 3-4. Aspecto del sitio de trabajo.....	80
Figura 3-5. Elementos diferentes para el manejo de las muestras.....	81
Figura 3-6. Aparato de corte.....	83
Figura 3-7. Caja de corte.....	84
Figura 3-8. Elementos de reacción ensayos de corte directo en campo.	85
Figura 3-9. Aparato para la aplicación de la fuerza normal.	86
Figura 3-10. Aparato para aplicación y medición de la fuerza de corte.....	88
Figura 3-11. Proceso de conformación de la muestra y ensamble de la caja de corte.....	89
Figura 3-12. Sitio de ensayo.....	91
Figura 3-13. Apique para ensayo de corte directo en campo.....	91
Figura 3-14. Conformación de la muestra para ensayo de corte directo en campo.	92
Figura 3-15. Muestra de campo e inicio de proceso de montaje.....	93
Figura 3-16. Elementos aplicación fuerzas normal y de corte en prueba corte directo en campo.	94
Figura 3-17. Montaje de viga de reacción para fuerza normal.	95
Figura 3-18. Prensa para aplicación de carga axial.	97
Figura 3-19. Equipo triaxial.....	97
Figura 3-20. Base y tapa superior de la muestra en la cámara.....	99
Figura 3-21. Membrana y formaleta para conformación de muestra dentro de la cámara.	99
Figura 3-22. Aspectos del montaje de la muestra en la cámara triaxial.	100

Figura 4-1. Granulometría general del depósito aluvial a estudiar.....	106
Figura 4-2. Exposiciones típicas del depósito aluvial en el sitio de la planta de Conasfaltos.	106
Figura 4-3. Granulometrías del depósito aluvial (muestra llevada al laboratorio) y granulometrías establecidas por Conasfaltos en diferentes fechas.....	108
Figura 4-4. Granulometría muestras ensayadas.	109
Figura 5-1. CD en campo. Esfuerzo cortante vs Deformación.....	113
Figura 5-2. CD en campo. Esfuerzo Cortante vs Esfuerzo Normal.....	114
Figura 5-3. CD Esfuerzo cortante vs Deformación Materiales N° 1 a N° 8.	115
Figura 5-4. CD Esfuerzo cortante vs Deformación presiones normales 90kPa, 180kPa, 360kPa, 550kPa y 640kPa.....	120
Figura 5-5. CD_ Esfuerzo Cortante vs Esfuerzo Normal Materiales N° 1 a N° 8.	125
Figura 5-6. TRX Esfuerzo desviador vs Deformación para los Materiales N° 1 a N° 7. .	128
Figura 5-7. TRX Esfuerzo vs Deformación para Confinamiento de 0.1MPa, 0.6MPa y 1.2 MPa.	132
Figura 5-8. TRX Relación σ_1 vs σ_3 para Materiales N° 1 a N° 7.....	134
Figura 5-9. TRX Relación (σ_1/σ_3) vs (σ_3) para Materiales N° 1 a N° 7.	135
Figura 5-10. TRX Relación (σ_1/Pa) vs (σ_3/Pa) para Materiales N°1 a N°7.....	137
Figura 5-11. TRX Envoltentes de falla_Mohr-Coulomb.....	139
Figura 5-12. TRX Círculos de Mohr materiales N° 1 a N° 7.....	139
Figura 6-1. CD Correlación del ángulo de fricción interna con los valores de D_{60} , D_{50} , D_{30} , y D_{10}	145

Figura 6-2. CD Correlación del ángulo de fricción interna con el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de curvatura.	146
Figura 6-3. CD Correlación de la cohesión con los valores D_{60} , D_{50} , D_{30} , y D_{10}	147
Figura 6-4. CD Correlación del ángulo de fricción interna con el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de curvatura.	149
Figura 6-5. CD Relación τ vs σ para Materiales N°1 a N°8.	151
Figura 6-6. CD Franjas de la relación τ vs σ para diferentes tipos de materiales.	153
Figura 6-7. TRX Correlación con los parámetros granulométricos D_{60} , D_{50} , D_{30} y D_{10} , del coeficiente A de la forma No Lineal $\sigma_1 = A\sigma_3^B$	157
Figura 6-8. TRX Correlación con el coeficiente de uniformidad y curvatura, del coeficiente A de la forma No Lineal $\sigma_1 = A\sigma_3^B$	158
Figura 6-9. TRX Correlación con los parámetros granulométricos D_{60} , D_{50} , D_{30} y D_{10} , del exponente B de la forma No Lineal $\sigma_1 = A\sigma_3^B$	158
Figura 6-10. TRX Correlación con el coeficiente de uniformidad y curvatura, del exponente B de la forma No lineal $\sigma_1 = A\sigma_3^B$	159
Figura 6-11. TRX Correlación con los parámetros granulométricos D_{60} , D_{50} , D_{30} y D_{10} , del coeficiente A de la forma No Lineal $\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = A\sigma_3^B$	159
Figura 6-12. TRX Correlación con el coeficiente de uniformidad y curvatura, del coeficiente A de la forma No Lineal $\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = A\sigma_3^B$	160
Figura 6-13. TRX Correlación con los parámetros granulométricos D_{60} , D_{50} , D_{30} y D_{10} , del exponente B de la forma No Lineal $\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = A\sigma_3^B$	161

Figura 6-14. TRX Correlación con el coeficiente de uniformidad y de curvatura, del exponente B de la forma No Lineal $\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = A\sigma_3^B$	161
Figura 6-15. TRX Correlación con los parámetros granulométricos D_{60} , D_{50} , D_{30} y D_{10} , del coeficiente A de la forma No Lineal $\frac{\sigma_1}{P_a} = A\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^B$	163
Figura 6-16. TRX Correlación con el coeficiente de uniformidad y de curvatura, del coeficiente A de la forma No Lineal $\frac{\sigma_1}{P_a} = A\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^B$	164
Figura 6-17. TRX Correlación con los parámetros granulométricos D_{60} , D_{50} , D_{30} y D_{10} , del exponente B de la forma No Lineal $\frac{\sigma_1}{P_a} = A\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^B$	164
Figura 6-18. TRX Correlación con el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de curvatura, del exponente B de la forma No Lineal $\frac{\sigma_1}{P_a} = A\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^B$	165
Figura 6-19. TRX Correlación del ángulo de fricción con D_{60} , D_{50} , D_{30} y D_{10}	167
Figura 6-20. TRX Correlación del ángulo de fricción con el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de curvatura.	168
Figura 6-21. TRX Correlación de la cohesión con D_{60} , D_{50} , D_{30} y D_{10}	169
Figura 6-22. TRX Correlación de la cohesión con el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de curvatura.	169
Figura 6-23. Dimensión límite entre matriz y bloques para Materiales N° 1 a N° 8.....	173
Figura 6-24. Correlación entre proporción volumétrica de bloques y el coeficiente de uniformidad.....	175
Figura 6-25. CD Relación entre ángulo de fricción y VBP.	177
Figura 6-26. CD Relación entre cohesión y VBP.....	177

Figura 6-27. TRX Correlación ángulo de fricción interna vs proporción volumétrica de bloques.....	178
Figura 6-28. TRX Correlación proporción volumétrica de bloques vs cohesión.	178

1 Capítulo 1. Introducción

1.1 Antecedentes

La forma de intervención requerida para el correcto desarrollo de un proyecto, independientemente de su tipo, debe inicialmente ser realizado con base en la capacidad que el ingeniero tenga de identificar materiales en campo y en su conocimiento de las propiedades de tales materiales. En este sentido, el comportamiento mecánico de una masa de suelo es, en gran parte, gobernado por el tamaño de las partículas sólidas y la proporción en que ellas se presentan en la masa de suelo (Azizi, 2000).

Esta tarea se dificulta porque la variedad de geo materiales encontrados en obras de ingeniería es prácticamente ilimitada, variando desde macizo rocoso y fragmentos de roca, pasando por grava, arena, limo y arcilla, y mezclas de ellos, hasta depósitos de material orgánico blando y compresible. Adicionalmente, los materiales y los minerales que los integran pueden presentarse en diferentes proporciones y en rangos amplios de densidad y contenido de humedad, es decir, en el espacio correspondiente a una intervención ingenieril pueden encontrarse varios tipos de suelo, cuya composición varía en distancias tan pequeñas como unos pocos milímetros. Cada situación corresponde a un tipo de suelo, cuyo comportamiento mecánico, además, responde a su historia de formación.

La anterior consideración permitió concluir desde hace varios miles de años (Azizi, 2000; Murthy, 2002; Smith, 2006) a los involucrados en estas actividades que, si los suelos se agrupan con base en el tamaño de las partículas que lo conforman, algunas de sus propiedades pueden establecerse con un cierto nivel de confianza (Murthy, 2002).

La experiencia ha mostrado que el comportamiento in situ de geomantas, es decir, el comportamiento de las geomantas en su estado natural, puede ser muy diferente del comportamiento exhibido por el mismo material cuando remodelado (Murthy, 2002;

Mitchell y Soga, 2005). Estos autores proponen que las propiedades mecánicas que hoy caracterizan una geomasa, son una consecuencia del material parental y de todos los procesos y eventos a que se ha visto expuesta desde su formación. Es decir, el conocimiento del transporte de las partículas y de su historia de depositación permite establecer de manera aproximada, hoy, sobre las características geotécnicas que el material puede exhibir. En consecuencia, se ha aceptado que el entendimiento del comportamiento mecánico de la masa de suelo, con base en el uso de los sistemas de clasificación, los cuales no tienen en cuenta las propiedades inherentes a la formación de la masa, debe ser complementado con ensayos sobre muestras representativas.

De acuerdo con el medio de transporte de las partículas que conforman estos depósitos de suelo, los más abundantes son originados por corrientes de agua, y a continuación, en orden de importancia, se encuentran las olas y los glaciares, y finalmente el viento, la gravedad y el agua subterránea (Mitchell and Soga, 2005). Este trabajo se concentrará en establecer un marco con base en el cual se pueda establecer las propiedades mecánicas de suelos aluviales grueso granulares.

Algunos de los procesos que hacen parte del ciclo de formación de un depósito aluvial constituido por partículas grueso granulares son ilustrados por las siguientes fotografías. La Figura 1-1 muestra el frente de depositación de una corriente de alta pendiente, resaltando la disposición horizontal de los distintos eventos de depositación y la variabilidad en composición entre los distintos niveles.

La Figura 1-2 es un detalle de este frente, en el cual puede observarse en los niveles conformados por partículas gruesas, aspectos como:

- Pobre gradación de los distintos niveles, con predominio de un solo tamaño, coherente con una única energía de arrastre y depositación.
- La forma angular de las partículas gruesas, que refleja su proximidad al sitio de origen.
- La porosidad del estrato, situación que se explica muy probablemente por lo reciente de su depositación.

- La ocupación, en algunos niveles u horizontes del depósito, de los vacíos existentes entre las partículas mayores por partículas de menor tamaño.
- La relación entre litología de la cuenca y de las partículas que conforman el depósito.

El comportamiento mecánico de los niveles grueso granulares de este tipo de depósito claramente dependerá de los aspectos mencionados.

Figura 1-1. Panorámica de un depósito aluvial en formación por diferentes eventos.



La Figura 1-1 corresponde al embalse Proyecto Hidroeléctrico Chivor, zona de descarga del transvase del río Tunjita.

Figura 1-2. Detalle del depósito mostrado en la Figura 1-1.



La Figura 1-3 y la Figura 1-4 ilustran depósitos aluviales recientes con poco contenido de finos.

Figura 1-3. Depósito aluvial reciente de material grueso granular (Río Guática, Risaralda).



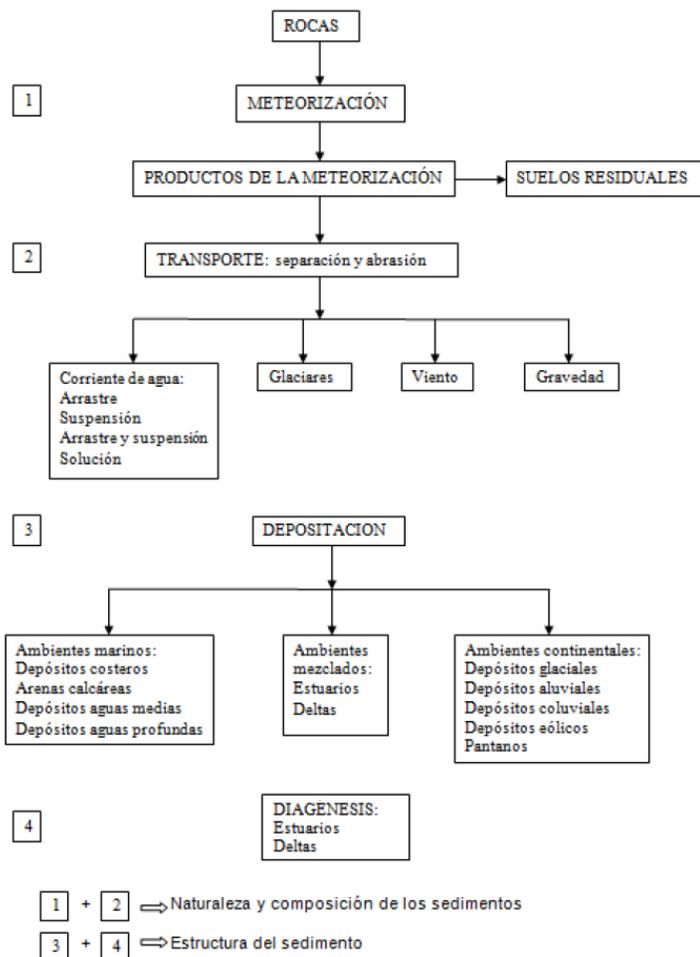
Figura 1-4. Panorámica y detalle de depósito aluvial reciente, con su fuente de origen.



En la Figura 1-4 el origen del material son zonas de desprendimiento como el mostrado en la parte central en la imagen de la izquierda. En la fotografía de la derecha, detalle del depósito (Buritica, Antioquia).

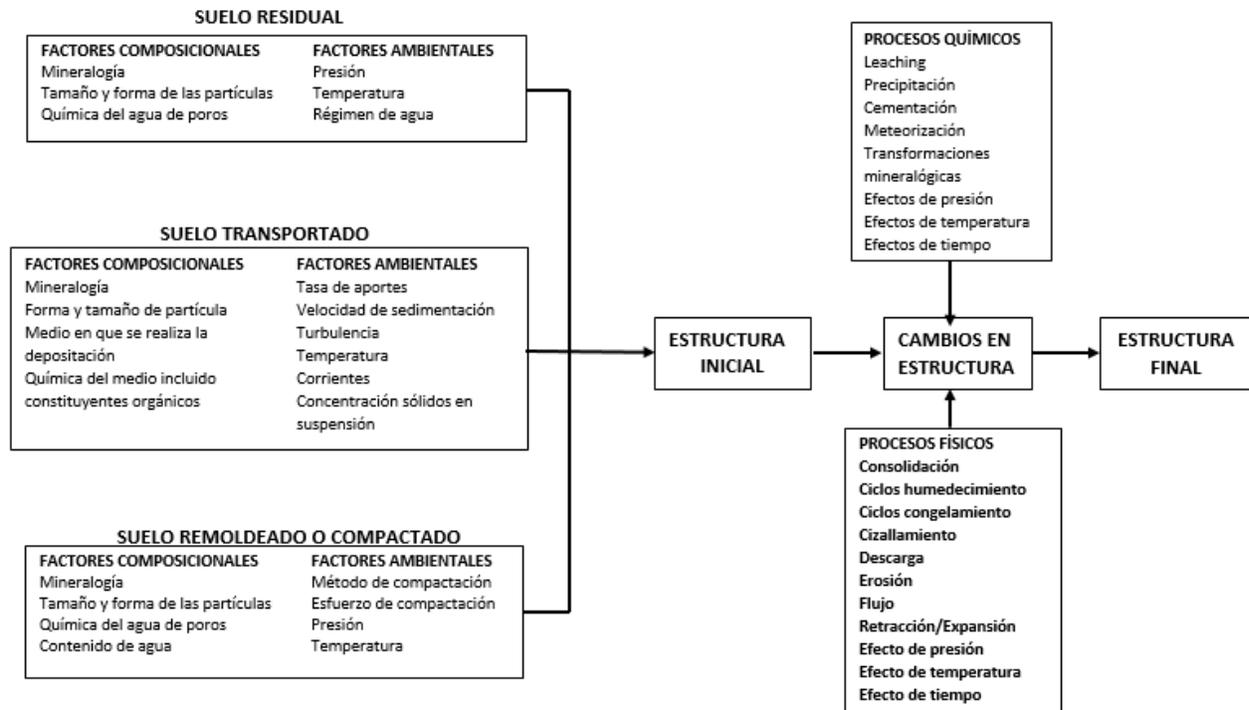
Para comprender y valorar las características de cualquier depósito de suelo es necesario comprender cuál es el material o materiales que lo conforman y como alcanzó su estado actual. Esto requiere consideraciones sobre los procesos que dieron origen a las partículas, la meteorización de la roca y del suelo, la erosión y el transporte del material, su proceso depositacional y cambios sufridos por él posteriores a la depositación de los sedimentos (Simons et al, 1982; Bricker et al, 1994; Mitchell y Soga, 2005; Lancellota, 1995; Terzaghi et al, 1996; Mitchell y Soga, 2005; Ollier et al, 2007; Huber, 2013; Moses et al, 2014). La Figura 1-5 ilustra los procesos que intervienen en la formación de una masa de suelo mientras que la Figura 1-6 ilustra la variedad de aspectos y procesos que inciden en la estructura y características de ella.

Figura 1-5. Procesos en la formación de una masa de suelo.



Fuente: Modificado de Lancellota, 1995.

Figura 1-6. Factores y procesos que determinan la estructura de un suelo.



Fuente: Modificado de Mitchell y Soga, 2005.

1.2 El problema

Dada la variedad de procesos que aportan a la formación de depósitos aluviales, no es posible generar a partir del estudio de tales procesos, la caracterización mecánica de los suelos necesaria para el diseño geotécnico de obras. Es entonces necesario, para tal caracterización, realizar ensayos sobre muestras representativas. Las normas que rigen tales ensayos establecen que, para que la muestra ensayada sea considerada representativa del suelo, sus dimensiones (diámetro) debe ser varias veces (depende del tipo de ensayo) el tamaño de la mayor partícula que conforma la masa de suelo (ASTM D3080). Por lo tanto, cuando un proyecto interviene geomasa conformadas por partículas gruesas, la toma de muestras consideradas como representativas del depósito requiere de una infraestructura y tecnología no siempre disponible, mientras que los ensayos sobre ellas no pueden realizarse en laboratorios convencionales por las dimensiones de los equipos necesarios. La falta de infraestructura y equipos es también una limitante para

llevar a cabo ensayos de campo, una alternativa que no requiere de la toma de muestras. En consecuencia, en el diseño de obras que intervienen este tipo de materiales generalmente se emplean datos publicados y/o utilizados anteriormente en diseño de estructuras similares.

La dificultad generada por la incidencia del tamaño de partículas sobre las dimensiones de las muestras, se ve reflejada en el número de investigaciones realizadas para establecer el comportamiento mecánico de geomantas conformadas por partículas con tamaños superiores a arenas gruesas. En tal sentido, por ejemplo, los artículos publicados que versan sobre el comportamiento de suelos fino granulares y arenas son numerosos, y a medida que el tamaño de partícula aumenta las publicaciones sobre el tema disminuyen considerablemente en número, hasta ser, proporcionalmente, muy reducida para gravas y partículas mayores.

Cabe anotar en este sentido que un porcentaje importante de las investigaciones realizadas sobre el comportamiento de suelos conformados por partículas mayores han ocurrido asociadas al diseño de presas de enrocado y pedraplenes. En consecuencia, tales ensayos fueron realizados sobre muestras provenientes de esos sitios.

Ante la dificultad en realizar ensayos sobre muestras representativas que permitan, en los distintos proyectos, evaluar el comportamiento de masas de suelo conformadas por partículas gruesas, los ingenieros han optado, en muchas circunstancias, por utilizar parámetros publicados en la literatura técnica. En tales casos, sin embargo, los parámetros utilizados para diseño pueden no representar el material utilizado, pues como ya se dijo, sus propiedades son una consecuencia, hasta cierto punto predecible, del material parental y de todos los procesos a los que se ha visto expuesto desde su conformación.

Con base en la problemática descrita se ha establecido como tema específico para el presente trabajo el de: “Establecer una relación entre aspectos físicos de masas de suelo grueso granular de origen aluvial con su comportamiento mecánico”.

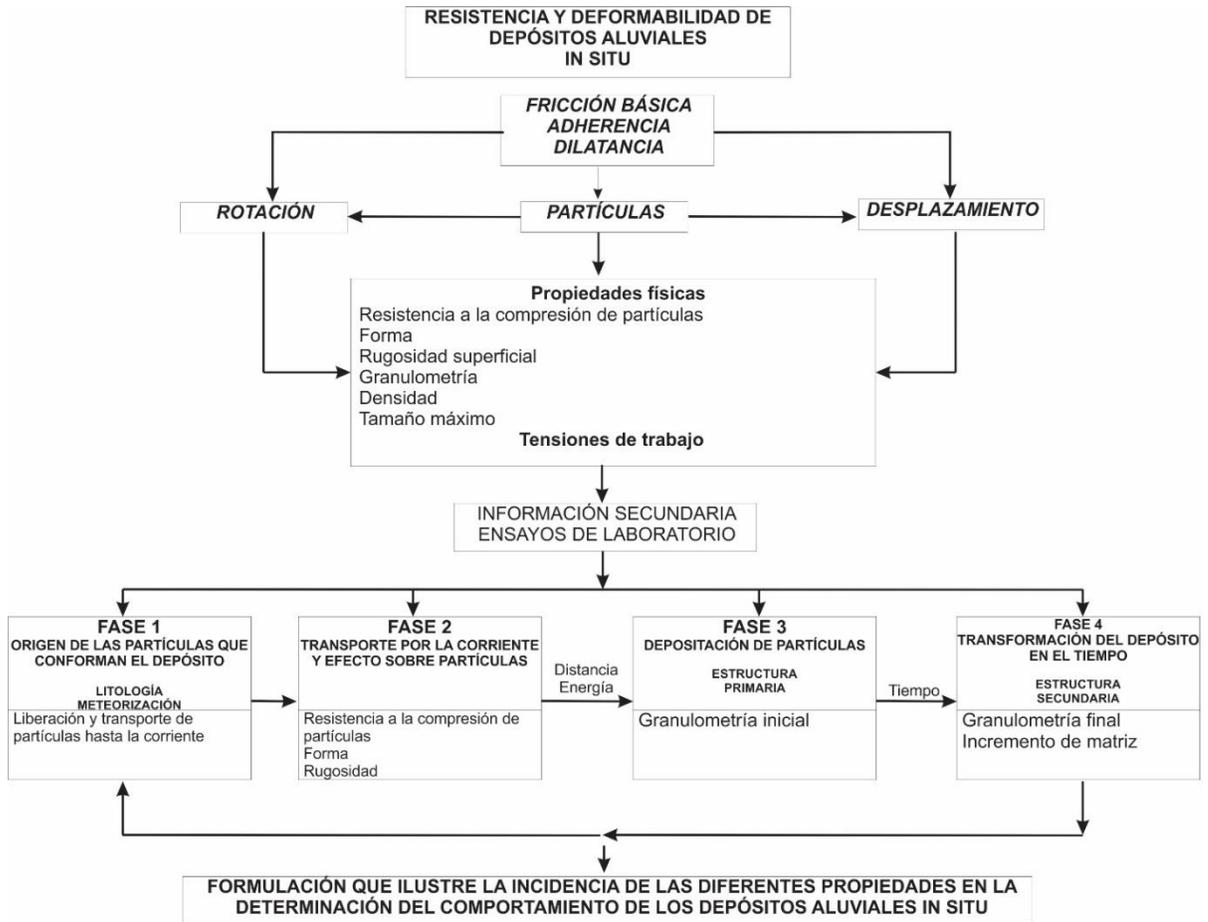
1.3 Justificación

Las estructuras que hacen parte de la infraestructura de una comunidad, tales como edificios, puentes, presas, y túneles, entre otras, son construidos sobre o en geomاسas inalteradas o alteradas. Se utiliza suelo remoldeado, es decir, suelo cuya estructura natural ha sido modificada mediante intervenciones antrópicas tales como excavación, procesamiento y/o transporte, para construir algunas de estas obras. Ejemplos de estructuras construidas con suelo remoldeado son, por ejemplo, presas de tierra y enrocado, terraplenes para diferentes usos, y estructuras de pavimentos y aeropistas (Murthy, 2002). En ocasiones la intervención de geomاسas in situ puede estar justificada en el interés económico por sus características como materiales o porque contienen minerales u otras sustancias de valor (Mialls, 1996). En cualquiera de los casos anteriores es necesario caracterizar mecánicamente los materiales a intervenir para que la actividad se pueda realizar de manera eficiente y segura, y lo más económicamente posible.

1.4 Mapa conceptual de estudio

En consecuencia con lo anterior, la Figura 1-7 presenta el mapa conceptual bajo el cual se enmarca el desarrollo de este trabajo de investigación. En ella se asocia las componentes de la resistencia del suelo en el caso de los depósitos aluviales, y los aspectos que inciden en ella, a los procesos que dieron lugar a su conformación, en el contexto de un sistema fluvial. En la Figura 1-7 se propone la secuencia de eventos a que se encuentra sometida una partícula de suelo desde su sitio de origen hasta que entra a formar parte de un depósito aluvial, y los procesos que ocurren aún con posterioridad a la conformación del depósito. Estos procesos han sido agrupados en cuatro fases, como se explica a continuación.

Figura 1-7. Mapa conceptual del trabajo.



Fuente: Propuesto por el autor.

Fase I. Origen de las partículas que conforman el depósito. Esta fase incluye la litología de la cuenca, procesos (naturales y antrópicos) que generan partículas, y transporte de las partículas a la corriente de agua.

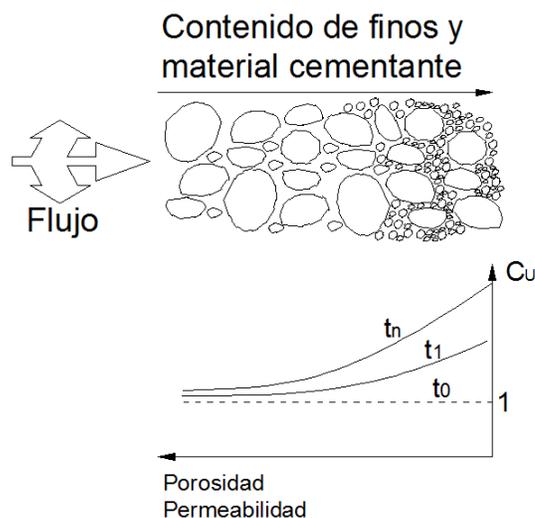
Fase II. Transporte de partículas por la corriente de agua. En esta fase se da consideración a la forma de transporte de la partícula por la corriente de agua y al efecto de este transporte sobre las partículas.

Fase III. Depositación de partículas. Esta fase se refiere a la estructura desarrollada por el depósito de suelo en el momento de su depositación.

Fase IV. Transformación del depósito en el tiempo. Esta fase considera los procesos naturales y antrópicos a los que el depósito se ve expuesto después de la depositación de partículas, teniendo presente que esta condición no es estática.

La Figura 1-8 es un modelo conceptual que sintetiza la evolución en el tiempo (t) de la estructura y composición granulométrica de un depósito aluvial (coeficiente de uniformidad, C_u) y la variación, asociada a esta evolución, de algunas propiedades geotécnicas (permeabilidad, resistencia y deformabilidad). En el modelo, el tiempo t_0 corresponde al momento en que se presenta la depositación de partículas, conformando un depósito. En el momento de depositación la masa de material adyacente a la corriente es esencialmente uniforme en composición granulométrica, es decir, el coeficiente de uniformidad (C_u) presenta un valor próximo a la unidad. Con el transcurso del tiempo, y ante las fluctuaciones de nivel de agua, se presenta el arrastre de partículas a través de los vacíos existentes entre las partículas grueso granulares ya depositadas. El avance de partículas menores a través de los vacíos de la masa de suelo, es tanto horizontal como vertical, y ocurre a diferentes tasas de movimiento producto de eventos como agradación, degradación y migración del cauce. Se considera que cerca de la fuente la porosidad permanece relativamente alta ya que las partículas menores son arrastradas, y que la porosidad disminuye con el aumento de la distancia a la fuente de agua.

Figura 1-8. Relación historia - propiedades del depósito



Fuente: Propuesto por el autor.

1.5 Objetivo general

El objetivo general del trabajo es proponer funciones de comportamiento mecánico para depósitos de suelo grueso granular de origen aluvial con base en parámetros físicos asociados a su composición granulométrica.

1.6 Objetivos específicos

Entre los objetivos específicos de la investigación se encuentran:

- Establecer, mediante ensayos en campo y laboratorio, el comportamiento mecánico de un depósito de suelo grueso granular de origen aluvial.
- Deducir el comportamiento mecánico del material de estudio con base en su granulometría y densidad.
- Entender la forma como se desarrolla la resistencia al corte de depósitos aluviales grueso granulares en diferentes etapas de formación.

1.7 Estructura del informe

El documento se ha organizado de la siguiente manera. Este Capítulo 1, Introducción, presenta el tema de estudio, su justificación, y los objetivos del trabajo. En el Capítulo 2 se presenta el marco teórico para el trabajo, haciendo énfasis en diferentes aspectos. Inicialmente se realiza una descripción del origen de estos depósitos y los procesos asociados a su formación. A continuación se presentan aspectos de carácter físico y mecánico que han sido tratados por investigadores del comportamiento de materiales similares al que está orientado esta investigación. La metodología cómo se desarrolla el trabajo de investigación se presenta en el Capítulo 3. El trabajo experimental realizado para caracterizar el material se presenta en el Capítulo 4, y en el Capítulo 5 los ensayos de corte directo y triaxial. El análisis de resultados y la propuesta de correlaciones entre comportamiento mecánico y propiedades físicas del suelo se presentan en el Capítulo 6. En el Capítulo 7 se presentan las Conclusiones y finalmente se presentan los Anexos y la Bibliografía.

2 Capítulo 2. Marco teórico

2.1 Antecedentes

En esta sección se presenta un resumen de los tópicos que se consideran relevantes para el propósito de este estudio. Los siguientes aspectos fueron considerados para establecer el marco teórico del presente trabajo, a saber:

2.1.1 En cuanto al material

- Procesos superficiales y sub superficiales que inciden en la generación de partículas que finalmente conformarán los depósitos aluviales.
- Depósitos aluviales grueso granulares y procesos asociados a su formación.
- Procesos físicos que gobiernan la respuesta de cuencas y ríos.
- Cambios post depositación en sedimentos.

2.1.2 En cuanto al comportamiento mecánico del material

- Aspectos que inciden en la resistencia de suelo grueso granular.
- Estudio de la resistencia de suelos grueso granulares: un enfoque desde la mecánica de rocas.
- Estudio de la resistencia de suelos grueso granulares: un enfoque desde la resistencia al corte de discontinuidades.
- Estudio de la resistencia de suelo grueso granular: un enfoque desde el comportamiento de suelo tipo “Bloque en Matriz” o “BimSoils”.

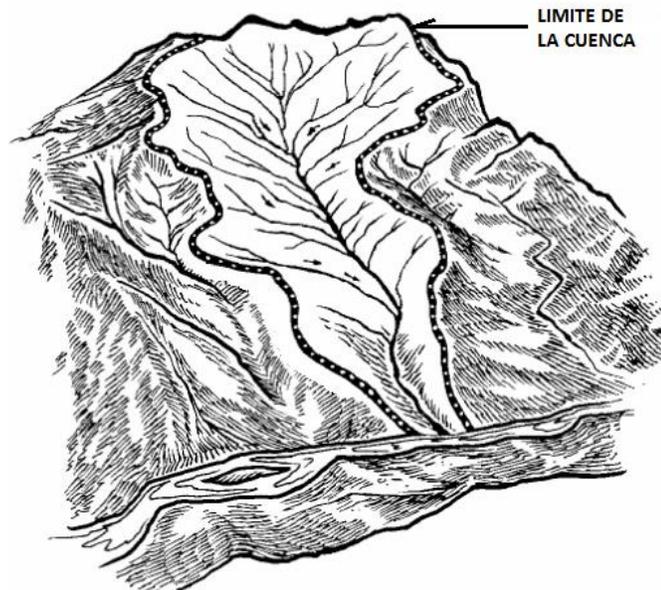
- Antecedentes sobre formas de medir resistencia en suelos grueso granulares.
- Criterios de falla para suelos grueso granulares.

2.2 El material

Los depósitos aluviales incluyen una gama amplia de sedimentos generados en posiciones de la cuenca localizadas por encima de los sitios en que se ubican los depósitos. Su conformación se genera por causa de corrientes de agua y procesos asociados de flujo gravitacional (Boggs, 2006).

El término cuenca se utiliza para designar un área de tierra que drena en el sentido de la pendiente hacia la parte más baja, como lo ilustra el esquema de la Figura 2-1 (Oregon Watershed Enhancement Board - OWEB, 1999).

Figura 2-1. Esquema de cuenca.



Fuente: Modificado de OWEB, 1999.

Los materiales existentes en las cuencas se encuentran expuestos a procesos de carácter físico, químico y biológico que pueden actuar de manera individual o simultánea. Los sedimentos, de cualquier tamaño, que se generan en una cuenca, son el resultado de la meteorización causada por estos procesos (Parise et al, 2004).

La erosión incluye dos fases: la generación de partículas y su transporte. La generación se presenta cuando partículas susceptibles a ser desprendidas y que se encuentran en la superficie de taludes suficientemente escarpados, son expuestas al impacto de gotas de lluvia, ciclos de congelamiento y descongelamiento, aflojamiento en seco, y procesos biogénicos tales como viento y acción de animales, entre otros procesos (WSDNR, 2000). Los mecanismos naturales de transporte de las partículas desprendidas son la gravedad y el agua escorrentía, esta última en particular cuando el terreno se encuentra desprotegido por ausencia de vegetación (WSDNR, 2000). Tales procesos pueden generar gruesas secuencias de materiales heterogéneos cuyas propiedades difieren de las del material parental (Parise et al, 2004).

Algunas características del depósito, entre otras granulometría, textura, resistencia y grado de intemperismo de las partículas que lo conforman, no son estáticas en el tiempo, sino que varían con él, modificándose en consecuencia también sus propiedades mecánicas.

A continuación se presenta en la primera parte, con un carácter general, los aspectos considerados más importantes en esta evolución, y al terminar se particularizan estos conceptos para los depósitos grueso granulares del tipo litofacie grava.

2.2.1 Materiales y procesos en la cuenca antes del transporte

La dinámica de los procesos en la cuenca, el volumen sólido sub superficial que suministra agua, sedimentos y materiales disueltos a una corriente (OWEB, 1999), está definida por el clima, la litología y la estructura geológica del sitio, la topografía, la hidrología y el uso de la tierra, entre otros aspectos (Renard et al, 2011), los cuales inciden en la meteorización del material in situ y en el desarrollo de los perfiles estratigráficos.

2.2.2 Procesos físicos que gobiernan la respuesta de la cuenca

Los procesos físicos que actúan sobre la cuenca pueden ser divididos en varios grupos, los cuales son expresados en el contexto de topografía, suelos, geología, vegetación, condiciones climáticas, hidrología e hidráulica, transporte de sedimentos y actividad humana. (Simons et al, 1982).

Topografía es una expresión de la morfología, la geología y las fuerzas erosivas que han actuado sobre la cuenca (Sklar y Dietrich, 2004; Parise et al, 2004; Boggs, 2006; Huggett, 2007; Huber, 2013).

Las características de los suelos de la cuenca dependen en gran medida de los materiales geológicos parentales y de los procesos de meteorización predominantes (Huggett, 2007). A su vez estas características inciden en los procesos físicos que gobiernan la respuesta de la cuenca.

La vegetación juega un papel importante en el balance de agua y estabilidad del suelo en una cuenca (Johnson et al, 1994; Bricker et al, 1994; Anderson et al, 2002; Akob y Küsel, 2011).

El clima y sus componentes meteorológicos asociados como la precipitación y sus características, temperatura, radiación solar y viento, son importantes procesos que afectan la respuesta en una cuenca (Johnson et al, 1994; Bricker et al, 1994; Anderson et al, 2002; Akob y Küsel, 2011). La afectación esta matizada por la geología, la topografía y la vegetación (Simons et al, 1979; Johnson et al, 1994; Bricker et al, 1994; Anderson et al, 2002; Akob y Küsel, 2011).

En las cuencas, los procesos hidrológicos e hidráulicos como el flujo de agua y el transporte de sedimento inter relacionan entre sí. Ellos están controlados por la gravedad, la resistencia de los materiales superficiales y otras fuerzas asociadas (Simons et al, 1979; Baumann, 2006).

El movimiento de sedimentos es descrito por el concepto de continuidad de sedimentos, el cual describe la entrada, salida y almacenamiento de sedimento en la cuenca (Wohl et al, 2015; Czemuszenko, 2016).

2.2.3 Procesos físicos que gobiernan la respuesta del canal del río

En general los procesos descritos anteriormente para las cuencas son también aplicables a las corrientes o canales de los ríos, aunque la importancia relativa puede variar considerablemente. Un ejemplo de la diferencia en importancia es la vegetación. Mientras

que en la cuenca ella incide en muchos procesos, en el canal la vegetación solo afecta la resistencia al flujo y la estabilidad de las orillas e islas (Simons et al, 1979).

Las variables que influyen el flujo en canales fluviales incluyen velocidad, profundidad, pendiente de la línea de energía, densidad de la mezcla de agua y sedimentos, viscosidad aparente de la mezcla de agua y sedimentos, gradación del material de lecho, densidad del sedimento, forma de las partículas, forma del tramo analizado de la corriente, forma de la sección de la corriente, fuerzas de filtración en el cauce, concentración de descarga del material de cauce, concentración de material fino, y velocidad terminal de caída de la partícula (Einstein, 1950; Bryan, 2000; Sklar y Dietrich, 2004; Wohl et al, 2015; Czemuszenko, 2016).

El perfil longitudinal de una corriente muestra su pendiente o gradiente, es decir, la relación de la caída de una corriente a su longitud, y es uno de los parámetros más importantes influenciando la respuesta del canal (Einstein, 1950; Bryan, 2000; Sklar y Dietrich, 2004; Anderson et al, 2002). La mayoría de los perfiles longitudinales son cóncavos hacia arriba dado que frecuentemente el cauce es más pendiente en su parte inicial o superior. La forma del perfil es el resultado de varios factores interdependientes y representa un balance entre la capacidad de transporte de la corriente y el tamaño y cantidad de la carga de sedimentos suministrado (Einstein, 1950; Bryan, 2000; Sklar y Dietrich, 2004; Anderson et al, 2002; Hurst et al, 2012).

El tamaño de las partículas en el material de cauce decrece hacia aguas abajo (Einstein, 1950; Râdoane, 2007). Esta tendencia se observa en los depósitos aluviales encontrados a lo largo del río Medellín, Colombia, entre las poblaciones de Bello y Barbosa, al comparar la granulometría de varias explotaciones de material pétreo allí existentes. Los procesos de transporte reducen el tamaño general de las partículas por abrasión y selección (Einstein, 1950; Râdoane, 2007).

La cantidad de sedimentos llegados al canal depende de los procesos en la cuenca, como se presentó anteriormente. La capacidad de una corriente en transportar sedimentos depende de las propiedades hidráulicas de su canal. Variables como pendiente, rugosidad, geometría del canal, descarga, velocidad, turbulencia, propiedades del fluido y tamaño y gradación del sedimento se encuentran íntimamente relacionadas a las propiedades

hidráulicas que controlan esta capacidad (Simons et al, 1982; Bettles, 2008; Czuba et al, 2010).

Los sistemas de cauces aluviales generalmente exhiben cambios significativos en profundidad, ancho, alineamiento y estabilidad particularmente durante inundaciones de larga duración (Bettles, 2008). Estos cambios pueden definirse como erosión local, erosión general, degradación o agradación, y migración lateral (Bettles, 2008), los cuales son interdependientes. En consecuencia, la degradación y la migración lateral son interdependientes.

2.2.4 Cambios post depositación en sedimentos

Entre el momento en que un sedimento entra en reposo por primera vez y el momento en que él es encontrado en conexión con alguna actividad humana, puede haber sido alterado por la acción de uno o más de varios procesos post deposicionales. Estos procesos pueden ser físicos, químicos y/o hidrológicos (Simons et al, 1982). Ellos ocurren porque el sedimento joven no es necesariamente estable en su nuevo ambiente, donde el material es expuesto a nuevas condiciones químicas y físicas como temperatura y presión. El entendimiento de los cambios post deposicionales es esencial para comprender las propiedades, interpretar la información del perfil estratigráfico y reconstruir la historia geológica (Johnson et al, 1994; Hight et al 2003).

2.2.5 Depósitos aluviales grueso granulares y procesos asociados a su formación

La mayoría de los depósitos fluviales son de tipo clástico. Esto permite clasificarlos en uno de los siguientes tres grupos: grava, arena y fino granular. Estos grupos responden a diferentes procesos de separación y selección de la carga de sedimentos. Aún depósitos conformados por mezclas de ellos pueden ser clasificados con base en el tamaño de las partículas predominantes.

Los suelos y fragmentos de roca, como ya se ha mencionado, son continuamente erodados y transportados desde las zonas de meteorización por corrientes de agua, corrientes oceánicas, olas, viento, aguas subterráneas, glaciares y la gravedad. Cada uno de estos

agentes transportadores puede causar cambios físicos particulares en los sedimentos que transporta.

Varios aspectos dificultan el estudio y entendimiento de los procesos de transporte de grava y de formación de cauces gravosos, canales de flujo y barras. Esto se debe a la dificultad en observar ríos de cauces gravosos durante el transporte de carga porque las altas energías hacen muy riesgoso realizar medidas y muestreo in situ, porque lo opaco del agua impide realizar observaciones directas, y porque es difícil la excavación de trincheras en grava gruesa sin afectar el entorno.

Los procesos asociados a la formación de los depósitos aluviales son erosión, transporte y sedimentación.

Los mayores efectos del proceso de transporte sobre las propiedades físicas de los sedimentos son selección y abrasión. La selección puede ser tanto longitudinal como local (Einstein, 1950; Mitchell y Soga, 2005). En la primera se produce una disminución progresiva en el tamaño de la partícula con la distancia desde la fuente, en la medida que la pendiente disminuye. En la selección local, se generan capas o lentes con diferentes distribuciones granulométricas. Realizar predicciones confiables de la selección en cualquier punto a lo largo de un sistema de transporte de sedimentos es complicado por el hecho de que las tasas de flujo pueden variar de un punto a otro, y con las estaciones (Einstein, 1950; Mitchell y Soga, 2005). En consecuencia, se pueden encontrar secuencias muy complejas de materiales en y adyacentes a las corrientes.

La Tabla 2-1 resume algunos efectos del transporte sobre las propiedades físicas del sedimento.

Tabla 2-1. Efectos del transporte en los sedimentos

	AGUA	AIRE	HIELO	GRAVEDAD
Tamaño	Reducción dependiente de la respuesta, en cargas temporales presenta poca abrasión, en cargas de tracción	Reducción Considerable	Pulverización e impacto considerable	Impacto considerable

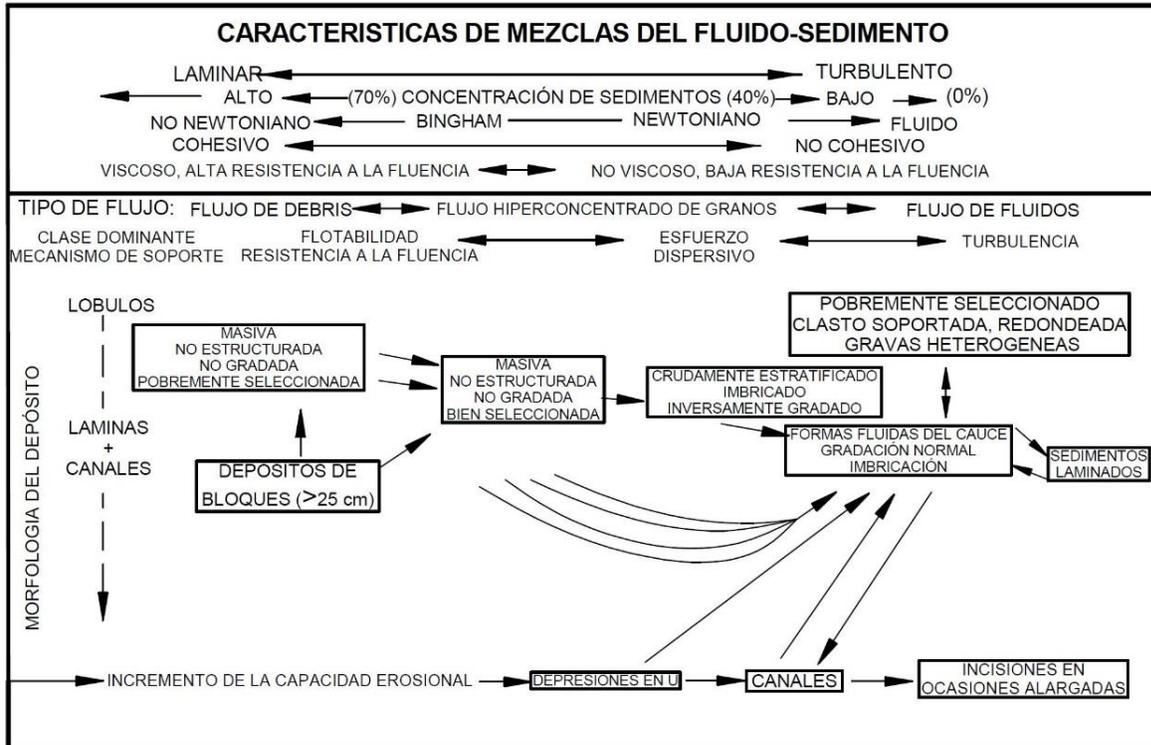
	AGUA	AIRE	HIELO	GRAVEDAD
	presenta algo de abrasión e impacto.			
Forma y redondez	Redondez en arenas y gravas	Alto grado de redondez	Partículas angulares suaves	Angular, no esféricas
Textura de la superficie	Arena: Lisa, pulida, brillante Limo: Pequeño efecto	El impacto produce superficies corrugadas.	Superficies estriadas	Superficies estriadas
Clasificación	Clasificación considerable	Clasificación muy considerable (Progresiva).	Muy poca clasificación.	Sin clasificación

Fuente: Adaptado de Mitchell y Soga, 2005.

2.2.6 Consideraciones sobre la estructura de la litofacie grava

El transporte de grava ocurre bajo un espectro diverso de condiciones físicas, lo que conduce a un rango amplio de variaciones texturales y estructurales de los depósitos resultantes. Los factores controladores son la condición del flujo, es decir, laminar o turbulento, y la concentración de sedimentos. Respuestas deposicionales específicas, las litofacies, se encuentran asociadas con procesos particulares, pero flujos individuales pueden evolucionar de una serie de condiciones a otra, de tal forma que el depósito resultante puede exhibir, aún en una misma facie, un rango de texturas y estructuras. La Figura 2-2 ilustra un modelo que intenta resumir la relación entre los distintos procesos y sus resultados. Nótese que un evento de flujo puede evolucionar a través de más de una de estas etapas en la dirección indicada por las flechas, resultando en gradaciones texturales y estructurales verticales y hacia aguas abajo.

Figura 2-2. Relaciones entre las características físicas de una mezcla flujo sedimentos, el tipo resultante de flujo y el depósito correspondiente.



Fuente: Adaptado de Miall, 2006.

La principal diferenciación se da entre dos tipos de procesos: (1) Flujos que son turbulentos y tienen poca concentración de sedimentos, en los cuales el transporte y la deposición se da por tracción y muy poca suspensión, y (2) flujo en el cual la mayor viscosidad asociada con alta concentración de sedimentos amortigua la turbulencia, induciendo flujo laminar y el soporte de los granos por flotación o boyancia.

La deposición de sedimentos en la mayoría de los sitios es cíclica (Boggs, 2006), correspondiente con diferentes eventos, como pueden ser los ciclos climáticos de varias longitudes, de los cuales el más notable es el ciclo anual.

El espesor de depósitos formados durante cualquier ciclo puede variar desde menos de un milímetro a cientos de metros. El periodo de tiempo de deposición puede variar desde meses a miles de años, y la conformación del depósito puede corresponder a solo uno de muchos ciclos de sedimentos.

Se ha establecido que existen múltiples procesos que afectan la morfología y estratificación de depósitos de grava, y que estos interactúan y cambian muy rápidamente, de tal manera que es difícil lograr establecer una relación entre la hidráulica y las formas de cauce y estratificación.

El análisis de ríos con cauce gravoso y sus depósitos se realiza a dos escalas: a una escala menor, la de la interfase sedimento agua, y en una escala mayor, el de la evolución de canales y barras, el cual gobierna el desarrollo de elementos arquitectónicos en el depósito final. En la escala mayor, la variación en los patrones de turbulencia, la tasa de transporte de sedimentos, la velocidad del flujo y la profundidad controlan la textura del cauce y las estructuras, y se reflejan en los patrones de estratificación y características de las litofacies. Los procesos que se dan en menor escala, a su vez, hacen parte de los procesos de mayor escala.

Adicionalmente a los cambios en condiciones impuestas por factores externos tales como variaciones en descarga y temperatura que se dan en el transcurso del día y cambios estacionales, la depositación y erosión en la escala de la barra y el cauce tiene consecuencias sobre la velocidad del agua, profundidad y carga de sedimentos inmediatamente sobre, alrededor y aguas abajo de cada característica (sitio) o geoforma.

Las variaciones en la textura y estructura de grava depositada de corrientes que transportan sedimentos por tracción, reflejan la extrema variabilidad de tasas de flujo y transporte en ríos de cauce gravoso. La grava tiende a ser transportada en pulsos repetitivos. Esto refleja los patrones de turbulencia en el río y también refleja la forma como la grava es liberada espasmódicamente en el río por la migración del cauce y la erosión de las orillas. Cuando se presentan altas tensiones de corte en el cauce solo los clastos mayores se depositan, induciendo depósitos de grava clasto soportados sin matriz. Clastos de menor tamaño y arena se infiltran en el depósito de grava clasto soportado a menores velocidades de flujo.

Cambios en la velocidad de flujo y en los esfuerzos cortantes ocurren en períodos de tiempo muy cortos, reflejando cambios en la descarga del río y como respuesta a la migración del canal y desgarres o avulsiones inmediatamente aguas arriba. Como respuesta, la textura de los depósitos puede mostrar rápidos cambios verticales.

En la escala de los estratos, la variación en textura más importante es entre grava mostrando estratificación horizontal y grava mostrando estratificación cruzada. La explicación aparentemente más apropiada para la conformación de cada una de estas estructuras es como sigue. Dado un pulso de grava liberado aguas arriba, él puede suspender su avance en un sitio de aguas poco profundas o de expansión del flujo, dando lugar a una lámina de pocos clastos de espesor. Esta lámina crece en sentido vertical y horizontal hasta convertirse en una característica del cauce. Cuando el transporte es rápido la lámina se alarga, con una estratificación entre plana a ligeramente inclinada. Cuando el transporte es más lento, el crecimiento de la lámina es vertical, generando caras que por su alta pendiente son propensas a avalanchas y a su vez a generar estratificación cruzada.

En flujos con una alta concentración de sedimentos, el transporte de granos es el resultado de boyancia o resistencia de la matriz. Cuando la concentración de sedimentos es modesta, el flujo es no cohesivo y puede ser internamente turbulento. Estos flujos son erosivos y pueden producir canales y otras formas de erosión basal. A mayores concentraciones de sedimentos (> 40%) se dice que el flujo es sobreconcentrado. Los granos más gruesos se mueven hacia las regiones de menor cizallamiento, localizadas en el borde del flujo, resultando en una gradación invertida.

En el caso de mayor concentración de sedimentos el flujo presenta características pseudo plásticas. La matriz es cohesiva y tiene la resistencia adecuada para soportar grandes bloques. Poca selección ocurre aunque gradualmente los grandes bloques pueden separarse, de tal manera que verticalmente y hacia aguas abajo puede haber una ligera gradación.

Como resultado de las condiciones de flujo y los procesos descritos pueden diferenciarse varias litofacies de grava, entre ellas grava matriz soportada; grava gradada matriz soportada; grava inversamente gradada, clasto soportada; grava masiva, clasto soportada; grava horizontalmente estratificada, clasto soportada; grava de estrecha estratificación cruzada, y grava planar de estratificación cruzada.

2.2.7 Conclusiones

La dependencia del proceso de conformación de un depósito aluvial de aspectos tales como topografía, geología, vegetación, meteorización, etc., los cuales se presentan en orden siempre variable y en diferentes grados de intensidad, imponen a todo el proceso un carácter caótico. Esta condición limita la posibilidad de caracterizar tales depósitos de manera unívoca.

Desde el punto de vista mecánico un depósito aluvial presenta características que corresponden a la etapa de conformación en que se encuentre. La litología de las partículas que conforman el depósito refleja las unidades litológicas que existen en la cuenca aguas arriba y por encima del punto en consideración. Algunos aspectos que evolucionan con el proceso de conformación y que tienen influencia en el comportamiento mecánico de la geomasa son, entre otros, geometría de las aristas de las partículas, forma de las partículas, granulometría, tamaño máximo, estructura, densidad, historia tensional (espesor de la columna de material sobre el punto en consideración), y régimen de agua subterránea.

Considerando las dimensiones de una obra de ingeniería de tipo no longitudinal sino puntual, puede proponerse al depósito aluvial de interés como homogéneo. De esta manera, la caracterización que de él se realice es representativa y aplicable a un volumen de material de extensión finita. En el caso de obras extensas, se debe zonificar el depósito con base en propiedades físicas que diferencien una zona de otra.

2.3 Geomecánica de suelos grueso granulares

2.3.1 Antecedentes

Algunos investigadores sostienen que el origen de la resistencia de los suelos, tanto finos como gruesos, es el aporte de dos componentes que se presentan en los puntos de contacto de las partículas: la fricción y la adhesión (Lambe y Whitman, 1969). Otros autores consideran que, además, la resistencia tiene un aporte por la “trabazón” (o interlocking en inglés) entre las partículas que conforman la masa de suelo (Taylor, 1948; Schofield 1998, 2001). Para propósitos de esta presentación, se define resistencia como el máximo nivel

de tensión que un material puede resistir sin fallar ante la aplicación de cualquier tipo de carga (ASTM D653, 2004).

En el estudio del comportamiento de materiales grueso granulares, se ha propuesto que existe similitud entre la generación de resistencia al corte de enrocados, discontinuidades en roca, e interfaces entre enrocados y superficies continuas (Barton y Kjaernsli, 1981). Esta similitud incluye comportamiento dilatante a esfuerzos bajos, y fracturación de los puntos de contacto y disminución de la dilatancia, a esfuerzos altos (Barton y Kjaernsli, 1981). El comportamiento de macizos rocosos intensamente fracturados también se ha asimilado al de enrocados (Douglas, 2002; Rocscience, 2004).

El comportamiento mecánico de enrocados ha sido evaluado de diferentes maneras. Entre ellos, los análisis regresivos a partir del monitoreo de estructuras (por ejemplo, ISA, 1978), y los ensayos de laboratorio del tipo edómetro, corte directo y triaxial sobre muestras de diferentes tamaños (por ejemplo Marsal et al, 1965) son los más comunes.

Por otra parte, las características físicas y la resistencia de las partículas fueron utilizadas por Barton y Kjaernsli (1981), para evaluar de forma aproximada las propiedades de enrocados, más específicamente su fricción. Las propiedades físicas las establecen con base en el d_{50} de las partículas, su redondez y la porosidad de la muestra compactada, características que pueden medirse fácilmente.

En la literatura técnica se han presentado para enrocados diferentes modelos constitutivos (De Mello, 1977; Charles y Watts, 1980; Barton y Kjaernsli, 1981; Sarac y Popovic, 1985; González, 1985; Doruk, 1991; Indraratna et al, 1993; Indraratna, 1994; Hoek et al, 2002). De otra forma, la misma existencia de los modelos y la variedad de forma que ellos presentan sugieren que fueron desarrollados para reflejar condiciones particulares. Consecuentemente, previamente a su utilización, debe conocerse si las condiciones en que se desarrollaron los mismos son similares a las del medio a las que se pretenden aplicar.

Aunque la comunidad técnica ha aceptado que los procesos que han actuado sobre una geomasa inciden en su comportamiento geotécnico, como ya se estableció en las secciones anteriores, esta relación no es directa ni claramente trazable. Por ejemplo,

aunque la composición granulométrica es utilizada para entender propiedades geotécnicas como porosidad y permeabilidad, también se ha considerado que es un indicativo de las condiciones del ambiente en que ocurrió la depositación de las partículas (Boggs, 2006). Esta última aplicación ha propiciado que, desde hace más de un siglo, en geología se haya estudiado las características granulométricas de los sedimentos, y que desde mediados del siglo 20 se haya enfatizado sobre el tratamiento estadístico de esta característica, dando lugar a infinidad de publicaciones. Tal grado de estudio, sin embargo, no ha permitido establecer, de manera inequívoca, la relación entre composición granulométrica y ambiente deposicional (Boggs, 2006) pues muchos de los estudios realizados han obtenido resultados contradictorios, lo cual es de esperarse en un proceso que como se ha dicho, tiene el carácter de caótico. De manera similar la relación entre otros aspectos de las partículas, como esfericidad y redondez, los cuales también inciden en las propiedades geotécnicas del material, tampoco han podido ser utilizados como un criterio conclusivo para establecer el ambiente de depositación (Boggs, 2006).

La resistencia de las rocas, aunque pueda expresarse de forma simplista como el aporte de cohesión y fricción, depende de las propiedades de los minerales individuales que la conforman y de la forma en que ellos se encuentran ensamblados (Vutukuri et al, 1974). Ello incluye, entre otros aspectos, la composición mineral de los cristales y granos; tamaño, forma, distribución y orientación de cristales, granos, poros y grietas; material cementante; estructura y textura (Vutukuri et al, 1974).

En el caso de algunas geomasas, si se tiene en cuenta su comportamiento ingenieril, puede considerarse que éste es intermedio entre el comportamiento de sedimentos (gravas, arenas y finos o mezclas de ellos), y el de la sustancia rocosa (Morgenstern y Eigenbrod, 1974; Goodman, 1993).

Bajo ciertas condiciones de conformación, depósitos aluviales pueden desarrollar resistencias considerables. Ejemplo notable de lo anterior es la estabilidad exhibida por algunas excavaciones realizadas en esos materiales (uno de los cuales será objeto de la presente investigación), con una pendiente alta y varias decenas de metros de altura, sobre los cuales en ocasiones se presenta flujo de agua sin que se cause erosión.

El análisis cualitativo del comportamiento de estos depósitos aluviales, sugiere, con base en observaciones en campo, que la resistencia por unión o adhesión en los puntos de contacto entre partículas, cuando existe, varía en magnitud de un sitio a otro, y en ocasiones tal adhesión no se desarrolla. Adicionalmente este comportamiento es influido por la interacción de las partículas con el fluido (aire, agua u otro) que pueda estar presente en los vacíos que presenta la masa de suelo (Lambe y Whitman, 1969; Lancellota, 1995).

Lo complejo de la historia de formación de una masa de suelo y la diferente intensidad con que se presentan los procesos dentro de la masa de suelo o en masas aparentemente iguales, aun entre sitios separados pequeñas distancias (milímetros), hace que en el caso de masas naturales in situ, la magnitud de parámetros tales como resistencia, rigidez y conductividad hidráulica no pueden ser calculados sino que deben ser medidos (Lancellota, 1995), o en el caso de depósitos antrópicos, se debe especificar las características de las partículas que lo componen y el proceso de conformación de la masa, con el fin de que ellas presenten propiedades similares a las deseadas.

En consecuencia y con base en la anterior exposición, se considera posible que el estudio de la resistencia de depósitos de suelo pueda enfocarse entonces en el establecimiento de características que puedan medirse fácilmente y que permitan, a partir de ellas, formular una relación entre propiedades físicas y la resistencia del suelo.

En geotecnia, como se ha indicado, se han utilizado diferentes enfoques para el estudio de materiales grueso granulares. Los conceptos anteriormente mencionados se presentan en forma más detallada en las siguientes secciones.

2.3.2 Aspectos que inciden en la resistencia de suelos grueso granulares

El comportamiento de masas de suelo reconstituidas conformadas por partículas tamaño arena, grava y mayores ha sido investigado debido al uso de estos materiales, solos o mezclados, en la construcción de terraplenes para vías, presas de tierra y enrocado, y revestimiento de canales, entre otras aplicaciones.

En respuesta a los procesos de carga a que se somete el volumen de suelo, las partículas pueden exhibir dos comportamientos, los cuales pueden darse de manera individual o

simultánea. El primero es reducir su tamaño debido a fractura y/o desgaste, y el segundo es cambiar de posición al desplazarse y/o rotar (Lambe y Whitman, 1969; Mitchell y Soga, 2005).

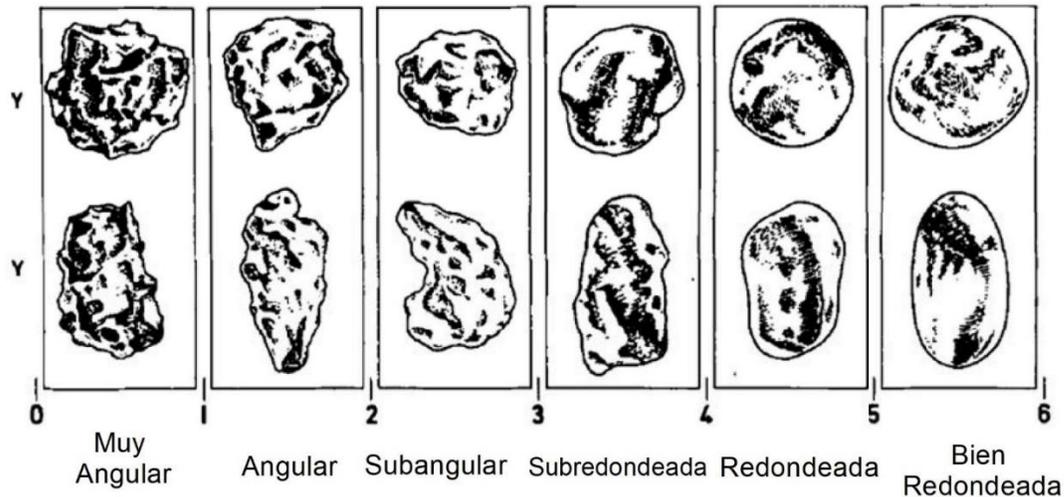
Se ha establecido (Morris, 1960) que la resistencia y estabilidad de agregados tales como grava o roca fracturada no depende de la resistencia al aplastamiento de las partículas que la constituyen sino de la forma y textura superficial de las partículas individuales.

Por otra parte se ha concluido (Marsal, 1973), con base en los resultados de investigaciones sobre el comportamiento mecánico de enrocados, que la resistencia al corte de tales masas de suelo varía directamente con la densidad seca de la masa; la angularidad, rugosidad de la superficie y resistencia a la compresión inconfina de las partículas; y la tensión actuando sobre la masa. La misma investigación (Marsal, 1973) también indica que esa resistencia varía inversamente con el grado de uniformidad y tamaño máximo de las partículas, es decir, que mientras más uniforme o menor variación en el tamaño de partícula presente el suelo y mayor tamaño de partícula presente, menor será su resistencia al corte.

Se presenta a continuación un resumen de las conclusiones obtenidas en investigaciones, realizadas por diferentes autores, sobre cómo estos aspectos inciden en la resistencia y deformabilidad de una masa de suelo grueso granular.

2.3.2.1 Forma, redondez, esfericidad y rugosidad

La forma y la redondez son dos factores significativos en la compactación mecánica de arenas. Mientras que la forma se refiere a la relación entre las distintas dimensiones de la partícula, redondez es una medida de la angulosidad de las aristas, independientemente de la forma de éstas (Chilingarian y Wolf, 1975). Estos dos factores afectan la porosidad del suelo y la capacidad de los granos de no deformarse por deslizamiento y reorganización. Se han definido 6 grados de redondez (Pettijohn et al, 1972): muy angular, angular, sub angular, sub redondeada, redondeada y bien redondeada. Estos grados de redondez se ilustran en la Figura 2-3.

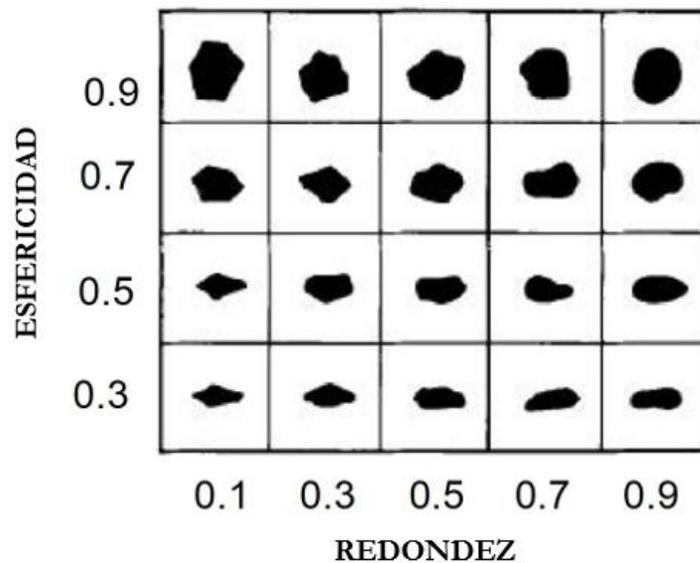
Figura 2-3. Grados de redondez.

Fuente: Adaptado de Pettijohn et al, 1972.

Los factores que controlan forma y redondez (Chilingarian y Wolf, 1975) incluyen forma original del fragmento, durabilidad del material, estructura de los fragmentos, naturaleza e intensidad de la acción a que se ve sometida la partícula, y tiempo o distancia a través de la cual esta acción se ha aplicado.

Se ha propuesto también (Marsal, 1973) que la resistencia de la masa de suelo aumenta con la mayor angulosidad de las partículas que la conforman. Es decir, en el caso de dos masas con igual densidad y granulometría, exhibe mayor resistencia la que contenga partículas con mayor angulosidad.

Esfericidad, para describir la forma de la partícula, es una medida de que tanto la forma de una partícula se aproxima a la de una esfera. Una forma de describir la esfericidad es la relación entre el área de una esfera del mismo volumen de la partícula, y el área real de la partícula (Chilingarian y Wolf, 1975). Puede sustentarse, con base en esferas, que la porosidad depende del empaquetamiento que presenten las partículas. La porosidad de la masa de esferas puede reducirse si se incorporan partículas de diversos tamaños y si se consideran partículas de angulosidad variada. La Figura 2-4 ilustra los conceptos de redondez y esfericidad combinados en una partícula.

Figura 2-4. Grados de redondez y esfericidad.

Fuente: Adaptado de Chilingarian y Wolf, 1975.

También se ha establecido (Morris, 1960) que la resistencia incrementa con la rugosidad hasta un punto óptimo, más allá del cual un incremento en rugosidad es acompañado de una disminución en resistencia. Esto se explica en que, permaneciendo constantes otros aspectos, rugosidad por encima de la crítica impide el desarrollo de un arreglo estructural óptimo por parte de las partículas que conforman la masa de suelo.

2.3.2.2 Relación de vacíos

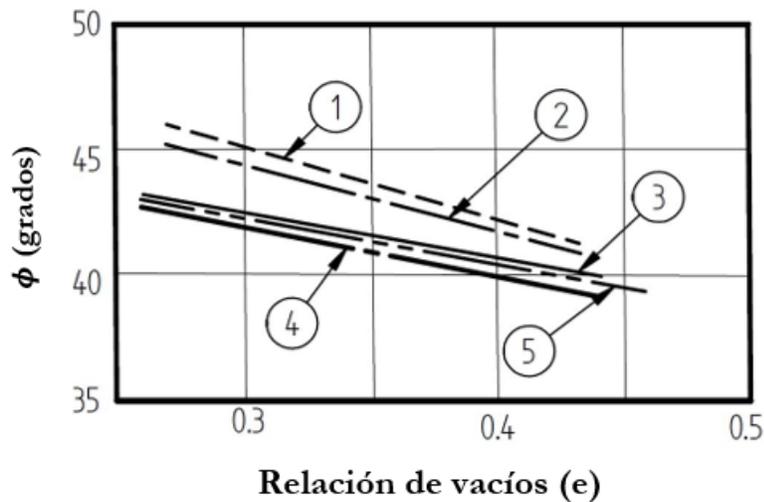
Generalmente sedimento fino granular recién depositado exhibe mayor porosidad que partículas grueso granulares depositadas en las mismas condiciones. De hecho, arcillas y limos pueden alcanzar porosidades de entre 50% y 80%. Partículas mal seleccionadas, irregulares, exhiben porosidades del orden del 50%, mientras que una mezcla de partículas uniformes o bien seleccionadas, redondeadas, pueden alcanzar porosidades del 37%. La mayor porosidad de las partículas mal seleccionadas, irregulares, se debe a la posibilidad de que se configuren puentes entre las distintas partículas (Chilingarian y Wolf, 1975).

En el caso de enrocado recientemente remoldeado, puede intuirse con base en el concepto de que una mayor resistencia de un suelo se encuentra asociada a un mayor número de puntos de contacto entre las partículas que lo conforman, que su comportamiento mecánico (deformabilidad y resistencia al corte) depende, en forma directa, de su relación

de vacíos. Con base en la revisión de diferentes investigaciones (Leps, 1970), indica que para suelos grueso granulares de muestras densificadas por la aplicación de presiones de hasta 0.07 MPa (10 psi) el ángulo de fricción es de 3 a 4 grados mayor que el de muestras sueltas, mientras que al aplicar presiones del orden de 3.5 MPa el incremento del ángulo de fricción es de 1.5 grados adicionales aproximadamente. Otros investigadores (Nakayama et al, 1982) encuentra también una reducción en el ángulo de fricción al aumentar la relación de vacíos, como se ilustra en la Figura 2-5.

El incremento en resistencia con el aumento en la densidad, es decir, disminución en la relación de vacíos de la geomasa, ha sido también identificada por otros investigadores (Marsal, 1967; Boughton, 1970; Sarac y Popovic, 1985; Rollins et al, 1998; Tosun et al, 1999; Hamidi et al, 2009).

Figura 2-5. Relación entre la relación de vacíos y el ángulo de fricción.



(1) 13% pasa No. 4 (ensayo triaxial de compresión) (2) 20% pasa No. 4 (ensayo triaxial de compresión)

(3) 18% pasa No. 4 (ensayo corte directo) (4) 25% pasa No. 4 (ensayo corte directo)

(5) 20% pasa No. 4 (valores interpolados)

Fuente: Adaptado de Nakayama et al, 1982.

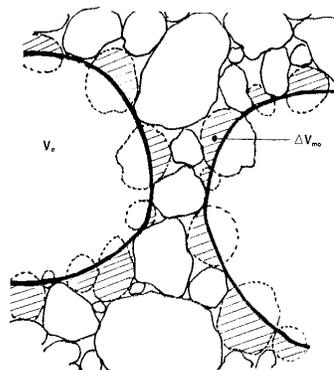
La razón del incremento en resistencia con la disminución en la relación de vacíos, se explica (Santamarina, 2001) de la siguiente forma. El mayor número de contactos entre partículas correspondiente a una menor relación de vacíos, actúa como restricción al desplazamiento de las partículas. Por otra parte, como respuesta a un incremento en el

esfuerzo que actúa sobre la geomasa, se genera anisotropismo en la distribución de fuerzas en los puntos de contacto. La coincidencia de estos dos factores, es decir, un mayor número de puntos de contacto y anisotropismo en la distribución de las fuerzas en estos puntos, restringen la posibilidad de rotación de las partículas. Al no poder rotar, las partículas tratan de deslizarse en los puntos de contacto o de modificar la fábrica de la geomasa, lo que redundaría en un menor número de puntos de contacto; este proceso se denomina frecuentemente dilatancia. La posibilidad o no de que las partículas roten o se deslicen depende de aspectos de la forma de las partículas como rugosidad, esfericidad y angulosidad, y por la dimensión relativa entre tamaños.

Durante estudios sobre las propiedades mecánicas de enrocados, se encontró (Marsal, 1973) que la deformación necesaria para desarrollar la resistencia aumenta con la mayor relación de vacíos de las muestras.

En presencia de partículas de tamaños considerablemente mayores al de la matriz, como se ilustra en la Figura 2-6, investigadores (Fragaszy et al, 1992) concluyen que el comportamiento de tales masas es controlado por la densidad que la matriz presenta en zonas no adyacentes a los sobre tamaños y por aspectos como la forma, el tamaño y la distribución de tamaños de las partículas que conforman la geomasa. El aporte de estas últimas características son representadas por un parámetro el cual, los autores sostienen, no hay manera de establecer mediante mediciones directas. Este concepto es similar a lo expuesto por otros (Morris, 1960; Santamarina, 2001).

Figura 2-6. Representación bidimensional de la matriz de un suelo grueso granular adyacente a las partículas de mayor tamaño.



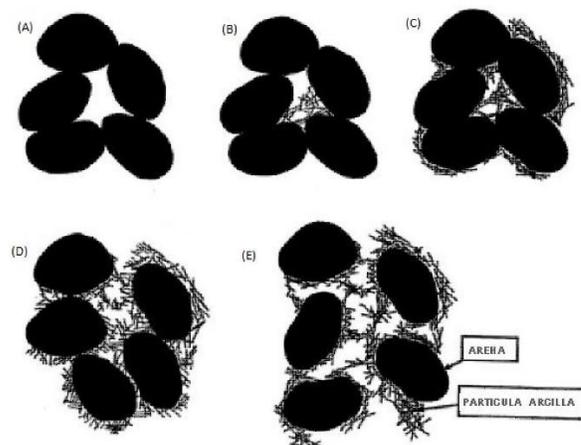
Fuente: Adaptado de Fragaszy et al, 1992

En diferentes textos (Lambe y Whitman, 2002; Holtz y Kovacs, 1981; Powrie, 2004) y artículos (Nakayama et al, 1982; Hamidi et al, 2009) se ha establecido que la densidad que puede alcanzar una masa de suelo sometida a un determinado nivel de esfuerzo, y en consecuencia la relación de vacíos que pueda presentar, depende de la composición granulométrica. En estos textos también se establece que la fricción que un suelo puede exhibir (por ejemplo una misma arena), y por ende su resistencia, depende de la densidad de la masa. Se establece entonces una relación entre granulometría y resistencia del suelo.

En la Tabla 2-2 (Vallejo y Mawby, 2000), se presentan los resultados de investigaciones que concluyen que en el caso de mezclas de arena y arcilla, la resistencia de la mezcla es similar a la de una de las componentes si el porcentaje de ella excede un valor, el cual es diferente para cada investigador; estas diferencias pueden deberse a las propiedades de los materiales ensayados y al tipo de ensayo. Los autores (Vallejo y Mawby, 2000) justifican la existencia de esta tendencia, es decir, la incidencia de un material, en la porosidad de la mezcla.

La concepción de las distintas estructuras que puede tomar una masa de suelo sedimentaria es expresada en la Figura 2-7 (Vallejo y Mawby, 2000). En ella se ilustra cómo hay contacto entre las partículas gruesas que conforman una masa de suelo, y como este contacto se pierde en la medida en que el contenido de finos se incrementa, pues ellos empiezan a ocupar paulatinamente los espacios entre las partículas gruesas.

Figura 2-7. Cambio en la fábrica de la mezcla de arena y arcilla con el aumento de arcilla.



Fuente: Adaptado de Vallejo y Mawby, 2000.

Tabla 2-2. Resistencia al corte de mezclas de material granular y arcilla como una función por peso del contenido de material granular.

Mezcla	Tipo de ensayo	Resistencia al corte de la mezcla es similar a la resistencia al corte del material granular si el % de gruesos es	Resistencia al corte de la mezcla es diferente de la resistencia de la arcilla y de los gruesos si el % de gruesos es	Resistencia al corte de la mezcla es similar a la resistencia al corte de la arcilla si el % de gruesos es	Referencia
Grava-arcilla	Triaxial (CU)	> 85	85 - 70	< 70	Marsal y Fuentes de la Rosa, 1976.
Grava-arcilla	Triaxial (CU)	> 65	65 - 50	< 50	Holtz y Ellis, 1961.
Arena-arcilla	Triaxial (CU)	> 70	70 - 50	< 50	Paduana, 1966.
Arena-arcilla	Triaxial (CU)	> 80	80 - 70	< 70	Geogianou et al, 1990.
Arena-arcilla	Anillos de corte	> 87	87 - 53	< 53	Lupini et al, 1981.
Arena-arcilla	Corte directo	> 80	80 - 62	< 62	Kurata y Fujishita, 1960.
Arena-arcilla	Corte directo	> 80	80 - 50	< 50	Schloser y Long, 1974.

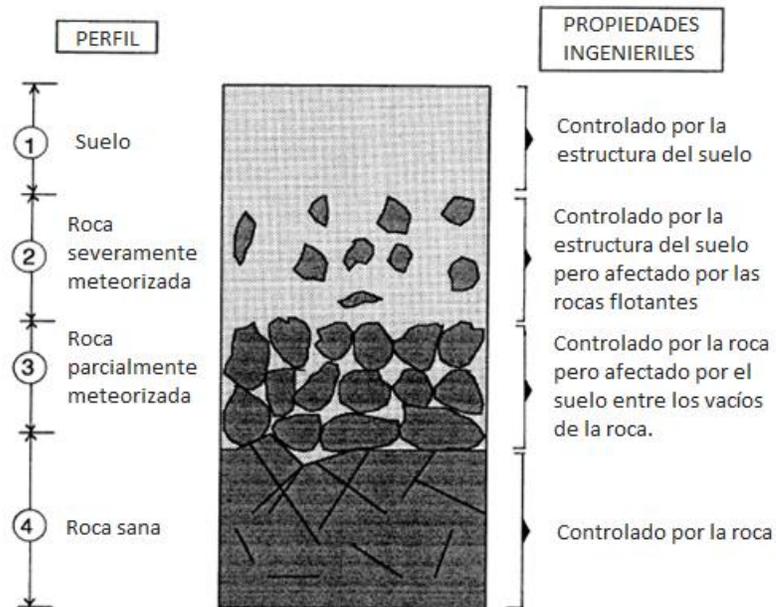
Mezcla	Tipo de ensayo	Resistencia al corte de la mezcla es similar a la resistencia al corte del material granular si el % de gruesos es	Resistencia al corte de la mezcla es diferente de la resistencia de la arcilla y de los gruesos si el % de gruesos es	Resistencia al corte de la mezcla es similar a la resistencia al corte de la arcilla si el % de gruesos es	Referencia
Capas de vidrio-arcilla	Corte directo	>60	60 - 40	< 40	Schloser y Long, 1974.
Valores promedio		> 76	76 - 56	< 56	

Fuente: Adaptado de Vallejo y Mawby, 2000.

% por peso de material granular = ((Peso de material granular) / (Peso de material granular + peso de arcilla))*100

Otro ejemplo de como la composición granulométrica incide en el comportamiento mecánico de la masa es el de los diferentes horizontes que conforman un perfil de meteorización (Vallejo y Mawby, 2000), caracterizado cada uno de ellos por una diferente granulometría y densidad, como se muestra en la Figura 2-8.

Figura 2-8. Control de las propiedades ingenieriles de un perfil de meteorización por los componentes de los distintos horizontes.

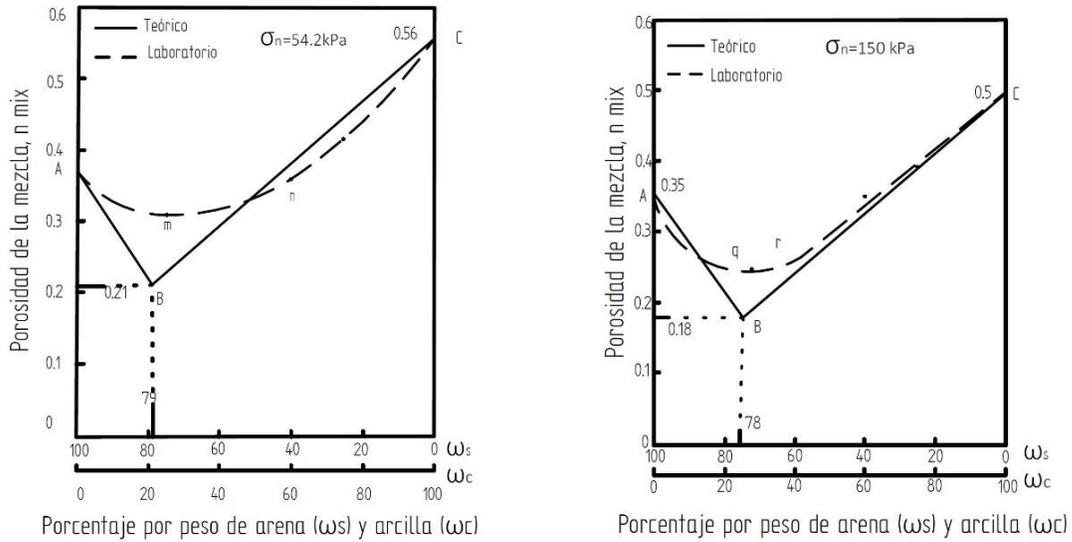


Fuente: Adaptado de Vallejo y Mawby, 2000.

Para concluir sobre la influencia de la composición granulométrica de la masa y de la densidad que ella presenta sobre su resistencia al corte y su compresibilidad, los autores (Vallejo y Mawby, 2000) conforman, bajo diferentes presiones de carga, masas con diferentes proporciones de caolinita y arena de Ottawa. Estos materiales se encuentran en estado seco y son caracterizadas con un ángulo de fricción de 29 y 28 grados respectivamente. Se logra identificar que para un determinado esfuerzo existe una proporción de arenas y finos a la cual la densidad es máxima, es decir, la relación de vacíos es mínima, como lo muestra la Figura 2-9. Dos aspectos deben resaltarse en esta figura: primero, que la porosidad disminuye por la introducción de otro tamaño de partícula, y segundo, que la porosidad de una masa de suelo disminuye con el aumento en la magnitud del esfuerzo de compresión.

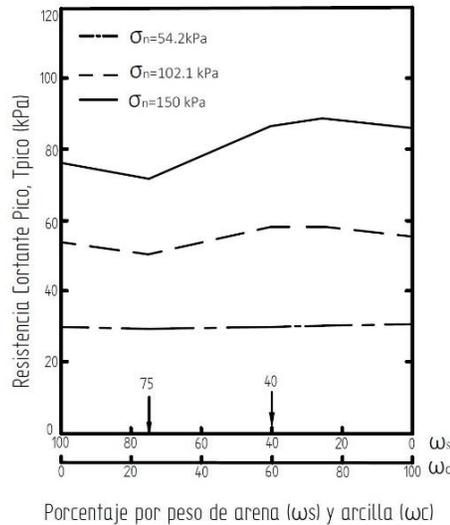
Resultados de ensayos de corte directo sobre las mezclas de caolinita y arena de Ottawa antes mencionadas (Vallejo y Mawby, 2000), indican que la resistencia de la masa varía con el esfuerzo de compresión utilizado para conformarla, aspecto que finalmente controla la porosidad de la masa. Los resultados de este trabajo se resumen en la Figura 2-10.

Figura 2-9. Cambios en la porosidad de mezclas de arena y arcilla con cambios en el contenido de cada componente.



Fuente: Adaptado de Vallejo y Mawby, 2000.

Figura 2-10. Resistencia al corte de mezclas de arena y arcilla en función del contenido de cada material.



Fuente: Adaptado de Vallejo y Mawby, 2000.

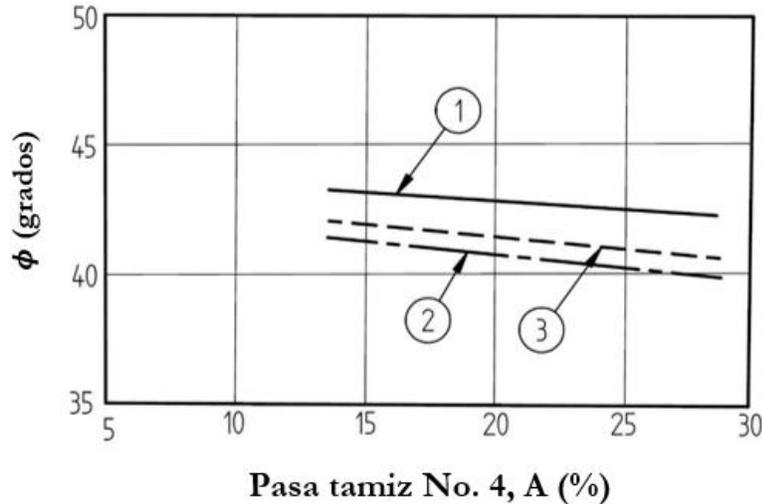
En consecuencia con lo anteriormente expuesto puede esperarse que al someter a carga dos muestras de un mismo suelo pero diferente densidad y relación de vacíos, la de mayor densidad desarrollará una resistencia al corte más alta y una menor compresibilidad; en el mismo sentido, la masa de menor densidad requerirá una mayor deformación para alcanzar una resistencia dada. Este comportamiento ha sido asociado (Marsal, 1973; Douglas, 2002) a una mayor área de contacto entre partículas. En consecuencia, al variar durante un proceso de carga el área de contacto entre partículas, debe esperarse que la relación esfuerzo deformación del suelo no sea lineal.

2.3.2.3 Distribución granulométrica

Con base en la misma concepción de que masas más densas exhiben mayor resistencia, es de esperar entonces que materiales bien gradados, en los que los vacíos entre partículas mayores son ocupados por partículas menores, y que por lo tanto pueden generar arreglos más densos, desarrollan resistencias al corte más altas y baja compresibilidad. Esta premisa fue corroborada (Marsal, 1973) al evaluar la resistencia y deformabilidad de materiales empleados en la construcción de presas de enrocado. Con base en los resultados de ensayos edométrico, triaxial y corte directo (Marsal, 1973), se propone que desde el punto de vista de resistencia al corte y deformabilidad, la granulometría del material ideal para un enrocado permeable debe presentar menos de un 10% de tamaños menores de 0.2 mm, un tamaño máximo de 20 a 30 cm y un coeficiente de uniformidad no menor de 15. También se ha indicado (Leps, 1970) que al mejorar la gradación de la masa de suelo, es decir, al incrementar el coeficiente de uniformidad, se mejora la resistencia del material siempre y cuando no se adicionen finos.

Otros investigadores (Nakayama et al, 1982) han encontrado que el ángulo de fricción de enrocados se reduce aproximadamente en dos grados al incrementar de 18 a 25% el contenido de tamaños menores al tamiz No. 4, como se muestra en la Figura 2-11, donde A corresponde al contenido de tamaños menores al tamiz No. 4.

Figura 2-11. Reducción en ángulo de fricción con el aumento en contenido de partículas menores al tamiz No. 4.



(A) Contenido de pasa tamiz No. 4 (4.76mm) y (ϕ) ángulo de fricción (ensayo de corte directo)
 (1) $e=0.28$ – (2) $e=0.39$ – (3) $e=0.36$ (valor interpolado)

Fuente: Adaptado de Nakayama et al, 1982.

2.3.2.4 Tamaño máximo

En suelos granulares la concentración de esfuerzos en los puntos de contacto entre partículas aumenta con la disminución en el número de ellos. En el caso de suelos conformados por partículas esféricas de un solo tamaño y dispuestas en un arreglo cúbico, las fuerzas de contacto pueden ser definidas de manera aproximada por la Ecuación 1 (Santamarina, 2001).

$$N = d^2 * \sigma' \quad (\text{Ecuación 1})$$

Donde:

N = Fuerza de contacto.

σ' = Esfuerzo efectivo aplicado en la frontera.

d = diámetro de partícula.

En el caso de las mismas partículas esféricas, dispuestas de forma aleatoria, la relación de vacíos tiende a aumentar, es decir, disminuye el número de puntos de contacto entre

partículas y en consecuencia la fuerza en cada punto de contacto aumenta. En consecuencia con lo anterior, se propone modificar (Santamarina, 2001) la ecuación anterior, expresando la fuerza de contacto en función de la relación de vacíos (e) como se indica en la Ecuación 2.

$$\underline{N} = \sigma' d^2 \left[\frac{\pi(1+e)^2}{12} \right]$$

(Ecuación 2)

En consecuencia y considerando depósitos conformados por el mismo tipo de suelo, puede esperarse que exhiba mayor resistencia una masa de suelos grueso granular conformada por partículas de diámetro pequeño que una masa conformada por partículas de gran diámetro, pues con el incremento en el nivel de esfuerzos se presenta deterioro de los puntos de contacto. Se determinó (Marsal, 1973) que para dos muestras del mismo material e igual coeficiente de uniformidad la resistencia al corte de la muestra que presenta un tamaño mayor de grano es inferior que la de la muestra que presenta un menor tamaño máximo.

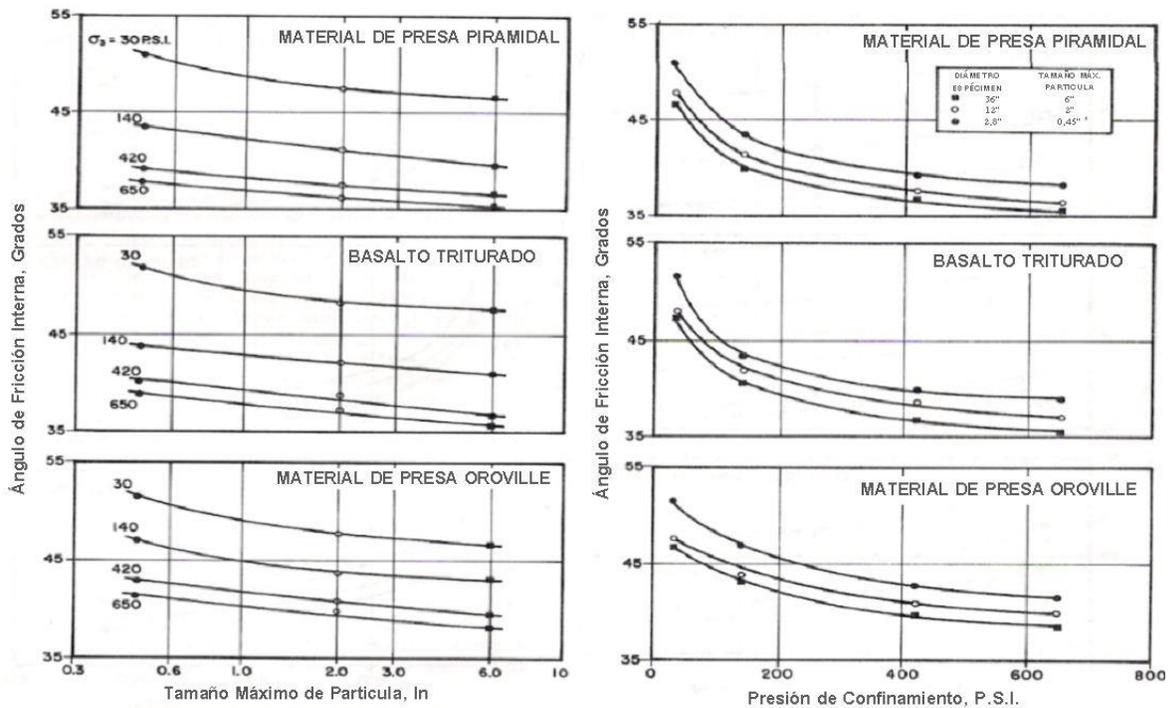
Resultados similares a los descritos anteriormente fueron obtenidos (Mariachi et al, 1972) para diferentes materiales de enrocado, como se presenta en la Figura 2-12. El material de la presa Pyramid es argilita, una roca sedimentaria definida como lodolita altamente endurecida, obtenida de cantera. El material de Oroville dam es aluvial de río, principalmente anfibolitas, cuya forma varía con el tamaño, siendo redondeadas las gravas y sub redondeadas a sub angulares las arenas. Estos tipos de roca, junto con el basalto, corresponden a materiales de resistencia a la compresión inconfiada que puede calificarse como media a alta.

Los resultados presentados en la Figura 2-12 sugieren una tendencia en la reducción del ángulo de fricción con base en dos aspectos. El primer aspecto, con el aumento en el tamaño máximo de las partículas, como se muestra en la parte izquierda de la figura. El segundo aspecto, con el aumento en las tensiones que actúan sobre el suelo, como se ilustra en la parte derecha de la misma figura.

2.3.2.5 Confinamiento

La no linealidad de las relaciones esfuerzo de confinamiento vs ángulo de fricción y esfuerzo de confinamiento vs deformación es una característica de todo geomaterial, incluidos los enrocados, lo que ha sido corroborado por los resultados de los trabajos de diferentes investigadores (Leps, 1970; Mariachi et al, 1972; Indraratna et al, 1993; Santamarina, 2001). La Figura 2-12 y la Figura 2-13 ilustran este aspecto.

Figura 2-12. Variación del ángulo de fricción con el tamaño máximo de las partículas en función del esfuerzo de confinamiento.



Fuente: Adaptado de Mariachi et al, 1972.

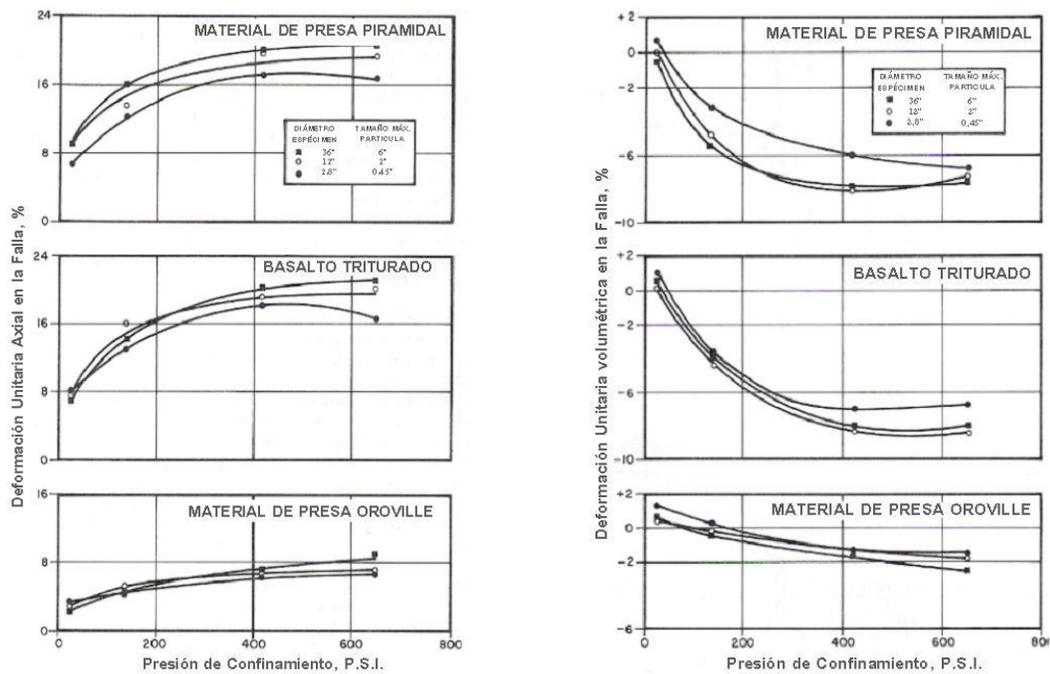
Evaluando la relación esfuerzo de confinamiento-deformación, en la Figura 2-13 se aprecia como las muestras son más compresibles a bajos niveles de confinamiento (entre 0 y 0.2 MPa (300 psi) aproximadamente, tendencia que se mantiene independientemente del tamaño de la muestra ensayada y del tipo de material.

La reducción en el ángulo de fricción con el aumento en el esfuerzo normal es también ilustrado en la Figura 2-14. La versión original de esta figura (Leps, 1970) fue

posteriormente modificada (Indraratna et al, 1993) para incluir resultados obtenidos en trabajos desarrollados por ellos mismos. En la gráfica original (Leps, 1970), el límite superior propuesto correspondía a materiales conformados por partículas de alta resistencia a la compresión inconfiada, bien gradados, y el inferior a materiales débiles mal gradados.

Esta tendencia en la disminución del ángulo de fricción puede justificarse con un incremento simultáneo en el aumento de “interlocking” o dilatancia, lo que genera un incremento en resistencia, equívocamente asociado a la existencia de cohesión (Coulomb y Rankine, citados por Schofield, 1998; Taylor, 1948).

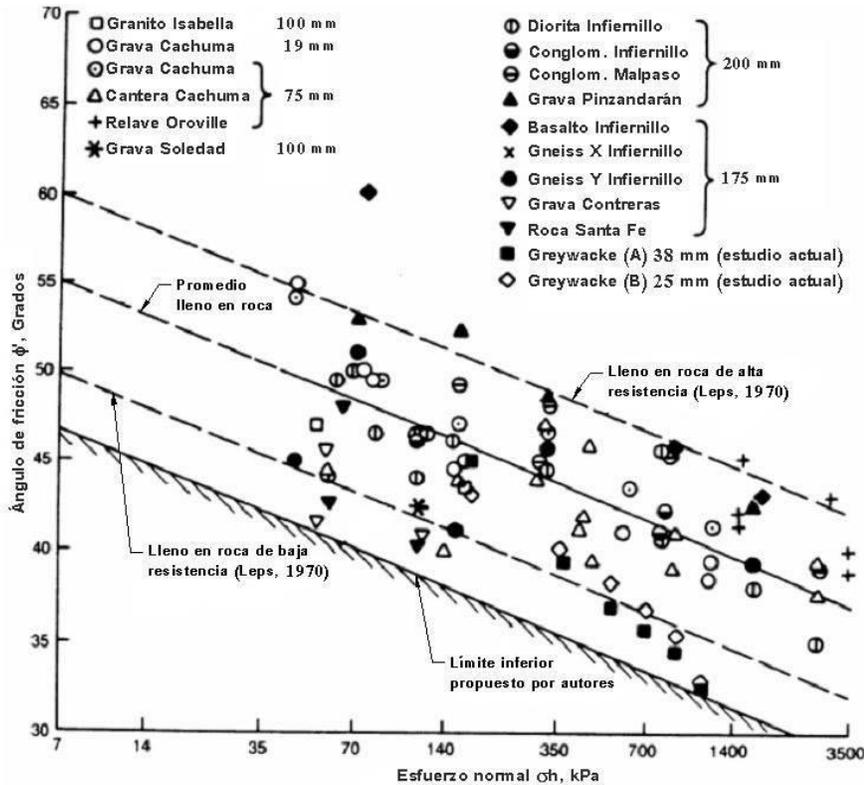
Figura 2-13. Variación en la compresibilidad de suelos gruesos con la presión de confinamiento.



Fuente: Adaptado de Mariachi et al, 1972.

A bajos niveles de confinamiento la angulosidad tiene una gran influencia en el incremento de resistencia. No obstante, con el aumento en el esfuerzo de confinamiento las partículas angulosas tienden a fracturarse por concentración de esfuerzos en puntos de contacto, lo que conlleva una mayor deformabilidad de las masas conformadas por partículas angulares.

Figura 2-14. Variación de la resistencia al corte de enrocados con el esfuerzo normal.



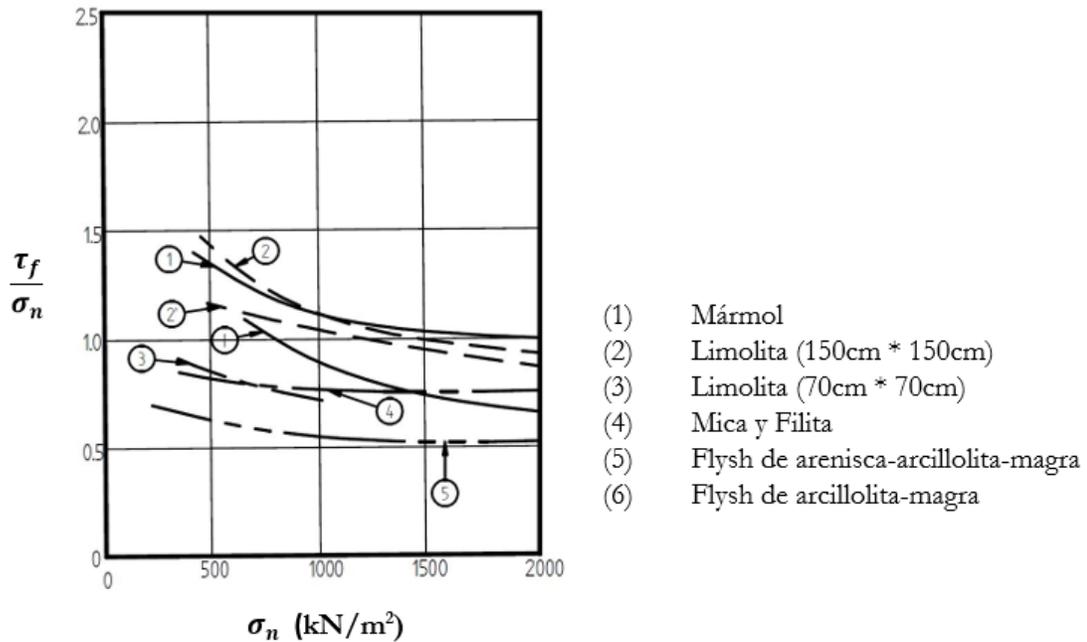
Fuente: Adaptado de Indraratna et al, 1993.

2.3.2.6 Resistencia al aplastamiento de las partículas

En el caso de muestras en las cuales todas las propiedades son iguales, excepto la resistencia a la compresión inconfiada de las partículas, es de esperarse que la resistencia de la masa conformada por partículas de resistencia alta sea mayor. En este sentido otro investigador (Marsal, 1973) encontró que son más deformables y en general presentan menor resistencia al corte masas de suelo conformadas por partículas susceptibles de fracturarse. La susceptibilidad al fracturamiento depende, primero, de la resistencia uniaxial del material, y segundo, del número de puntos de contacto entre partículas, pues para un nivel de carga dado a menor número de contactos mayor concentración de esfuerzos en ellos.

El efecto de la resistencia de las partículas, expresada por diferentes litologías, es mostrado por resultados resumidos en la Figura 2-15 (Anagnosti y Popovic, 1982).

Figura 2-15. Incidencia de la resistencia uniaxial (diferentes litologías) sobre la resistencia y su dependencia del nivel de esfuerzos normales.

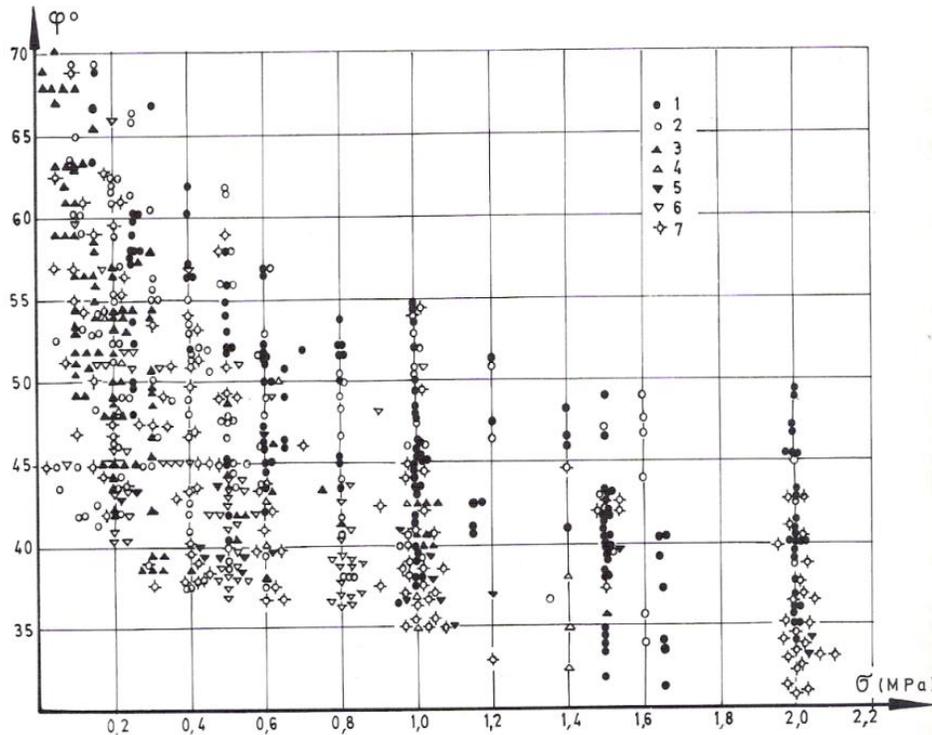


Fuente: Adaptado de Anagnosti y Popovic, 1982.

Tendencias similares han sido identificadas por otros (Sarac y Popovic, 1985). Los resultados de su trabajo los autores los resumen en la Figura 2-16, donde 1 corresponde a caliza proveniente de cantera, 2 a caliza proveniente de río, 3 a debris de caliza, 4 a arenisca proveniente de río, 5 a serpentinita proveniente de cantera, 6 a pizarra proveniente de cantera, 7 a otras litologías provenientes de cantera.

La importancia de la resistencia al aplastamiento aumenta con el aumento en la presión de confinamiento, como se observa en la Figura 2-12 y Figura 2-13. En estas figuras se observa que cuando la presión de confinamiento es alta, 4.6MPa (650 psi) por ejemplo, el material de Oroville, de mayor resistencia al aplastamiento que los otros dos materiales, presenta una menor reducción en el ángulo de fricción interna. La Figura 2-17 presenta los resultados de diferentes ensayos (Marsal, 1973).

Figura 2-16. Variación del ángulo de fricción con el confinamiento y la resistencia al aplastamiento (diferente litología y origen de las partículas).

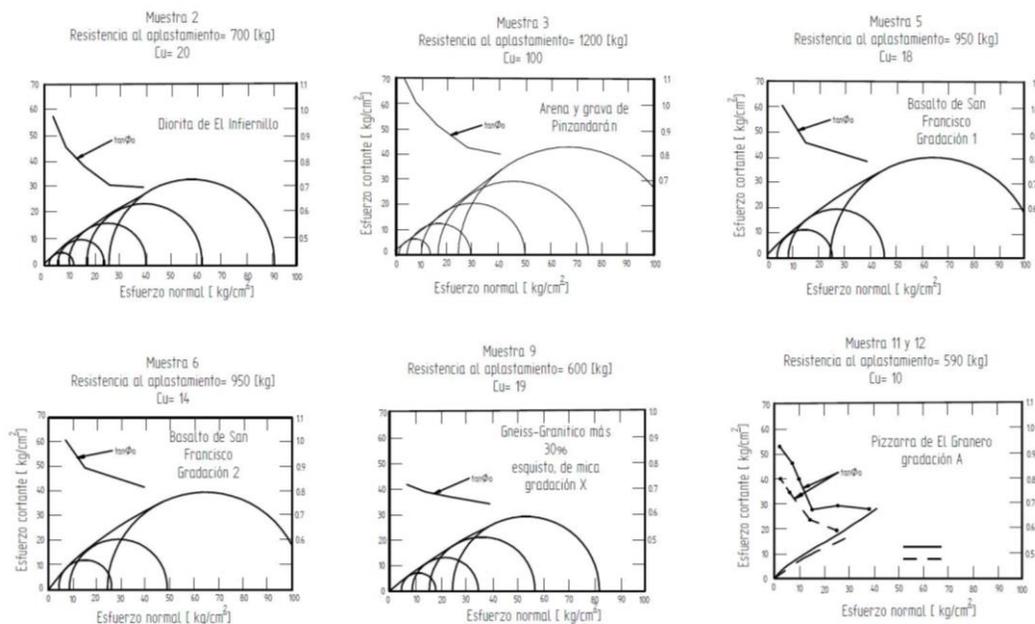


Fuente: Adaptado de Sarac y Popovic, 1985.

2.3.2.7 Humedad

Diferentes investigadores han reconocido el importante efecto del agua en el comportamiento de enrocados. Se han publicado (Justo, 1991; Hunter y Fell, 2003) algunos ejemplos de presas de enrocado que han experimentado problemas por grandes deformaciones generadas por el aumento en la humedad causada por precipitaciones pronunciadas y/o durante el primer llenado del embalse. El comportamiento exhibido por enrocados al adicionar agua es ilustrado en las Figura 2-18 a Figura 2-20.

Figura 2-17. Influencia de la resistencia a la compresión confinada sobre enrocados.

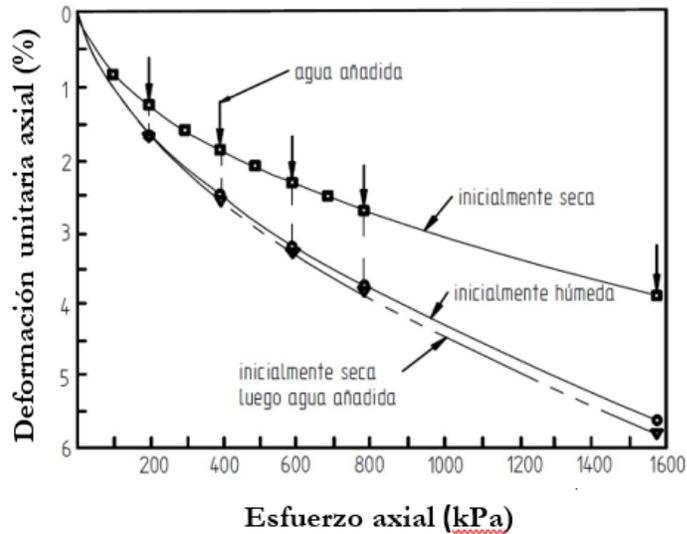


Fuente: Modificado de Marsal, 1973.

La Figura 2-18 ilustra el efecto de la saturación en el comportamiento de enrocados sometidos a ensayo. En esta figura, un enrocado inicialmente seco sometido a compresión uniaxial, se deforma sin que se aumente la carga normal al adicionarle agua, alcanzando un estado similar al de una muestra inicialmente saturada. Las otras dos figuras muestran la deformación exhibida por enrocados en caso de adición de agua por diferentes razones: la Figura 2-19 el comportamiento de un terraplén de enrocado para una vía férrea ante precipitaciones, y la Figura 2-20 el comportamiento de la Presa del Infiernillo, México, una presa de enrocado con núcleo impermeable, por variaciones del nivel del embalse y precipitaciones.

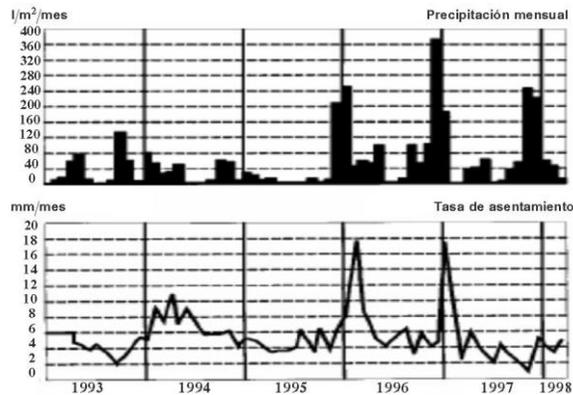
El comportamiento de enrocados en presencia de agua y modelos para evaluar el mismo han sido el trabajo de varios investigadores (Justo, 1991; Hunter y Fell, 2003; Alonso y Oldecop, 2000; Alonso, 2003; Escuder et al, 2005). Se ha propuesto como causa de este comportamiento la degradación de algunas partículas que inicia en los puntos de contacto entre partículas a raíz de la succión en la masa de suelo. De acuerdo con este concepto el efecto del agua es menor cuando la resistencia al aplastamiento aumenta, y la angulosidad de las partículas disminuye.

Figura 2-18. Efecto de la adición de agua a muestras de enrocado sometidos a pruebas de compresión confinada.



Fuente: Adaptado de Hunter y Fell, 2003.

Figura 2-19. Comportamiento de un terraplén de 40 m de altura para una vía férrea durante precipitaciones.

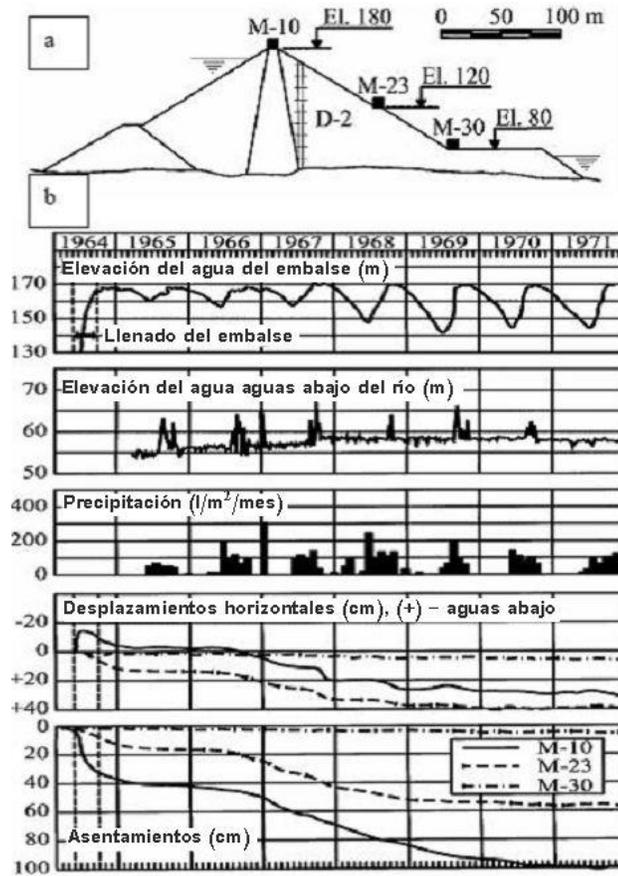


Fuente: Adaptado de Alonso, 2003.

2.3.2.8 Historia tensional

Independientemente del proceso de conformación del depósito, todo suelo sometido a esfuerzos efectivos constantes durante un período de tiempo, proceso conocido como envejecimiento, (“aging” en inglés), experimenta un incremento en rigidez y resistencia, y una disminución en la permeabilidad (Schmertmann, 1991; Mitchell y Soga, 2005) de intensidad variable.

Figura 2-20. Asentamientos y desplazamientos horizontales en la Presa El Infiernillo.



Fuente: Adaptado de Alonso, 2003.

En el caso de suelo grueso granular, se discute (Schmertmann, 1991) sobre el mejoramiento de las propiedades mecánicas de la masa de suelo con el tiempo, tanto en la escala geológica como en la ingenieril. El autor presenta información que sustenta como el efecto de envejecimiento, reconocido para suelos fino granulares, es también válida para suelos grueso granulares. Debe entenderse envejecimiento como el paso del tiempo, sin tener en cuenta otras variaciones como cambios en esfuerzos horizontales y verticales, modificaciones en nivel freático, cambios de humedad o afectaciones de tipo biológico, sismos o meteorización química, entre otros procesos. Durante el envejecimiento se presenta un movimiento errático de partículas, posiblemente asociado a la configuración de un efecto de arco interno, que modifica (mejora) la fricción y el comportamiento mecánico (Schmertmann, 1991).

2.4 Similitud entre la resistencia al corte de una masa de suelo grueso granular y la de un macizo rocoso

Puede sugerirse similitud, bajo condiciones especiales, entre el comportamiento de macizos rocosos y el de suelo grueso granular, de acuerdo a los resultados del trabajo de diferentes autores que han estudiado, por separado, el comportamiento de uno u otro.

Douglas (2002), considera que masas de suelo conformadas predominantemente por partículas gruesas, constituyen el límite inferior de la calidad de macizos rocosos. Este autor propone que en un macizo rocoso la resistencia es netamente friccionante, y lo expresa como que la resistencia al corte, dado un nivel de esfuerzos, es el aporte de la fricción entre partículas (ángulo de fricción básico, Φ_b) unido al aporte por dilatación o interlocking (i), disminuido en la pérdida por resistencia causada por el deterioro de las asperezas de la superficie y la reorientación de partículas (Φ_{frac}) que se presenta durante el proceso de carga.

Resultados de estudios de laboratorio que muestran (Lama y Vutukuri, 1974) que hay una reducción en resistencia a la compresión inconfiada de una muestra de roca intacta con el aumento en su tamaño. Por otra parte se citan resultados (Kulatilake et al, 2001) de ensayos in situ que muestran la disminución en resistencia a la compresión inconfiada y módulo de deformación de macizos rocosos con el incremento en el tamaño de la muestra. Los ensayos de campo claramente indican, primero, que a partir de un determinado tamaño no se presenta un cambio apreciable en ninguno de estos parámetros con el aumento de volumen, y segundo, que este cambio depende del patrón, intensidad y características de fracturamiento.

Otros investigadores (Barton y Bandis, 1982), demuestran que la resistencia y las deformaciones experimentadas por un macizo rocoso ante la aplicación de tensiones, depende del tamaño de los bloques que lo conforman. Para ello realizan ensayos sobre modelos planos (bidimensionales) variando la dimensión de los bloques que lo conforman. Con base en los resultados obtenidos concluyen que las masas conformadas por partículas de pequeño tamaño pueden exhibir resistencia mayor que aquellas conformadas por partículas de mayor tamaño. Este comportamiento se explica en el patrón de falla: mientras los modelos con bloques de mayor tamaño presentaron falla a lo largo de un plano o una

orientación determinada, los modelos con bloques de menor tamaño desarrollan una banda de cizallamiento en la cual los bloques rotan y se desplazan. En el caso de modelos conformados por bloques de tamaños menores la deformación para alcanzar la falla es también menor que en el caso de bloques mayores.

El comportamiento de geomasas conformadas en más de un 75% por bloques de roca, se asimila al de un macizo rocoso que presenta rellenos en las discontinuidades (Medley y Zekko, 2010). También se establece (Medley, 2008), que bloques de roca embebidos en una matriz de considerablemente menor resistencia, pueden exhibir el comportamiento de una masa rocosa débil (bimrock) y que cualquier eventual superficie de falla discurrirá por esta matriz o por el contacto bloque-matriz sin penetrar los bloques de roca.

2.5 Similitud entre la resistencia al corte de una masa de suelo grueso granular y la de discontinuidades

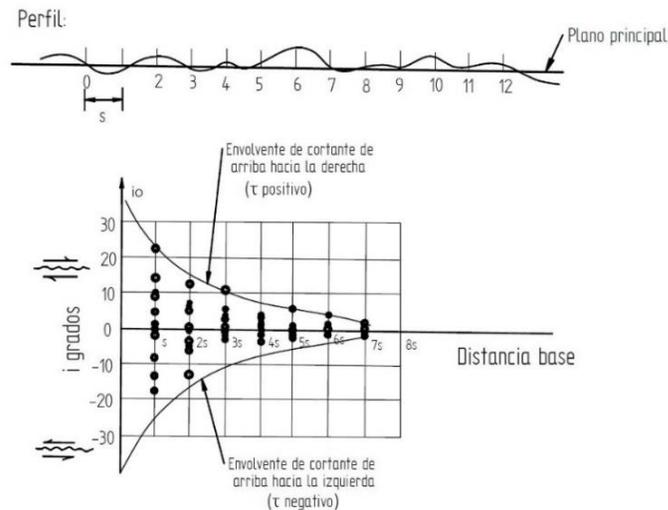
Como se estableció en la sección inmediatamente anterior, cualquier eventual superficie de falla en una masa de suelo que contiene bloques de roca, discurrirá por la matriz o por el contacto bloque-matriz. Una proporción suficiente de bloques de roca induce a la superficie de falla a negociar su camino, generando una superficie tortuosa en la que se genera un aumento de “resistencia pasiva” al corte (Lindquist, 1994, Medley 2004 B y Sonmez et al, 2006 A y B). Cuando los bloques de la masa de suelo son uniformes en tamaño, la superficie de falla presenta una tendencia a ser ondulada en forma y la resistencia promedio menor que la resistencia que se desarrolla cuando los bloques son heterogéneos en forma y tamaño (Medley 1994 A, 2004). Esta superficie de falla puede asimilarse, en su forma y comportamiento, a una discontinuidad de un macizo rocoso, dependiendo de las características de cada una de ellas.

La incidencia de la geometría y rugosidad de las paredes de una discontinuidad sobre su resistencia al cizallamiento ha sido estudiada desde la década de los sesenta del siglo anterior (Patton, 1966). A partir de los resultados de diferentes investigaciones se establece (Goodman, 1989) que la rugosidad de los planos controla tanto la resistencia al corte a bajo niveles de esfuerzo normal como la tasa de dilatación y la forma de la relación esfuerzo cortante vs deformación durante procesos de corte. El mismo autor (Goodman, 1989) cita otros trabajos (Rengers, 1970; y Schneider, 1976), que proponen formas de

construir la curva de dilatación y la curva esfuerzo cortante vs deformación cortante. El procedimiento es sintetizado en la Figura 2-21 y en la Figura 2-22.

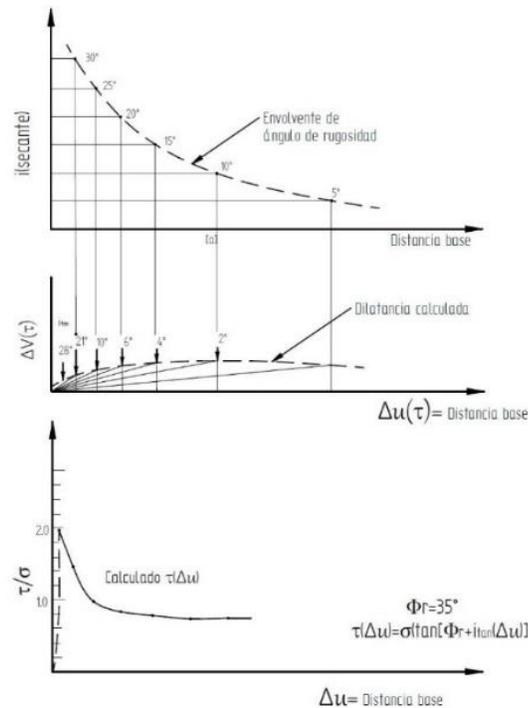
Las tendencias observadas en las gráficas permiten establecer varios aspectos del comportamiento de discontinuidades sometidas a tensiones de corte. Primero, la incidencia de la dilatación en la resistencia a cortante disminuye con el incremento en la dimensión considerada. En la Figura 2-21 el potencial de dilatación, expresada como la rugosidad del plano, disminuye exponencialmente con el aumento en la dimensión, es decir, la dilatación que corresponde a una unidad longitudinal S es mayor que cuando se consideran simultáneamente varias unidades S de longitud. Segundo, la dilatación es más importante a pequeñas deformaciones, como se aprecia en la Figura 2-22b. Tercero, tanto la fragilidad en el comportamiento, entendida ésta como el desarrollo de alta resistencia a pequeñas deformaciones, como la pronunciada pérdida de resistencia con el aumento de las deformaciones (véase la Figura 2-22c), son debidas a la dilatación.

Figura 2-21. Evaluación de la rugosidad.



Fuente: Adaptado de Goodman, 1989.

Figura 2-22. Construcción de la curva de dilatancia y la curva esfuerzo de cizallamiento-deformación de cizallamiento.



Fuente: Adaptado de Goodman, 1989.

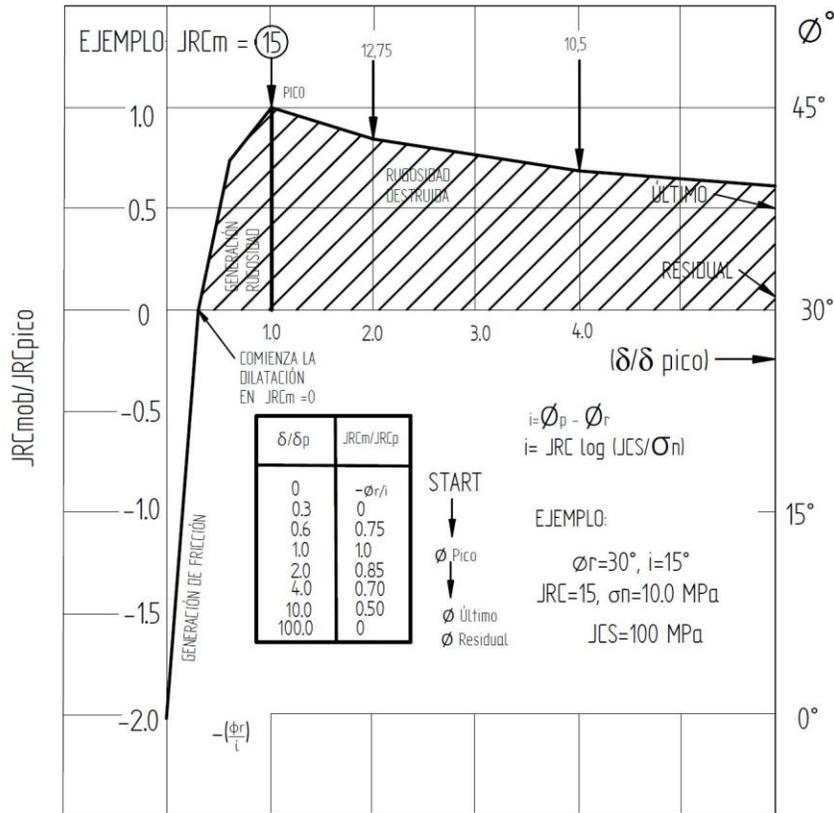
Lo que sucede en una discontinuidad durante un proceso de corte y la formulación de un modelo adimensional (Figura 2-23) para estimar la resistencia por fricción movilizada durante el corte ha sido estudiada por distintos autores (Barton y Bandis, 1982; Olsson y Barton, 2001). Se establece que ella depende de la rugosidad, la resistencia a la compresión confinada y la continuidad de la diaclasa. Según los autores, durante el proceso de corte:

(c)

- Se moviliza fricción con el inicio del proceso de cizallamiento.
- Se inicia la dilatancia cuando se ha movilizado la rugosidad, lo cual se asume que ocurre al 30% de la deformación pico.
- Se alcanza la resistencia pico cuando se desarrolla al máximo la rugosidad.
- La resistencia residual se alcanza después de un desplazamiento prolongado en cortante, del orden de 100 veces la deformación pico.

La Figura 2-23 ilustra lo anterior.

Figura 2-23. Modelo esfuerzo cortante-desplazamiento cortante.



Fuente: Adaptado de Barton y Bandis, 1982.

Por otra parte, pueden identificarse aspectos comunes entre los factores que se ha concluido inciden en el comportamiento de masas de suelo grueso granulares, ya enunciados, y los que inciden el comportamiento de macizos rocosos. Mientras que trabajaban en el Instituto Geotécnico de Noruega (NGI por su nombre en inglés), se propone (Barton et al, 1974) un índice de calidad del macizo rocoso obtenido de la calificación de diferentes aspectos del mismo. El índice se calcula como el producto de tres cocientes: el primero evalúa el tamaño y la forma de los bloques, es decir, el grado de libertad de los bloques para moverse; el segundo evalúa las propiedades geomecánicas, fricción y potencial de dilatación, de los planos de contacto entre los bloques; y el tercero el nivel de esfuerzos efectivos al cual se encuentra trabajando el macizo rocoso. Algunos de los aspectos considerados (Barton et al, 1974) son comunes a otros sistemas de clasificación de macizos rocosos (Bieniawski 1973, 1984, 1989).

Similitud entre el comportamiento de una masa de suelo conformada por una amplia granulometría y un alto contenido de bloques también puede observarse en el denominado criterio de falla de Hoek y Brown. Este criterio, (Hoek et al, 2002) tiene en cuenta, primero, la estructura del macizo rocoso y las características del material que existe entre los bloques, mediante el índice geológico de roca (Geological Strength Index, GSI); segundo, la resistencia a la compresión inconfiada de los bloques de roca; y tercero, la litología. Por lo tanto, el criterio es aplicable a macizos rocosos con un rango de características muy amplio, que oscila entre macizos rocosos masivos en los cuales hay contacto bloque a bloque, y macizos rocosos muy fracturados con relleno de suelo y separación entre bloques.

Existen diferentes alternativas para establecer la geometría de la superficie o plano de interés. Aunque un proceso de falla por cizallamiento en un plano de discontinuidad realmente es de carácter 3D, diferentes autores (Tatone y Grasselli, 2010), proponen la manera como esta geometría puede establecerse a partir de estudios 2D.

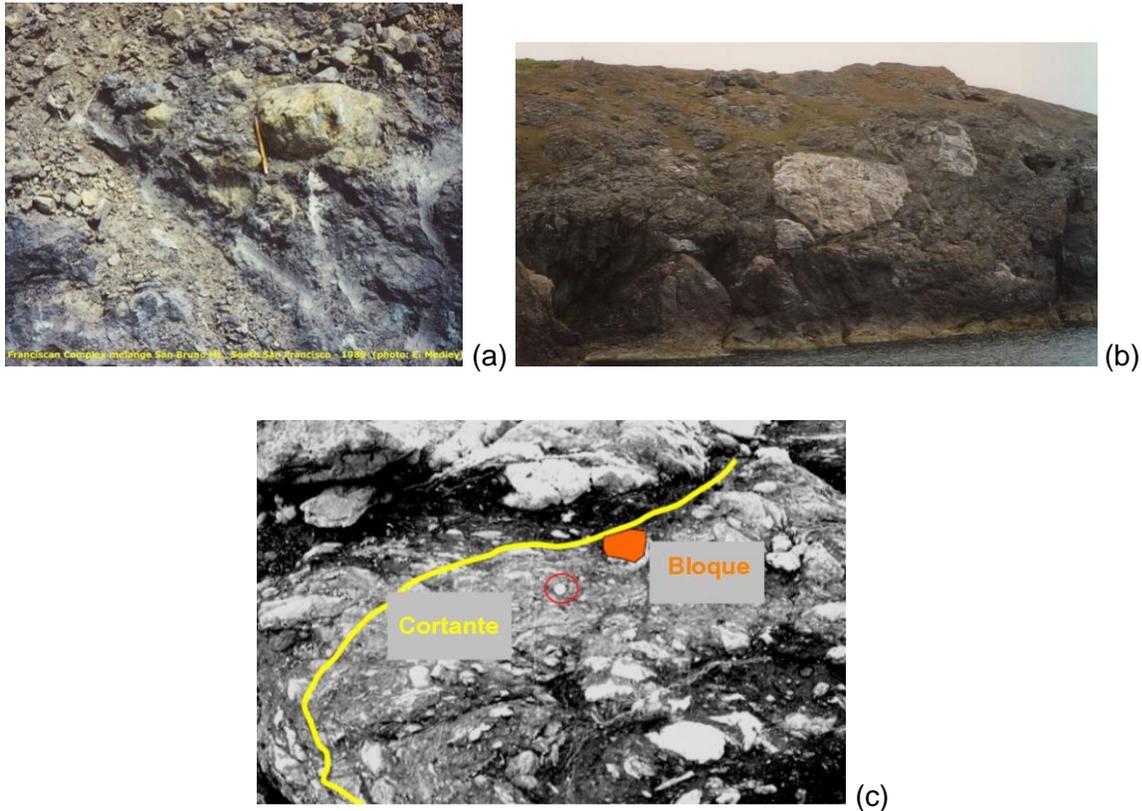
2.6 Un enfoque desde la geomecánica de bimrocks

2.6.1 Definición

El término bimrock, es una palabra del inglés que corresponde al acrónimo de “block-in-matrix rocks”, lo que en español traduce rocas conformadas por bloques embebidos en matriz. Se utiliza el término bimrock (Medley, 2004 A) para designar una variedad de rocas compuestas por bloques geotécnicamente significativos en una matriz adhesiva de textura más fina. El mismo autor (Medley, 2004 B), indica que existen del orden de 1000 denominaciones para rocas con estas características, entre ellas las rocas del tipo melange, depósitos caóticos generados por flujos de escombros submarinos, granito descompuesto, saprolito, brecha y salbanda de falla, macizo rocoso fracturado con discontinuidades amplias y meteorizadas. Dependiendo de si la matriz se encuentra soldada a los bloques o no, es decir, si existe adherencia entre la matriz y los bloques, las bimrocks han sido clasificadas en soldadas o no soldadas, esta última también denominada como bimsoil (Kalender, 2014).

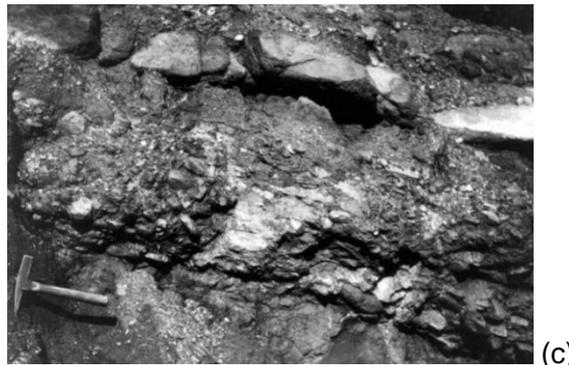
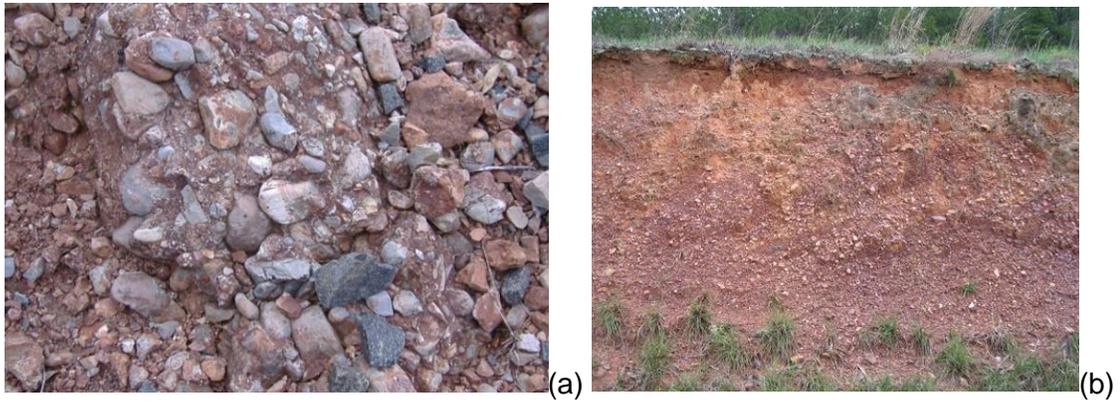
Como rocas tipo melange se denominan también los fanglomerados y las rocas cataclásticas. El nombre de fanglomerados se le da a abanicos aluviales estratificados, coluviones y talus compuestos principalmente de limos y fragmentos de basalto, andesita basáltica y andesita (USGS, 2012) mientras que otro investigador (Glynn, 1988) los describe como el nombre dado a depósitos de arena gravosa, con algo de limos y arcillas y trazos de bloques, originados como abanicos aluviales, que se localizan en el suroeste de los Estados Unidos y norte de México, los cuales, excepto por depósitos recientes y algunas capas superficiales, se encuentran cementadas con carbonatos de calcio. Las rocas cataclásticas son rocas trituradas por procesos tectónicos. La Figura 2-24 ilustra la apariencia de melanges mientras que los fanglomerados (del inglés fanglomerate) calcáreos se muestran en la Figura 2-25 y en la Figura 2-26 se presentan las rocas cataclásticas.

Figura 2-24. Diferentes aspectos de melanges.



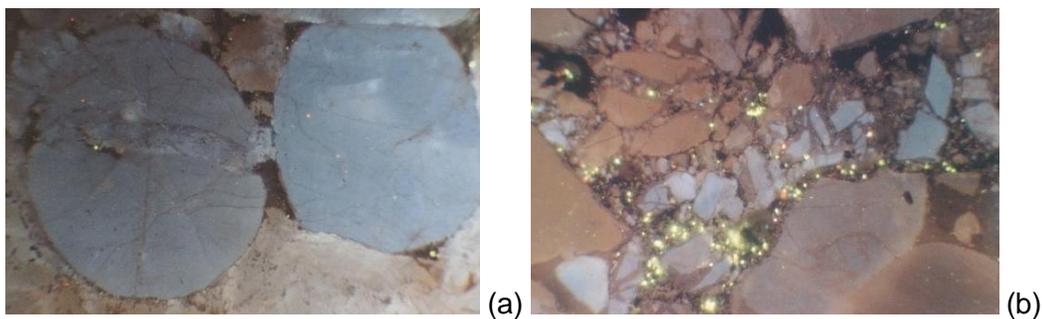
Fuente: Fotos (a y b) <http://edmedley.com/blog>; Foto (c) 2002 AEG-ASCE Short Course-Tunnels through fault rocks and tectonic mélanges.

Figura 2-25. Diferentes aspectos de fanglomerados



Fuente: Fotos (a y b) <http://people.hofstra.edu>; Foto (c) <http://luirig.altervista.org/>

Figura 2-26. Apariencia de rocas cataclásticas. (a) Cataclasita intergranular (b) Fragmentos de roca en una matriz fino granular.



Fuente: <http://www.see.leeds.ac.uk/structure/assynt/skiagcl.htm>.

En la definición de bimrocks (Medley, 2004B), la denominación de “bloques geotécnicamente significativos” tiene tres connotaciones importantes según el autor:

1. Mayor resistencia mecánica de los bloques que de la matriz, por ejemplo, que la fricción de los bloques sea al menos 1.2 veces la fricción de la matriz.
2. Un rango de tamaño de bloques cuyas dimensiones se encuentran asociadas a lo que se ha denominado dimensión ingenieril característica, **ced** (en inglés “characteristic engineering dimension”, **ced**). En esta relación, si **d** es el tamaño de bloque, su dimensión debe encontrarse en el rango:

$$0,05 \text{ ced} \leq d \leq 0,75 \text{ ced}$$

Por ejemplo, si **ced** es 100 m, entonces los tamaños inferiores a 5 m se consideran matriz y los superiores a 75 m se consideran una unidad de roca. Puede fungir como **ced** el tamaño del bloque con relación al diámetro de una excavación subterránea o la sección de una trinchera.

3. La proporción volumétrica de bloques (volumen total de bloques dividido por el volumen total de la masa) o **vbp** por su nombre en inglés, oscila entre el 25% y el 75% del volumen total. En caso de que la proporción volumétrica de bloques sea inferior al 25%, se debe tratar el material como matriz y si es superior al 75% se debe tratar el material como un macizo rocoso.

2.6.2 Caracterización

La caracterización mecánica de rocas conformadas por bloques competentes y matriz débil, es relativamente nueva (Kahraman y Alber, 2006). Consecuentemente con la definición de bimrock, es predecible que este tipo de roca puede presentar una amplia variabilidad tanto litológica como mecánica (Medley, 2004 A y B). Por lo tanto el primer paso en una correcta caracterización es identificar el tipo de material con el cual se está trabajando, es decir, la existencia de rocas tipo Bimrock en el sitio de interés (Wakabayashi and Medley, 2004).

Una vez identificada esta situación, una buena caracterización incluye establecer diferentes aspectos, entre ellos proporción volumétrica de bloques, distribución del tamaño de bloques, orientación típica de los bloques, la fábrica de los bloques y la matriz, resistencia de los bloques y de la matriz, y resistencia del contacto matriz/bloque (Medley,

2008). La litología de los bloques y de la matriz, y la forma de los bloques, son características menos importantes para la caracterización (Medley, 2008). Los aspectos anteriormente citados hacen parte de una correcta descripción, por lo que no es suficiente denominar la roca como Bimrock (Medley, 2008).

2.6.3 Definición de matriz y de bloque de roca

La definición de una partícula como matriz o bloque no se realiza porque ella tenga una dimensión específica, sino que es una asignación asociada a la escala ingenieril de interés, L_c o L_c , en el problema que está siendo analizado (Medley y Lindquist, 1995). Al cambiar la escala de trabajo, se modifica la magnitud de L_c . Esta dimensión puede ser definida de diferentes maneras, entre ellas:

- la raíz cuadrada del área de interés, es decir, el lado del área cuadrada equivalente al área de trabajo,
- el tamaño del bloque más grande,
- el grosor de la zona de falla bajo un deslizamiento,
- la altura de una excavación o un talud,
- el diámetro de un túnel,
- el ancho de una zapata, o
- la dimensión de una muestra de laboratorio.

2.6.4 Resistencia de las Bimrock

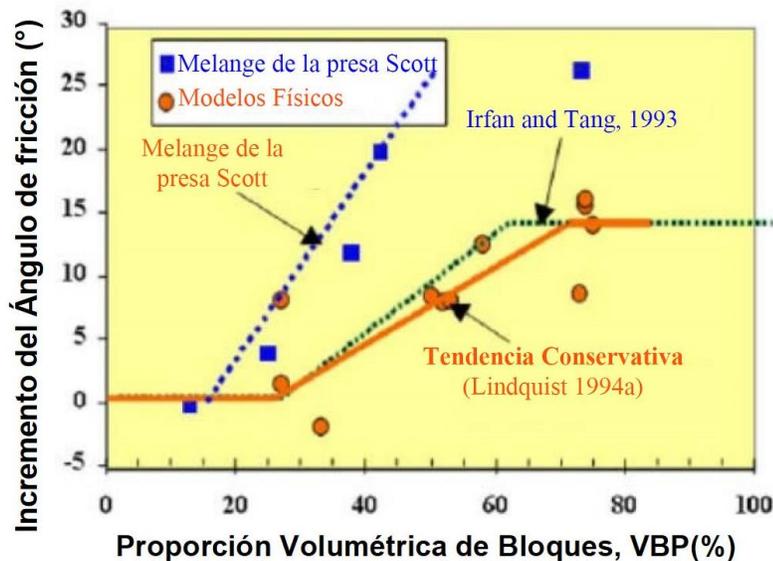
De acuerdo con prácticas usuales en ingeniería, la resistencia de un bimrock se asume definida por la resistencia de la matriz, la componente más débil. Bajo este enfoque se ignora la presencia de los bloques, por lo que una apropiada caracterización no es necesaria con base en este enfoque (Medley, 2008).

De considerar que los bimrocks se encuentran conformados por bloques en matriz, puede concluirse que los elementos más débiles del conjunto son los contactos entre bloques y matriz (Medley, 2008). Así, solo pequeños contrastes mecánicos entre bloques competentes y matriz débil puede forzar la superficie de falla a seguir un camino tortuoso controlado por el contacto bloque/matriz (Sönmez et al, 2004; Sönmez et al, 2006; Medley, 2004 B).

La geometría descrita de la superficie de falla sugiere que la resistencia global de las bimrock no depende de la resistencia de los bloques de roca, si estos bloques pueden ser considerados como tales en la escala de trabajo. Mientras que exista un suficiente contraste de resistencia entre los bloques y la matriz, los bloques aportan resistencia al inducir tortuosidad en la superficie de falla (Irfan and Tang, 1993; Lindquist y Goodman, 1994; Sönmez et al, 2004; Sönmez et al, 2006). Se ha identificado (Lindquist, 1994, y Lindquist y Goodman, 1994), que en masas donde hay adherencia entre bloques y matriz existe una tendencia general entre volumen de bloques y resistencia, proponiendo que en la medida que la proporción de bloques aumenta, la rigidez y la resistencia aumentan. Medley, 2008, presenta una figura mostrando la tendencia en el aumento de la resistencia de las bimrock con el aumento en la proporción volumétrica de bloques, aumento que debe adicionarse a la resistencia de la matriz (véase la Figura 2-27).

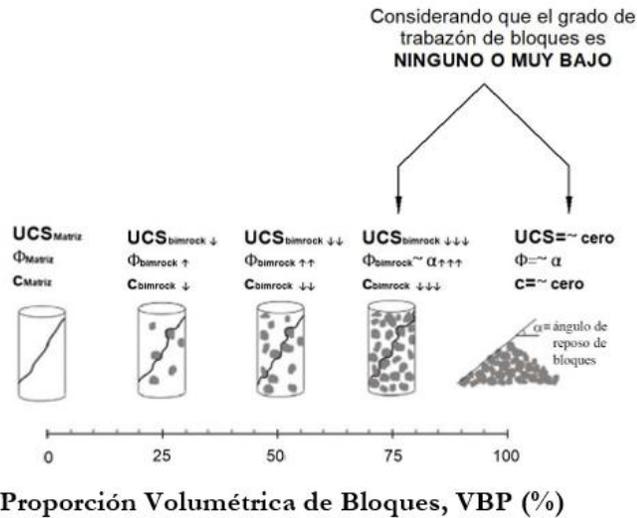
Debido al comportamiento mecánico observado en los bimrock, sintetizado en la Figura 2-27 (Sonmez et al, 2009), diferentes publicaciones han sugerido rangos o fronteras para la tasa de variación de los valores de fricción y resistencia a la compresión confinada de bimrocks no soldadas.

Figura 2-27. Incremento en la resistencia de los bimrock con el aumento en la proporción volumétrica de bloques.



Fuente: Modificado de Medley, 2008.

Figura 2-28. Comportamiento de bimrocks no soldadas dependiendo de la proporción volumétrica de bloques.



Fuente: Modificado de Sonmez et al, 2009.

Sonmez et al (2009) proponen formas de calcular los parámetros fricción, cohesión y resistencia a la compresión inconfiada de bimrocks, de acuerdo a la siguiente concepción.

- El valor más bajo del ángulo de fricción interno de bimrocks corresponde al ángulo de fricción interna de la matriz, y se presenta cuando la proporción volumétrica de bloques es nula. Él aumenta a bajas tasas hasta que la proporción volumétrica de bloques alcanza un valor del 25%. Cuando la proporción volumétrica de bloques oscila entre el 25% y el 75%, la tasa de aumento del ángulo de fricción de la bimrock se incrementa de forma apreciable, y del 75% en adelante el incremento del ángulo de fricción es muy bajo.
- El ángulo de fricción de las bimrock es similar al ángulo de reposo de los bloques (α) cuando la proporción volumétrica de bloques es superior al 75%.
- El valor de la resistencia a la compresión inconfiada de la bimrock varía de forma inversa a la proporción volumétrica de bloques, pues tiene un valor máximo correspondiente al de la matriz cuando el contenido de bloques es nulo y es mínimo cuando la proporción volumétrica de bloques es del 100%.

Se presentan a continuación las ecuaciones propuestas por Sonmez et al (2009) para calcular fricción ((Ecuación 3), resistencia a la compresión confinada (Ecuación 4) y cohesión ((Ecuación 5) de bimrocks no soldadas.

$$\phi_{bimrock} = \phi_{matriz} \left[1 + \frac{1000 \left[\frac{\tan(\alpha)}{\tan(\phi_{matriz})} - 1 \right]}{1000 + 5 \left(\frac{1-VBP}{15} \right)} * \frac{VBP}{VBP+1} \right] \quad (\text{Ecuación 3})$$

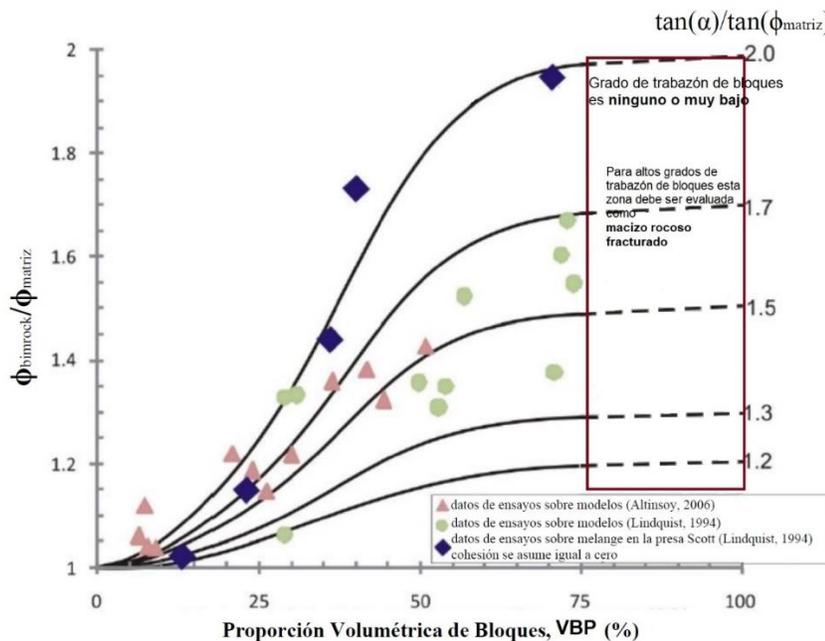
$$UCS_{bimrock} = \frac{(A - A^{(VBP/100)})}{(A-1)} UCS_{matriz} \quad (\text{Ecuación 4})$$

Donde $0 \leq A \leq 500$

$$C_{bimrock} = \frac{UCS_{bimrock} * (1 - \sin(\phi_{bimrock}))}{2 \cos(\phi_{bimrock})} \quad (\text{Ecuación 5})$$

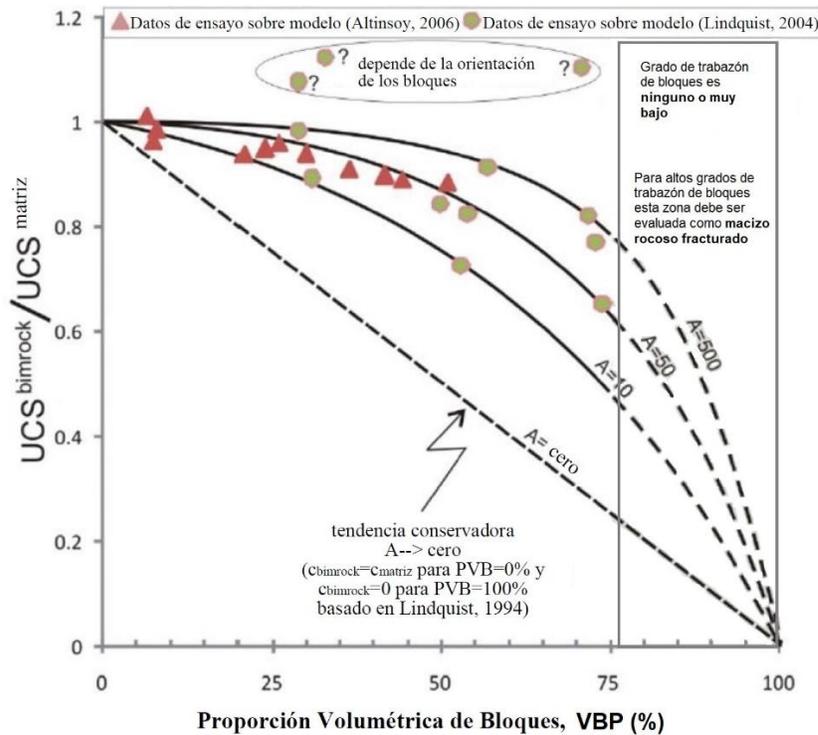
Los valores de las variables empleadas en las ecuaciones pueden obtenerse de la Figura 2-29, de la Figura 2-30 y de la Tabla 2-3.

Figura 2-29. Relación del cociente entre los ángulos de fricción de la bimrock y el de la matriz, y proporción volumétrica de bloques.



Fuente: Modificado de Sonmez et al, 2009

Figura 2-30. Relación del cociente entre las resistencias a la compresión inconfiada de la bimrock y el de la matriz, y la proporción volumétrica de bloques.



Fuente: Modificado de Sonmez et al, 2009.

Tabla 2-3. Valores recomendados del parámetro A, dependiendo de las propiedades del contacto bloque matriz.

DESCRIPCIÓN	A
Casi ninguna adhesión (cohesión) entre bloque y matriz con bloques redondeados	0
Adhesión débil (cohesión) entre bloque y matriz con bloques semi redondeados	10
Adhesión moderada (cohesión) entre bloque y matriz con bloques semi angulares.	50
Adhesión fuerte (pero inferior a la cohesión de la matriz) entre bloque y matriz con bloques angulares.	500

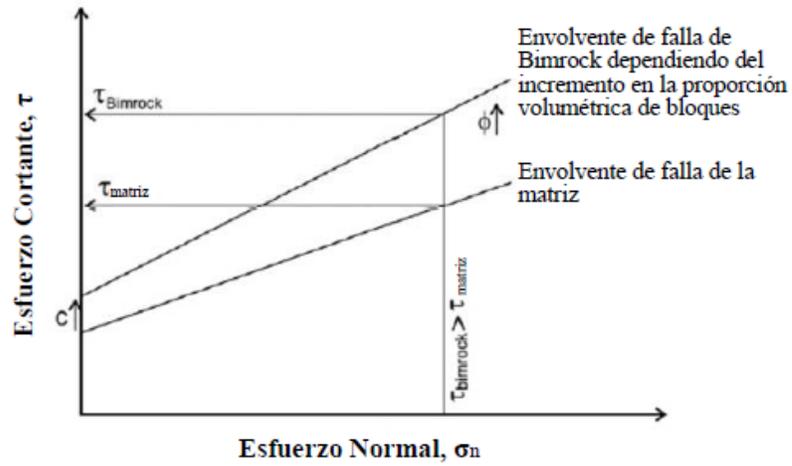
Fuente: Modificado de Sonmez et al, 2009.

Posteriormente se precisan (Kalender et al, 2014), algunos comportamientos dentro de los rangos propuestos anteriormente (Sonmez et al, 2009), como se indica a continuación.

- La resistencia friccional de la bimrock prácticamente permanece constante e igual al de la matriz cuando la proporción volumétrica de bloques de roca se encuentra por debajo del 10%. Incrementos considerables de resistencia friccional se presentan cuando la proporción volumétrica de bloques excede el 10%, situación que se mantiene mientras este valor no excede el 75%. Por encima de proporciones volumétricas de bloques del 75% no hay mayor incremento en la resistencia friccional de la bimrock.
- El ángulo de fricción de la bimrock puede asumirse aproximadamente igual al ángulo de reposo de bloques (α) cuando la proporción volumétrica de bloques es superior al 75%. Esto se explica en el hecho de que para valores superiores al 75% el contacto entre bloques entrelazados entre si (interlocking contacts) son prácticamente nulos o muy bajos.
- Cuando el ángulo de reposo de los bloques es superior al de la matriz, se asume el incremento en la resistencia friccional de la bimrock con el incremento en la proporción volumétrica de bloques.
- La resistencia a la compresión inconfiada de la bimrock decrece desde el valor correspondiente a la matriz para una proporción volumétrica de bloques nula, a un valor mínimo cuando esta proporción es del 100%, pues a partir de un valor de 60% el contacto entre bloques entrelazados entre si (interlocking contacts) son prácticamente nulos o muy bajos.

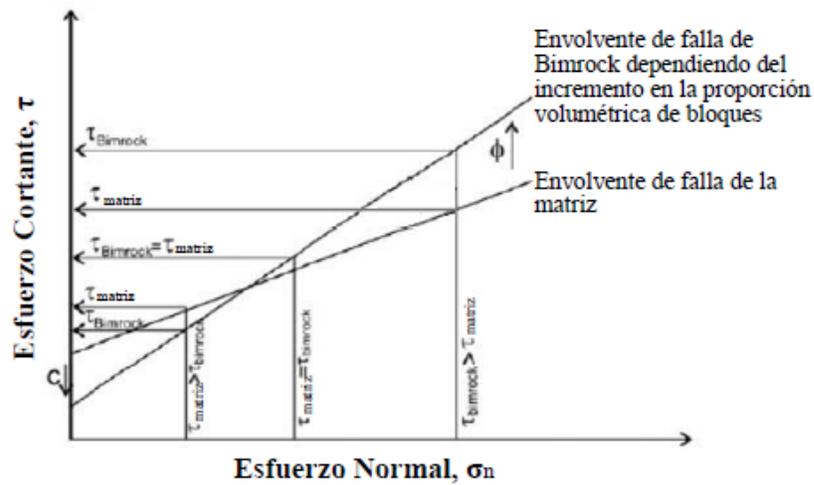
Como se ha indicado, el grado de adherencia entre bloques y matriz define el comportamiento mecánico de bimrocks. La tendencia en comportamiento mecánico de bimrock soldadas y no soldadas se resume en la Figura 2-31 y en la Figura 2-32, respectivamente. Una relación comparativa del comportamiento de bimrock soldada y no soldada y de macizos rocosos exhibiendo diferentes grados de fracturamiento se ilustra en la Figura 2-33.

Figura 2-31. Ilustración del comportamiento de la resistencia al corte de bimrocks soldadas.



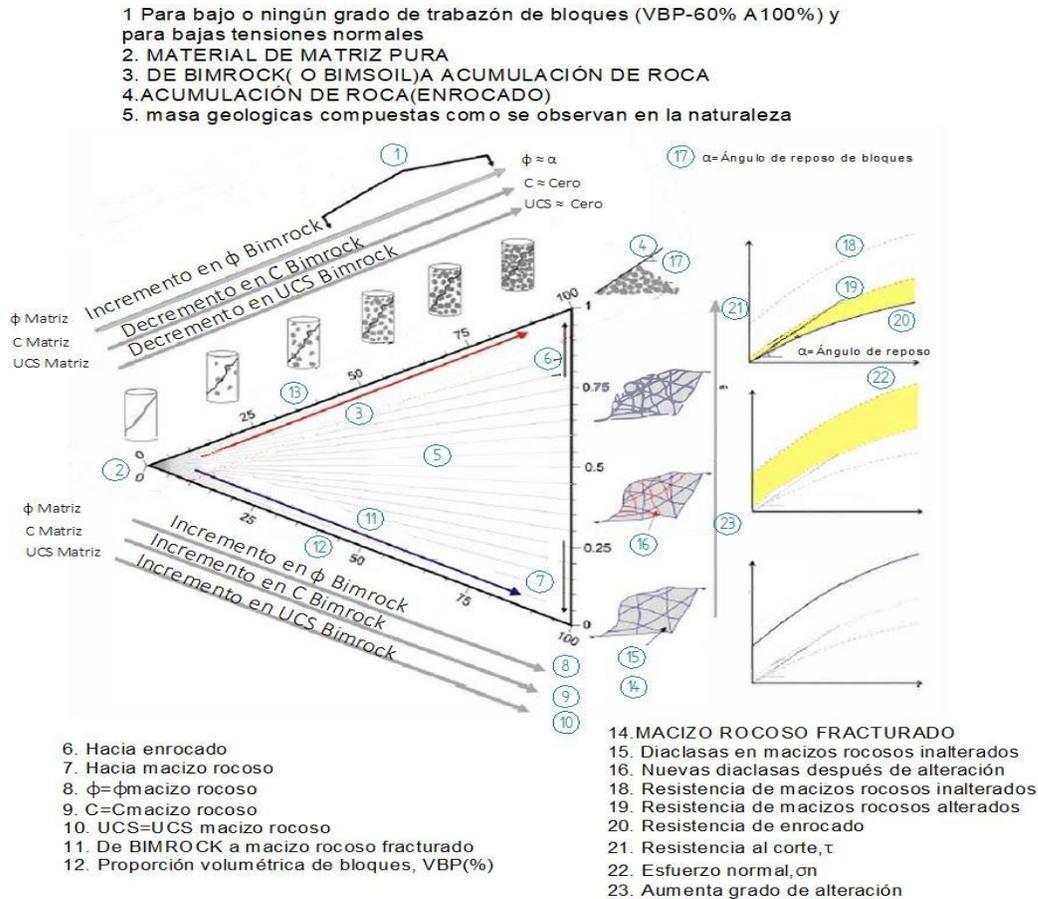
Fuente: Modificado de Kalender et al, 2014.

Figura 2-32. Ilustración del comportamiento de la resistencia al corte de bimrocks no soldadas.



Fuente: Modificado de Kalender et al, 2014.

Figura 2-33. Ilustración esquemática de la relación entre las resistencias de bimrock soldada, bimrock no soldada, y macizo rocoso fracturado.



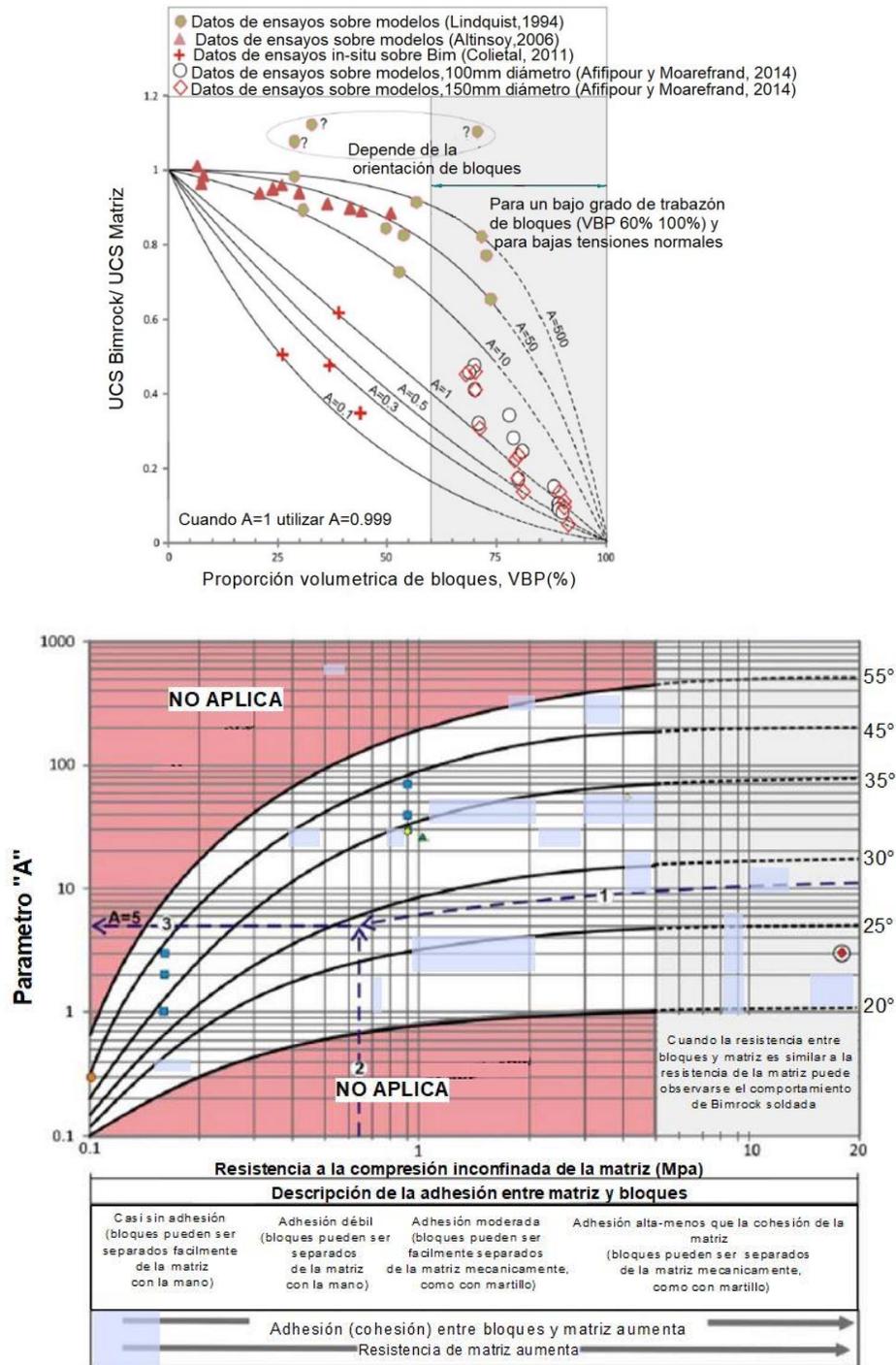
Fuente: Modificado de Kalender et al, 2014.

Mas tarde se modifica la (Ecuación 3 (Kalender et al, 2014), propuesta para calcular el ángulo de fricción de bimrock no soldadas (Sonmez et al, 2009), como se presenta en la Ecuación 6.

$$\phi_{\text{bimrock}} = \phi_{\text{matriz}} \left[1 + \frac{1000 \left[\frac{\alpha}{\phi_{\text{matriz}}} - 1 \right]}{1000 + 5 \left(\frac{100 - VBP}{15} \right)} * \frac{VBP}{VBP + 1} \right] \quad (\text{Ecuación 6})$$

Adicionalmente se propone (Kalender et al, 2014) una modificación a la forma como se estima el valor del Parámetro A; una guía para seleccionar el valor del mismo dependiendo de las propiedades del contacto entre bloques y matriz se presenta en la Figura 2-34. Los autores también modifican el rango de valores de éste y lo fijan con valor mínimo de 0.1 y máximo de 500.

Figura 2-34. Guía práctica para la selección del Parámetro "A".



↑ Aumenta ángulo de reposo (α) de bloques ↓ Aumenta la redondez de los bloques	 Angular $\alpha > 45^\circ$	↑ Aumenta rugosidad de superficie	
	 Subangular $35^\circ < \alpha < 45^\circ$	↑ Aumenta rugosidad de superficie	
	 Subredondeada $25^\circ < \alpha < 35^\circ$	Muy rugosa Rugosa Ligeramente rugosa Lisa Espejo de falla	Rugosidad de superficie de bloques
	 Redondeada $\alpha < 25^\circ$	Muy rugosa Rugosa Ligeramente rugosa Lisa Espejo de falla	Rugosidad de superficie de bloques

Fuente: Modificado de Kalender et al, 2014.

2.7 Antecedentes sobre formas de medir resistencia en suelos grueso granulares

Contrario a la relativa facilidad con que se obtienen muestras representativas de suelos cohesivos para ser utilizadas en la realización de ensayos de laboratorio que permitan su caracterización, la obtención de muestras representativas de materiales conformados por partículas grueso granulares, incluyendo arena, grava y fragmentos en una matriz, es complejo. Algunas experiencias sobre la caracterización de tales materiales se resumen a continuación.

Los suelos grueso granulares son tradicionalmente descritos con base en la distribución de los tamaños de partículas o curva granulométrica, y los análisis texturales. La distribución de los tamaños de partículas ha sido rutinariamente utilizada para describir

propiedades físicas, geomecánicas e hidráulicas (Holtz y Kovacs, 1981; Terzaghi et al, 1996; Powrie, 2004). Para ello, la curva granulométrica es caracterizada por parámetros tales como el diámetro medio, coeficiente de uniformidad, y coeficiente de curvatura, entre otros (Holtz y Kovacs, 1981; Terzaghi et al, 1996; Powrie, 2004).

Se creó un modelo físico de “melanges” con el fin de investigar el efecto de la proporción y la orientación de los bloques sobre la resistencia y la deformabilidad (Lindquist and Goodman, 1994). El modelo estaba conformado por bloques fuertes y rígidos que se encuentran en una matriz más débil y blanda.

Para el caso de zonas de brecha, conformadas por matriz más resistente que los clastos, se consideraron (Kahraman y Alber, 2006, 2008) que núcleos de perforación de 101.3mm de diámetro, eran apropiados para establecer su resistencia a la compresión confinada y su módulo de deformación; mientras que para establecer solo las propiedades de la matriz se tomaron muestras de 15.6mm de diámetro. Adicionalmente se correlacionó la VBP con estas propiedades. Los autores (Kahraman y Alber, 2006 y 2008) concluyen que el límite inferior de la resistencia puede ser estimada si los ensayos se realizan sobre muestras con un alto VBP o si se ensayan muestras de gran tamaño.

Los procedimientos de toma de muestra y ensayo de rocas cataclásticas provenientes del proyecto Cleuson–Dixence son descritos en otro documento (Habimana et al, 2002). Los autores indican que el muestreo del material para ensayos con el propósito de establecer sus propiedades geomecánicas puede realizarse sobre núcleos tomados mediante un muestreador que se hince a presión o sobre muestras de cajón que se conforman mediante perforaciones que se traslapan. Los autores sugieren que dado que el tamaño de las muestras ensayadas en laboratorio es relativamente pequeño, es conveniente complementar los ensayos de laboratorio con ensayos de campo para proveer información sobre el efecto de la escala.

En el caso de fanglomerados, (Glynn, 1988), se establece, primero, que estos depósitos son descritos por algunos como suelos pero que exhiben el comportamiento de areniscas débiles, y segundo, que es extremadamente difícil obtener muestras representativas para ensayos. El autor (Glynn, 1988) propone que es posible obtener parámetros para diseño utilizando velocidad sísmica, ensayos de carga sobre placa, y utilizar como patrón de

comparación la dificultad en penetrar la masa mediante un instrumento seleccionado para tal fin.

Otros autores (Sonmez et al, 2006) presentan los resultados de estudios realizados para determinar la resistencia a la compresión no confinada de aglomerado de Ankara, una roca volcánico clástica que es una mezcla de bloques fuertes, de andesita, dentro de una matriz débil, de toba. Con el objeto de entender el comportamiento de la roca y proponer un criterio de falla para la misma, en la investigación los autores determinan entre otros aspectos, la composición granulométrica de la masa, la densidad y la resistencia a la compresión inconfiada de los clastos y de la matriz, y la VBP de la roca. Para estimar el VBP se utilizó conteo de puntos de contacto, levantamiento a lo largo de líneas de control (scan-line surveys) y procesamiento de imágenes.

Se ha utilizado el criterio de falla de Hoek y Brown para establecer la resistencia de rocas cataclásticas (Habimana et al, 2002), definidas como rocas generadas por la trituración tectónica de la roca original. En su publicación los autores proponen que el valor de resistencia que corresponde a esta roca está definido por dos límites, el superior correspondiente a la roca intacta y el inferior, a roca intensamente degradada por procesos tectónicos; cuando la roca se encuentra en estados intermedios de degradación exhibe anisotropía. El tipo de relleno entre bloques depende del tipo de roca mientras que su espesor depende del grado de tectonismo. En el estudio (Habimana et al, 2002), los autores indican que en caso de las rocas trabajadas por ellos, el relleno consistía de fragmentos arenosos y angulares en el caso de areniscas cuarcíticas mientras que era arcilloso para el caso de esquistos filíticos; el espesor del relleno se encontró que aumentaba con el grado de tectonismo.

En el caso de masas de suelo grueso granular tipo enrocados, pedraplenes o similares, utilizados para diferentes propósitos, los ensayos se realizan sobre muestras conformadas por granulometrías que representan el material real. Para la conformación de las muestras a ensayar, de tal manera que los resultados de los ensayos sean extrapolables al comportamiento de la masa estudiada, se utiliza cualquiera de dos metodologías (véase por ejemplo Daehyeon, and Sungwoo, 2014). Una metodología consiste en generar para ensayo una granulometría paralela, con tamaño máximo de partículas acordes al tamaño

de la muestra a ensayar. La otra metodología consiste en retirar las partículas mayores y reemplazarlas, proporcionalmente, por partículas de tamaño menor.

2.8 Criterios de falla para suelos grueso granulares

El comportamiento de masas de suelo grueso granular de origen antrópico, tales como enrocados y pedraplenes ha sido estudiado por diferentes autores y, con base en los resultados obtenidos de las investigaciones realizadas, se han propuesto diferentes criterios de falla, como se presenta en la Tabla 2-4. Estos criterios de falla, aunque son fundamentalmente de tipo exponencial, tienen diferente estructura, e involucran al menos dos de los componentes indicados a continuación: nivel de esfuerzos aplicados, parámetros físicos de las partículas que conforman la masa, y coeficientes de forma de la correlación propuesta. Rocscience (2004) propone que algunas de estas envolventes, cuando expresan la relación entre esfuerzo cortante y esfuerzo normal, pueden describirse con el modelo de Curva Exponencial (del inglés Power Curve model) como se indica en la Ecuación 7.

$$\tau' = a(\sigma'_n + d)^b \quad (\text{Ecuación 7})$$

Donde a, b y d son los parámetros del modelo, es decir, valores adimensionales requeridos para ajustar los resultados de una serie de ensayos de corte o de ensayos triaxiales a la ecuación general o modelo.

Los criterios de falla presentados en la Tabla 2-4 hacen uso de parámetros como los arriba indicados, para ajustar los resultados de los ensayos realizados por los respectivos investigadores y poder proponer el criterio correspondiente.

Tabla 2-4. Criterios de falla.

REFERENCIA	ECUACIÓN	PARAMETROS	DESARROLLO
De Mello, 1977. Charles y Watts, 1980.	$\tau = A \sigma_N^B$	A, B	Envolvente empírica
Indraratna et al, 1993. Indraratna et al, 1994.	$\frac{\tau}{\sigma_c} = a \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_c} \right)^b$	a,b = 0.25,0.83 (límite inferior, $\sigma_n=0.1-1$ MPa) a,b = 0.71,0.84 (límite superior, $\sigma_n=0.1-1$ MPa) a,b = 0.75,0.98 (límite inferior, $\sigma_n=1-7$ MPa) a,b = 1.80,0.99 (límite superior, $\sigma_n=1-7$ MPa)	Forma adimensional de la ecuación propuesta por De Mello y Charles y Watts
Sarac y Popovic, 1985.	$\tau_{\max} = A \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_0} \right)^B$	A aumenta con el incremento de σ_c , C_u , γ , d_{50} A varía entre 0.7 y 1.5 B aumenta con el incremento de σ_c y C_u y con la disminución de γ	Desarrollada de datos presentados en figura por Sarac y Popovic (1985)

REFERENCIA	ECUACIÓN	PARAMETROS	DESARROLLO
		B varía entre 0.419 y 0.911 $\sigma_o = 1 \text{ MPa}$	
Indraratna et al, 1993. Indraratna et al, 1994.	$\frac{\hat{\sigma}_1}{\sigma_c} = a \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right)^\beta$	a,β = 0.40, 0.62 (límite inferior, $\sigma_n=0.1-1$ MPa) a,β = 0.78, 0.65 (límite superior, $\sigma_n=0.1-1$ MPa) a,β = 2.71, 0.96 (límite inferior, $\sigma_n=1-7$ MPa) a,β = 3.58, 0.90 (límite superior, $\sigma_n=1-7$ MPa)	Forma adimensional en función de σ_1 y σ_3 de la ecuación propuesta por De Mello y Charles y Watts
Indraratna et al, 1998.	$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = a\sigma_3^b$	a,b = 84.98,-0.49 (gradación A) a,b = 125.17,-0.56 (gradación B)	Desarrollado empíricamente para dos gradaciones de balasto, en términos de esfuerzos efectivos. Indeterminado para $\sigma_3 = 0$
Doruk, 1991.	$\sigma_1 = \sigma_3 + \left(\frac{m\sigma_3}{\sigma_c} \right)^a \sigma_c$	m, a	Desarrollado a partir del criterio de falla de Hoek y Brown, en términos de esfuerzos efectivos, fijando como nula la resistencia a la compresión

REFERENCIA	ECUACIÓN	PARAMETROS	DESARROLLO
			inconfiada del macizo rocoso, es decir, $s=0$
Barton y Kjaernli, 1981.	$\phi = R \log \left(\frac{s}{\sigma_n} \right) + \phi_b$	$\Phi = \arctan \tau / \sigma_n$ (esfuerzos efectivos) R = rugosidad equivalente S = resistencia equivalente Φ_b = ángulo de fricción básico	Es una extensión del criterio empírico desarrollado por Barton para discontinuidades en roca
Charles, 1991.	$\phi = C_1 \log(C_2 / \sigma_3) + \phi_b$	$\Phi = \arctan \tau / \sigma_n$ (esfuerzos efectivos) C ₁ , C ₂ = constantes Φ_b = ángulo de fricción básico	Enfoque similar al anterior
González, 1985.	$\phi = \phi_o - j \log_{10} \left(\frac{\sigma_{nf}}{\sigma_{co}} \right)$	$\Phi = \arctan \tau / \sigma_n$ (esfuerzos efectivos) σ_{co} = resistencia promedio al aplastamiento de los granos	Basado en datos de la literatura técnica

REFERENCIA	ECUACIÓN	PARAMETROS	DESARROLLO
Hoek et al, 2002.	$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$ $m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$	s, a, D, GSI, m _i	Desarrollado en término de esfuerzos efectivos

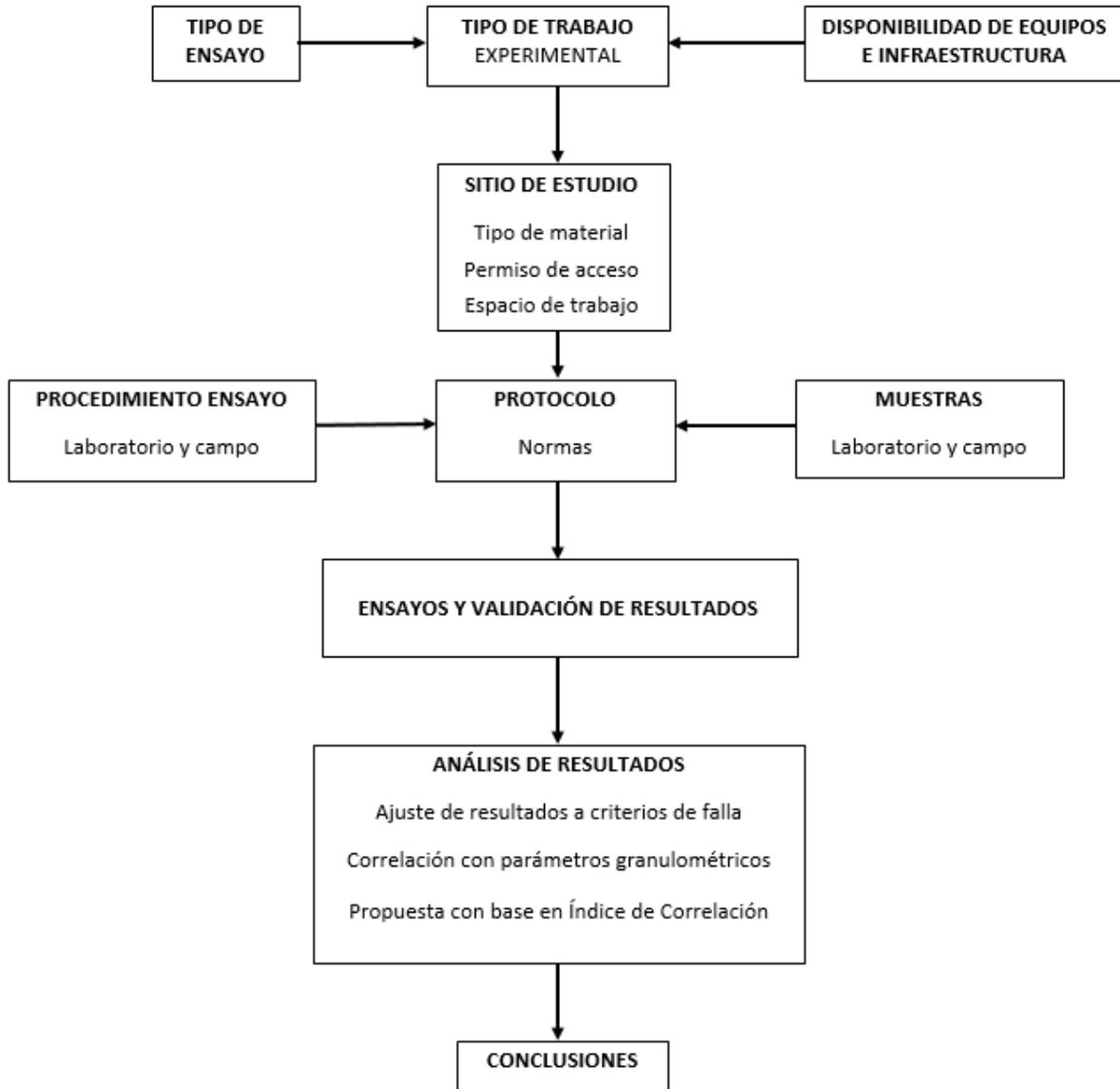
Fuente: modificado de Douglas, 2002.

3 Capítulo 3. Metodología

En las secciones anteriores de este informe se estableció el rango amplio de comportamiento mecánico in situ que pueden exhibir los depósitos de suelo grueso granular de origen aluvial. Esto se debe a que ellos son una consecuencia de múltiples procesos, los cuales pueden presentarse en diferente orden y grados de intensidad. Esto no ha permitido, como lo indican diferentes investigadores, encontrar relaciones univocas entre las características de los depósitos aluviales en su estado actual y los diferentes procesos que le dieron origen, y así poder incluirlas en su caracterización mecánica. En consecuencia, en este trabajo el comportamiento mecánico in situ se pretende establecer con un enfoque inverso, es decir, con base en la identificación de propiedades físicas del suelo que inciden en este comportamiento y que son una consecuencia de los procesos de formación.

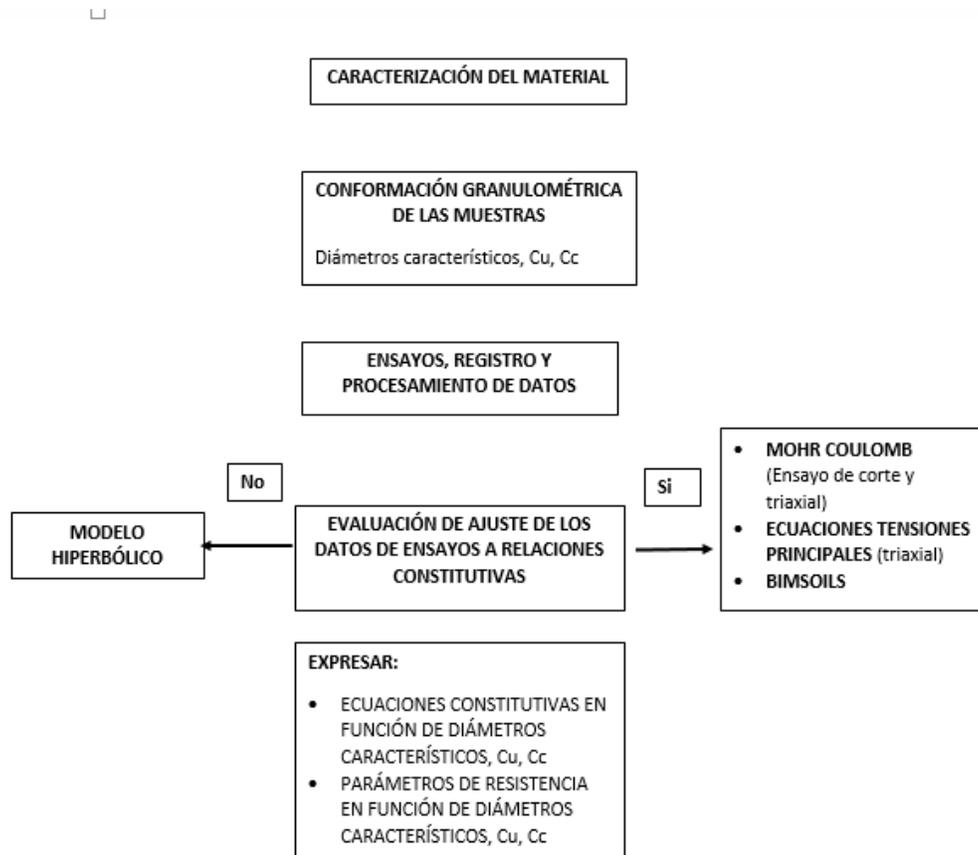
Se consideró que se puede lograr lo anterior con base en la realización de un trabajo experimental que incluye ensayos mecánicos in situ y en laboratorio, complementado con la caracterización física del material. Los ensayos in situ se plantearon realizar sobre probetas labradas en el terreno natural mientras que los ensayos en laboratorio se propusieron realizar sobre muestras conformadas de forma que sus parámetros físicos fuesen claramente definidos. Las conclusiones del estudio se establecen a partir del procesamiento de los resultados de los ensayos mecánicos y de caracterización física, y de su análisis e interpretación. La Figura 3-1 presenta la metodología general de trabajo y la Figura 3-2 la metodología de ensayos y procesamiento de sus resultados.

Figura 3-1. Metodología general de trabajo



Fuente: Propuesto por el autor.

Figura 3-2. Metodología ensayos y procesamiento de resultados.



Fuente: Propuesto por el autor.

3.1 Actividades

La metodología incluyó las siguientes actividades.

- Definición del material de estudio. Se refiere a la selección del sitio de trabajo y su geología.
- Implementación de equipos de ensayo de corte directo y laboratorio. Incluyó el diseño, construcción y ensamble de equipos para la realización de ensayos en laboratorio e in situ, sobre muestras de grandes dimensiones.
- Caracterización de las propiedades físicas del material. Se establecieron los valores de densidad, forma de las partículas, y composición granulométrica y mineralógica del depósito.

-
- Definición de la granulometría de las probetas para ensayos de laboratorio. Se definieron 8 granulometrías con base en los grupos granulométricos del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), es decir, gravas gruesas y finas, y arenas gruesas, medias, y finas, y fracción fina, y sus combinaciones.
 - Realización de ensayos mecánicos.
 - Procesamiento de datos de ensayos y análisis de resultados. Con el objeto de representar los comportamientos registrados durante los ensayos se matematizaron los resultados siguiendo diferentes modelos matemáticos.
 - Propuesta de correlaciones. Se proponen correlaciones entre los parámetros de estos modelos matemáticos y las propiedades físicas de los suelos utilizados para conformar las muestras.

3.2 Localización del material utilizado en el estudio

Por razones logísticas, se seleccionó para estudio el depósito aluvial del río Medellín, el cual drena el denominado Valle de Aburrá. Este material se encuentra en la zona geográfica donde se desarrolla la presente investigación, por lo que su acceso es comparativamente más fácil que a otros sitios.

Este depósito, como todos los de su tipo, presenta una clasificación por tamaños de acuerdo con la capacidad de transporte del río y de la localización y características hidráulicas de sus principales afluentes. Para seleccionar el sitio de trabajo se tuvo en cuenta, primero, que la conformación granulométrica del material allí existente correspondiera con el rango de tamaños que los equipos disponibles para ensayo pudiesen manejar; segundo, que se tuviera permiso de trabajo; y tercero, que las condiciones del sitio permitiesen maniobrar los equipos. Con base en estos criterios se seleccionó las instalaciones de la empresa Conasfaltos, la cual se localiza como se muestra en la Figura 3-3.

Una de las actividades de esta empresa es la explotación de material pétreo, por lo que existen amplias exposiciones del material en taludes de corte de alta pendiente y alturas que alcanzan los 115 m, en su totalidad por debajo del nivel del río Medellín.

3.3 Geología del sitio de trabajo

El valle de Aburrá está localizado al norte de la Cordillera Central, una de las tres principales cadenas montañosas que recorren el país en el sentido sur norte. El Valle de Aburrá es una depresión alargada que se extiende en dos tramos (véase la Figura 3-3): uno de unos 30km de longitud, va de sur a norte, desde el alto de San Miguel, donde el río Medellín nace en el municipio de Caldas, hasta la población de Bello, con un ensanchamiento máximo de unos 7km, a la altura de la ciudad de Medellín. El otro tramo, más estrecho, orientado hacia el noreste, se extiende desde Bello hasta la población de Barbosa y presenta unos 35km de longitud. La cota del Valle de Aburrá en Caldas se localiza a unos 1800m de altura sobre el nivel del mar y en Barbosa a unos 1400m. Está rodeado por montañas que alcanzan una altura máxima de 3000m sobre el nivel del mar, como el Alto de San Miguel, el Cerro del Padre Amaya y el Cerro Boquerón, y por altiplanos como el de Ovejas, el de Santa Elena, el de San Vicente-Río Negro y el de Santa Rosa de Osos, situados a alturas entre 2600m y 2000m (Hermelin, 2007).

La precipitación del Valle de Aburrá está controlada principalmente por los vientos alisios. Presenta dos estaciones húmedas centradas alrededor de abril y de octubre, recibe lluvias que van de unos 1400 mm en el área de Barbosa, hasta unos 3000mm al sur del valle. Las temperaturas medias en la cuenca varían de 22° a 13° C, en función de la altura (Hermelin, 2007).

El origen del valle aún es objeto de discusión, aunque las investigaciones más recientes presentan como más probable un origen tectónico y menos probable el de un origen debido a erosión hidráulica por el río Medellín y sus afluentes (Hermelin, 2007). Característica esencial de la geología del Valle de Aburrá es su gran variedad de rocas y la existencia de extensos depósitos de vertiente emplazados desde La Estrella hasta Girardota, derivados de diferentes tipos de roca. Además, el interior del valle es caracterizado por terrazas, llanuras aluviales a lo largo del río Medellín y depósitos aluvio torrenciales que forman abanicos a lo largo de sus principales tributarios.

En la cuenca del valle el macizo rocoso se encuentra conformado por un basamento metamórfico paleozoico, rocas ígneas ultra básicas, una secuencia volcano sedimentaria, y cuerpos graníticos intrusivos. El basamento metamórfico está conformado esencialmente por secuencias intercaladas de esquistos, anfibolitas y gneises. Este basamento fue obducido durante el Cretácico por cuerpos alargados de composición dunítica, basaltos y sedimentos de origen

marino, fuertemente afectados tectónicamente. Adicionalmente, tonalitas y granodioritas cretácicas y triásicas de composición ácida a intermedia, intruyeron este complejo cuerpo metamórfico (Aristizábal y Yokota, 2008).

Específicamente el depósito aluvial con el cual se está trabajando se encuentra conformado por estratos potentes de varias decenas de metros de espesor de material grueso granular, con ocasionales intercalaciones de estratos de arena limosa, localmente arcillosos, de hasta 3m de espesor; la estratificación es horizontal. Los estratos de material grueso granular pueden presentar lentes de arena limosa, arena arcillosa, y limo. La litología de los clastos corresponde a las litologías existentes en la cuenca, como ya se citaron anteriormente.

El material grueso granular puede ser descrito como mayoritariamente del tamaño grava, con algunas partículas cuyos tamaños oscilan entre 75mm y 200mm, y con pocos bloques que alcanzan dimensiones de hasta 6m de diámetro, en una matriz también detrítica. En la Figura 3-4 se ilustran las características de este depósito.

Figura 3-3. Localización del sitio de trabajo.



Figura 3-4. Aspecto del sitio de trabajo.



En la Figura 3-4 la foto panorámica de la izquierda fue tomada en sentido sur oeste, la parte de aguas arriba del río se localiza en el extremo superior de la foto. La foto de la derecha muestra el talud de corte en el extremo nororiente (parte inferior de la foto de la izquierda).

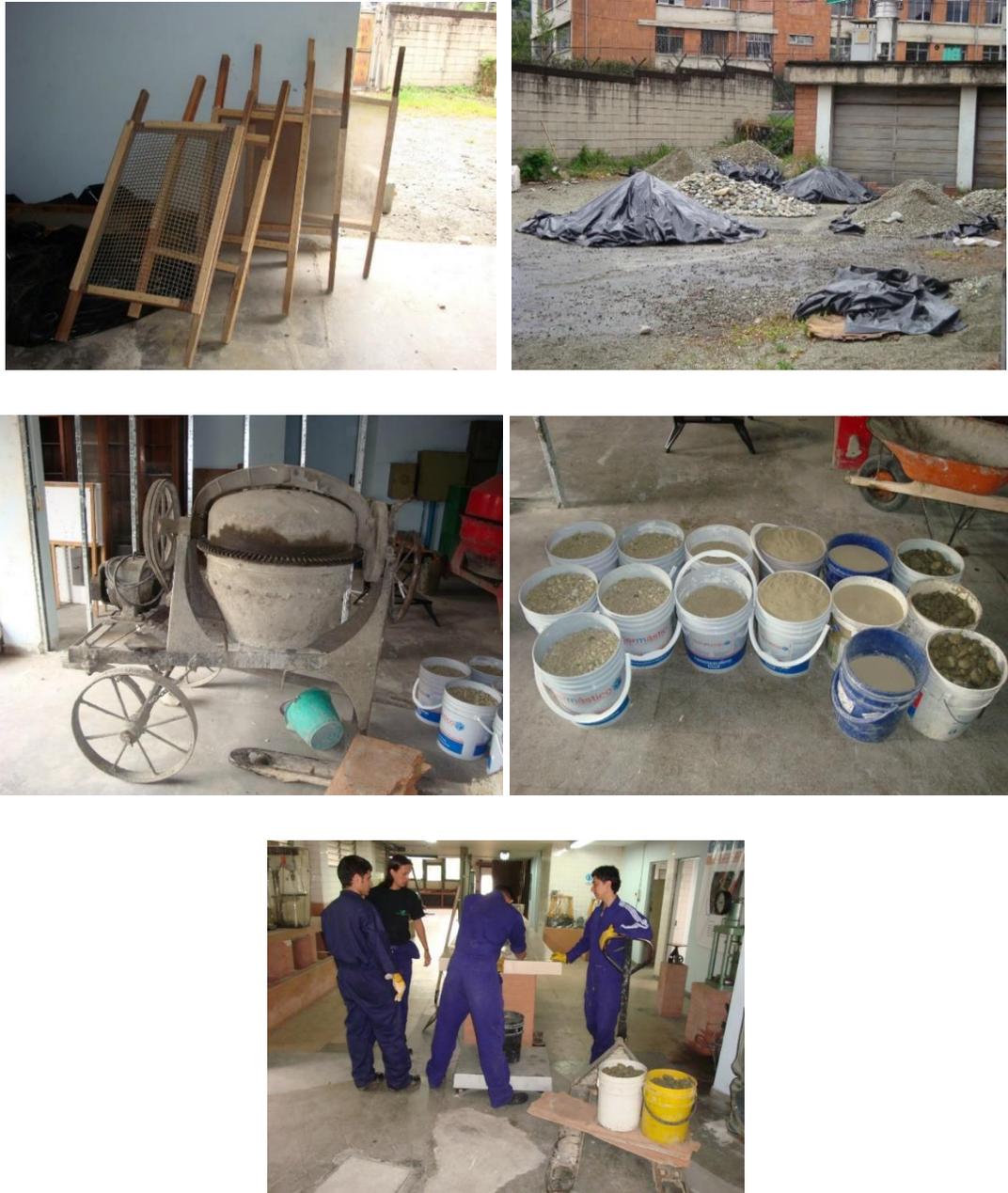
3.4 Ensayos mecánicos

El equipo para los ensayos de corte directo se conformó con base en elementos facilitados por ISAGEN y otros fabricados y/o adquiridos específicamente para el programa de ensayos. Los ensayos de corte directo se realizaron sobre probetas en las cuales el área del plano de cizallamiento es de 0.5m^2 mientras los ensayos triaxiales se realizarán sobre muestras de 30cm de diámetro y 60cm de altura. El equipo para los ensayos triaxiales fue diseñado y construido para cumplir con el programa de ensayos, considerando utilizar una prensa hidráulica disponible en el laboratorio de estructuras adscrito al Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Minas, de la Universidad Nacional sede Medellín. En los Anexos A y B se presentan los planos de los equipos de corte directo y triaxiales, respectivamente.

Los ensayos de corte directo se realizaron sobre muestras alteradas pero construidas de manera controlada en el laboratorio, y los resultados se corroboraron mediante cuatro ensayos de campo,

cada uno realizado sobre una muestra labrada in situ. Los ensayos de tipo triaxial se realizaron sobre muestras preparadas en el laboratorio. La Figura 3-5 muestra los elementos utilizados para la separación de partículas por tamaño, su almacenamiento, y equipo de manejo, pesaje, y mezclado.

Figura 3-5. Elementos diferentes para el manejo de las muestras.



3.5 Ensayos de corte directo

Este ensayo se refiere a la determinación de la resistencia al corte consolidado drenado de una muestra de suelo sometida a corte directo. El ensayo se efectúa deformando la muestra a una tasa de deformación controlada, a lo largo, o muy cerca, de un único plano definido por la configuración del aparato.

El ensayo consistió en colocar la muestra de suelo seco en un aparato de corte directo, aplicar una tensión normal predeterminada, consolidar la muestra bajo la tensión normal, y desplazar horizontalmente el marco superior con relación al marco inferior, que permanece estático, a una tasa constante de deformación de corte, mientras se mide la fuerza de corte y los desplazamientos horizontales durante el proceso de cizallamiento.

Las muestras para ensayos de laboratorio se conformaron variando la composición granulométrica y alcanzando en ellas una densidad similar a la densidad de campo. Para los ensayos en campo se labraron muestras in situ.

Los ensayos se desarrollaron siguiendo los lineamientos establecidos en algunas de las Normas ASTM (D4554, "In Situ Determination of Direct Shear Strength of Rock Discontinuities", Determinación In Situ de la Resistencia de Corte Directo de Discontinuidades de Roca; ASTM D3080 "Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions", Ensayo de Corte Directo de Suelos Bajo Condiciones Consolidadas Drenadas, 2004).

3.5.1 Descripción de los equipos

El equipo de corte directo incluye varios elementos, los cuales se describen a continuación.

- **Aparato de corte.**

Se designa de esta manera a un aparato concebido para contener la muestra de tal forma que no se aplica torque a ella. El aparato de corte permite además aplicar una tensión normal a las caras de la muestra y medir cambio de espesor en ella. Adicionalmente el aparato permite aplicar a la muestra una fuerza cortante a lo largo de un plano predeterminado, el cual es paralelo a las caras de la muestra sobre las cuales se aplica la tensión normal, mientras que el marco que contiene la muestra es suficientemente rígido para prevenir su distorsión durante el cizallamiento.

La Figura 3-6 muestra el aparato de corte.

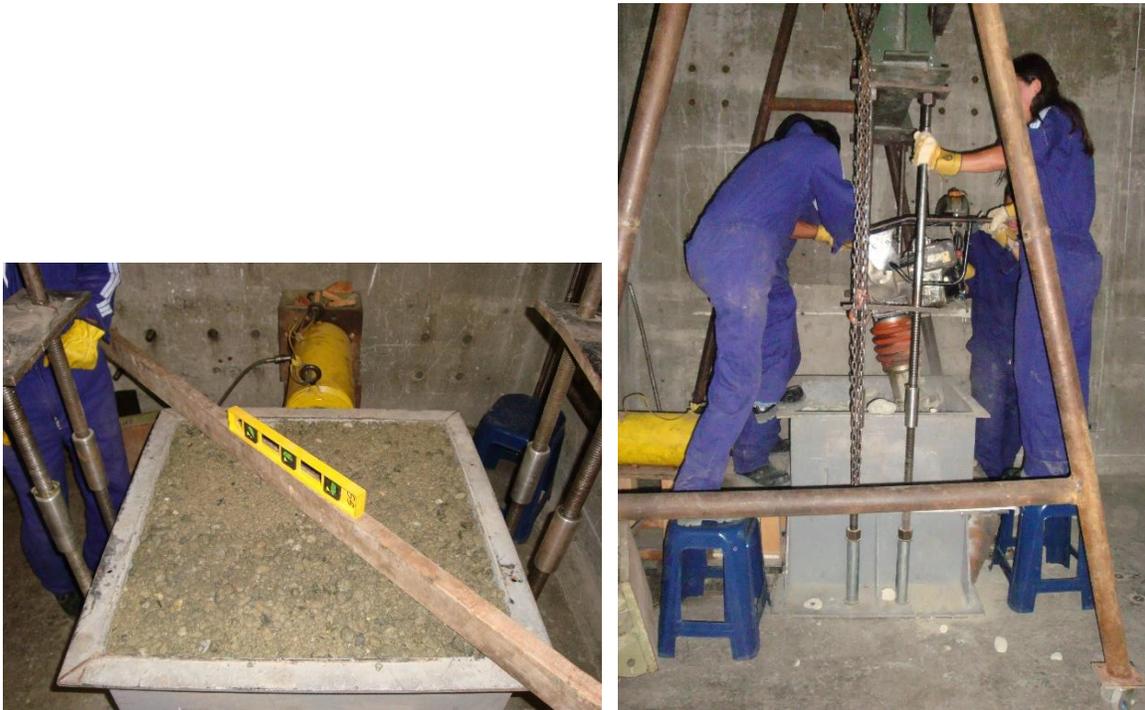
Figura 3-6. Aparato de corte.



- **Caja de corte.**

Se designa de esta manera al elemento rígido que contiene la muestra. Sus dimensiones se encuentran definidas por el tamaño máximo de partícula que conforma la probeta de ensayo. La caja se encuentra dividida en dos mitades, mitad superior y mitad inferior. En el momento del ensayo, ellas se pueden ensamblar con tornillos que aseguran su alineamiento. El roce o fricción entre las mitades se minimiza colocando entre las dos mitades delgadas láminas de icopor. La caja de corte puede observarse en la Figura 3-7. Como se observa, ella se encuentra fijada al piso mediante tuercas y suplementos metálicos anexos a las barras o pernos de alta resistencia que soportan la viga o sistema de reacción a la fuerza vertical.

Figura 3-7. Caja de corte.



- **Elementos de reacción ensayo de laboratorio.**

Como reacción para la aplicación de la fuerza de corte se utilizó una estructura de reacción. Ésta es una estructura diseñada y construida para tal fin, existente en el laboratorio de estructuras que hace parte del Departamento de Ingeniería Civil de la Facultad de Minas, Universidad Nacional de Colombia, sede Medellín. Ella consta de losa y paredes de concreto con gran capacidad ante empujes por carga lateral y vertical. En paredes y losa se encuentran sistemáticamente distribuidos elementos que permiten el roscado para fijación de pernos de alta capacidad de carga, que permiten la implementación de variados montajes.

La reacción para aplicación de la fuerza normal consistió de una viga sostenida en pernos de alta capacidad, roscados a la losa que hace parte del sistema de reacción arriba descrito. Los elementos de reacción pueden observarse en la Figura 3-6 y en la Figura 3-7.

- **Elementos de reacción ensayo de campo.**

Los elementos de reacción para los ensayos de campo se muestran en la Figura 3-8.

Como reacción para la aplicación de la fuerza de corte se utilizó las paredes del apique en el fondo del cual se encuentra la muestra labrada. Sobre la pared de reacción se colocó dos láminas de acero de 19mm de espesor, con el propósito de distribuir la fuerza aplicada.

La reacción para aplicación de la fuerza normal consistió de una viga que a su vez hacía reacción en sus extremos en el chasis de dos camiones doble troque, colocados enfrentando su parte posterior.

Figura 3-8. Elementos de reacción ensayos de corte directo en campo.



- **Aparato para aplicación y medición de la fuerza normal.**

El aparato de aplicación de la fuerza normal consta fundamentalmente de tres componentes: un cilindro de carga para la aplicación de la fuerza, un sistema de placas que transmite la carga a la muestra, y suplementos metálicos para ajustar la espacio entre la muestra y el elemento de reacción.

El cilindro es tipo hidráulico de doble acción marca ENERPAC, con una capacidad máxima de carga de 933kN, accionado con una bomba hidráulica manual, de la misma marca. La bomba se encuentra dotada de válvulas de control de flujo y presión, que le permiten tener control de la presión requerida, manteniéndola bajo condiciones estáticas y/o alcanzándola durante momentos de deformación o desplazamiento, dentro de los rangos requeridos por el procedimiento. Con el propósito de poder garantizar una variación máxima de fuerza normal del 1%, se utilizaron manómetros con una sensibilidad acorde con la máxima carga aplicada, que eran leídos por el operador de la bomba, es decir, el control de la presión se realizó de forma manual.

El sistema de placas para transmisión de la carga a la muestra consta de dos elementos entre los cuales se coloca un sistema de rodamiento, el cual puede desplazarse en el sentido de la aplicación de la fuerza de corte. Esta configuración permite que el elemento inferior se desplace con la muestra durante el proceso de cizallamiento, mientras que el elemento superior se mantiene estático, evitando de esta manera, junto con la rótula que se encuentra en contacto con el elemento de reacción, que se genere torque y se desestabilice el sistema.

Los equipos para la aplicación de la fuerza normal se muestran en la Figura 3-9.

Figura 3-9. Aparato para la aplicación de la fuerza normal.





- **Aparato para aplicación y medición de la fuerza de corte.**

El aparato de aplicación de la fuerza de corte consta fundamentalmente de tres componentes: un cilindro de carga para la aplicación de la fuerza, una placa que transmite la carga a la muestra, y suplementos metálicos para ajustar la espacio entre la muestra y el elemento de reacción.

La fuerza de corte fue aplicada con un cilindro hidráulico de doble acción marca ENERPAC, con una capacidad máxima de carga de 1995kN, accionado con una bomba hidráulica manual, de la misma marca. La bomba se encuentra dotada de válvulas de control de flujo y presión. La velocidad de cizallamiento de la muestra se realizó a una tasa constante, controlada manualmente, es decir, la velocidad del desplazamiento era controlado por el operador de la bomba ante indicaciones de quienes registraban deformaciones y tiempo.

Con el propósito de poder garantizar una variación máxima de carga del 1%, se utilizaron manómetros con una sensibilidad acorde con la máxima fuerza cortante aplicada, que eran leídos por el operador de la bomba, es decir, el control de la presión se realizó de forma manual.

La placa metálica distribuye la fuerza de corte sobre un lado de la caja de corte. En la Figura 3-6 y en la Figura 3-10 puede observarse el aparato para aplicación y medición de la fuerza de corte.

Figura 3-10. Aparato para aplicación y medición de la fuerza de corte.



- **Medidores de deformación.**

Las deformaciones vertical y horizontal, generadas por la aplicación de las fuerzas normal y de cizallamiento respectivamente, fueron registradas mediante extensómetros de carátula de una sensibilidad de 0,01mm. Estos extensómetros tienen un recorrido de 5cm y fueron leídos manualmente. Con el objeto de registrar la deformación de corte que alcanzaba magnitudes de hasta 14cm, se colocaban extensómetros traslapándose, tantas veces como se requiriera. Los extensómetros se colocaban en una base estable y fija, por fuera del equipo de ensayo.

3.5.2 Procedimiento de ensayo en laboratorio

A continuación, se describe el montaje y la ejecución del ensayo.

- **Montaje de la muestra.**

En cada ensayo en laboratorio el montaje se realizó como se indica a continuación.

- ✓ Se fijó la caja inferior de corte al piso de apoyo por medio de tuercas, pernos, tubos y conectores (véase la Figura 3-7), respetando las distancias a los puntos de reacción.

Estas distancias deben permitir montar todos los elementos necesarios, incluidos cilindro de carga, placa de aplicación de carga, suplementos metálicos y rotula.

- ✓ Se montó la viga de reacción para la aplicación de la carga vertical, asegurándose que estuviera horizontal, y se fijó mediante un sistema de tuercas y contra tuercas.
- ✓ Se conformó la muestra dentro de la caja de corte. El material se colocó en 5 capas, aplicando la energía de compactación necesaria para lograr la densidad deseada. La cara superior de la capa previa fue escarificada utilizando barras y otras herramientas. Antes de colocar la tercera capa, a través de la cual se generará el plano de corte, se instaló la caja superior. Las dos mitades fueron unidas mediante pernos con el propósito de garantizar que queden alineadas, y separadas entre sí por láminas de icopor de 3mm de espesor con el propósito de disminuir la fricción entre ellas. La compactación de las muestras en laboratorio fue realizada mediante un compactador tipo canguro. En la Figura 3-7 puede verse el proceso de conformación de la muestra; la conformación de la muestra y el ensamble de las cajas se muestra en la Figura 3-11.

Figura 3-11. Proceso de conformación de la muestra y ensamble de la caja de corte.



- ✓ Las cajas superior e inferior que contienen la muestra se separan colocando una lámina de icopor plano de aproximadamente 3mm de espesor (véase Figura 3-11). Esta lámina de icopor pretende disminuir la fricción entre las cajas metálicas. La caja se llena hasta el tope y se enrasa para finalmente nivelar la superficie superior sobre la cual se coloca el sistema de aplicación de fuerza normal.

- ✓ Se instalan a continuación las partes de los sistemas de aplicación de fuerza normal y de corte, utilizando un malacate, debido al peso de cada uno de los elementos, el cual fluctúa entre 800N y 2200N.
- ✓ Finalmente se instalaron los extensómetros de carátula que medirán deformaciones verticales y horizontales.

- **Ejecución.**

La ejecución del ensayo se realizó inmediatamente después de terminado el montaje. El procedimiento se explica a continuación.

- Se tomaron las lecturas iniciales de los extensómetros, tratando de que ellos se encontraran lo más próximo posible al cero. Estas fueron los valores de referencia con las cuales se calcularon los desplazamientos.
- Se aplicó la fuerza normal a tasa constante, hasta alcanzar la magnitud establecida. Durante este proceso se registró el desplazamiento vertical, pudiéndose definir en qué momento, después de alcanzar la fuerza máxima, las deformaciones verticales han terminado, es decir, el momento en que la muestra se ha terminado de consolidar bajo la carga aplicada, la cual se mantiene mediante la bomba hidráulica.
- Una vez alcanzado el confinamiento deseado, se aplicó la fuerza cortante. Esta parte del ensayo, a diferencia de la primera, fue de deformación controlada e inició con una tasa de desplazamiento de 0,25mm/min durante el primer centímetro (1cm). A continuación se incrementó la tasa de desplazamiento a 0,50mm/min durante los siguientes dos centímetros (2cm), y luego la tasa de desplazamiento aumentó a 1,00mm/min para los próximos dos centímetros (2cm). Finalmente se aumentó por última vez la tasa de desplazamiento a 2,00mm/min y se dejó constante hasta alcanzar el 20% de deformación (aprox. 14cm). Se realizaron lecturas de presión del sistema de la carga de corte cada minuto.
- Durante la aplicación de la fuerza de corte se mantuvo la fuerza normal constante.

3.5.3 Procedimiento de ensayo en campo

Aunque los elementos utilizados en los ensayos de corte directo en campo son los mismos empleados en los ensayos en laboratorio, debió realizarse algunas modificaciones al proceso de montaje para poder implementar la reacción a las fuerzas normales y de corte. En cada ensayo en campo el montaje se realizó como se indica a continuación.

- **Montaje.**

- ✓ Se definió el sitio del ensayo considerando que la granulometría del material expuesto fuera similar a la que se estudiaría en laboratorio, es decir, que no presentara sobre tamaños o tamaños menores a los considerados para las muestras de laboratorio. La Figura 3-12 ilustra este aspecto del montaje.

Figura 3-12. Sitio de ensayo.



- ✓ Allí se excavó con una retroexcavadora pequeña un apique de aproximadamente 2.8m de lado y paredes verticales de aproximadamente 1.6m de profundidad (véase Figura 3-13).

Figura 3-13. Apique para ensayo de corte directo en campo.



- ✓ A continuación, sobre el fondo del apique se demarcó la muestra, se colocó la caja inferior de corte, y se excavó manualmente alrededor de ella, profundizando el piso. En la medida que se iba excavando, la caja bajaba por su propio peso (véase Figura 3-14).

Figura 3-14. Conformación de la muestra para ensayo de corte directo en campo.



- ✓ Se excavó hasta que la caja se localizó ligeramente por debajo del tope de la muestra in situ.
- ✓ Se enrasa la parte superior de la muestra, conformando una superficie plana y horizontal, sobre la cual colocar el sistema de aplicación de la fuerza normal (véase Figura 3-15).

Figura 3-15. Muestra de campo e inicio de proceso de montaje.



- ✓ Se inicia el montaje de los diferentes elementos que conforman los sistemas de aplicación de fuerza de corte y normal, con ayuda del brazo de la retro excavadora. Para la fuerza de corte se colocan dos láminas de acero (véase Figura 3-16).

Figura 3-16. Elementos aplicación fuerzas normal y de corte en prueba corte directo en campo.



- ✓ Se instala la viga de reacción, sostenida por la retro excavadora, se asegura su horizontalidad, y se fija en posición mediante cables y otros elementos. Además permanentemente se mantiene soportada por la pala de la retro excavadora (véase Figura 3-17).

Figura 3-17. Montaje de viga de reacción para fuerza normal.



- **Ejecución.**

La ejecución del ensayo se realizó inmediatamente después de terminado el montaje, siguiendo el mismo procedimiento indicado para los ensayos de corte en laboratorio.

3.6 Ensayos triaxiales

Los ensayos triaxiales se desarrollaron siguiendo los lineamientos establecidos en la Norma ASTM D7181 "Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils" (Método Estándar de Ensayo para Pruebas de Compresión Triaxial Consolidado Drenado sobre Suelos), de 2004.

Este ensayo se refiere a la determinación de la resistencia y de las relaciones tensión deformación de una muestra cilíndrica de suelo no alterada o reconformada. Las muestras son consolidadas y cizalladas en compresión con drenaje, a una tasa constante de deformación axial o deformación controlada. El ensayo permite el cálculo de las tensiones principales y de la compresión axial mediante la medición de la carga axial, la deformación axial y el cambio volumétrico.

3.6.1 Descripción de los equipos

- **Aparato para la aplicación de la carga axial.**

El aparato utilizado para la aplicación de la carga axial consiste en una prensa hidráulica capaz de aplicar 2000kN de fuerza y cuyo marco permite la acomodación de la cámara de ensayo. La tasa de deformación de la muestra o la tasa de desplazamiento del elemento de carga se controla manualmente, es decir, mediante la medición de la deformación utilizando extensómetros de carátula y el registro del tiempo. El aparato para aplicación de carga axial se muestra en Figura 3-18.

- **Aparato para la medición de la carga axial.**

El aparato de medición de la carga hidráulica consiste de un manómetro de carátula anexo al equipo de aplicación de la carga hidráulica, el cual es de lectura manual; el manómetro cuenta con un registro de seguridad de carga máxima (véase la Figura 3-18).

- **Cámara de compresión triaxial y equipo para aplicación de presión de cámara.**

La cámara triaxial se muestra en la Figura 3-19. Ella tiene capacidad para soportar una presión de 5MPa. La cámara permite ensayar muestras de 30cm de diámetro y 60cm de altura. Fue fabricada a partir de un tubo de acero de 48cm de diámetro interno y 53cm de diámetro externo, y 83cm de altura. Esta cámara fue dimensionada para operarse en una prensa hidráulica con capacidad de aplicar 200t de carga vertical mediante un embolo en cuyo extremo se instala una rotula. Cuenta con dos tapas, una superior y otra inferior, entre las cuales se coloca de manera hermética la muestra. En la primera existe una válvula a través de la cual se expulsa el aire que existe en la muestra. En la tapa inferior existe una válvula que permite el ingreso de líquido a presión a la cámara y a la base de la muestra y permite conexiones para saturación y drenaje de ella cuando se requiera.

Figura 3-18. Prensa para aplicación de carga axial.



El esfuerzo de confinamiento se aplica mediante una bomba de agua externa con capacidad de aplicar y sostener hasta 2MPa de presión. El sistema permite deformaciones unitarias máximas de 15%. La cámara de compresión triaxial y el equipo para la aplicación de la presión de cámara se presenta en la Figura 3-19.

Figura 3-19. Equipo triaxial.





- **Pistón para carga axial.**

Este pistón, de sección circular, pasa a través de la tapa superior de la cámara. Los sellos, que garantizan la estanqueidad de la cámara, son del tipo o-ring con el objeto además de que la fricción con el pistón sea mínima. El diámetro de este pistón es acorde con la máxima fuerza que la prensa hidráulica puede transmitir (véase Figura 3-19).

- **Aparatos para control de presión.**

Para el registro de las presiones se utilizaron manómetros de sensibilidad apropiada que permitieran registrar las magnitudes dentro del 2% de la máxima presión aplicada (véase Figura 3-19).

- **Medidor de deformaciones verticales.**

La deformación vertical de la muestra se determinó midiendo el desplazamiento del pistón. Para esto se utilizó un extensómetro de caratula con una sensibilidad de 0.01mm y 5cm de recorrido.

- **Base y tapa para contención de la muestra.**

La base y la tapa para la contención y aislamiento de la muestra se fabricaron en acero inoxidable, con orificios para permitir la entrada y salida de aire y agua, para los cuales se había implementado válvulas de control en la parte externa, de acuerdo con los requerimientos del ensayo. La Figura 3-20 muestra la base y la tapa superior.

Figura 3-20. Base y tapa superior de la muestra en la cámara.



Figura 3-21. Membrana y formaleta para conformación de muestra dentro de la cámara.



- **Adquisición de datos.**

Los registros de deformación y presión se realizaron de forma manual, al igual que el tiempo, para el cual se utilizaba un cronómetro digital.

3.6.2 Procedimiento de ensayo

- **Montaje de la muestra.**

La muestra se conformó con forma cilíndrica, con un diámetro de 30cm y una altura de 60cm. El tamaño máximo de partícula utilizado para la conformación de la muestra fue de 75mm. Debido a las dimensiones de la muestra, previo a su uso y para lograr su completa homogenización, y dado su carácter grueso granular, el suelo se mezcló seco. Por estas mismas razones (dimensiones y peso), el primer paso para la conformación de la muestra consistió en colocar la base en el interior de la membrana, y a fijarla mediante tornillos al cuerpo de la cámara. El suelo mezclado se colocó en al menos 6 capas en una formaleta circular con el diámetro y altura de la muestra, dividida en dos mitades, en cuyo interior ya se encontraba la membrana.

La compactación se realizó mediante impacto con un maso de madera circular con un diámetro que es aproximadamente la mitad del de la muestra, y la cara superior de cada capa se escarificaba antes de colocar la nueva capa sobre ella. Al terminar el proceso de conformación la superficie superior de la muestra se enrasaba, se llenaba parcialmente con agua la cámara y se inundaba la muestra, se retiraba el molde y se tomaban la altura de la muestra en no menos de 3 puntos utilizando un metro. A continuación se colocaba la tapa superior y se sellaba la muestra con o-rings y abrazaderas. Algunos de estos aspectos pueden verse en la Figura 3-22.

Figura 3-22. Aspectos del montaje de la muestra en la cámara triaxial.



- **Ejecución.**

Terminado el montaje de la muestra, se procedió de la siguiente manera.

Inicialmente se bajó el pistón para la aplicación de la carga axial, hasta entrar en contacto con la muestra. Esto se identificaba pues el medidor de carga axial empezaba a registrar carga. A continuación se terminaba de llenar la cámara con agua.

A continuación se saturó la muestra mediante la inyección de agua, mientras se permitía la salida de aire, y se iniciaba la presurización de la cámara coordinándola con la saturación de la muestra. Alcanzada la saturación de la muestra se inició su proceso de consolidación a la presión de cámara establecida, pero manteniendo la presión de la muestra, hasta que la diferencia entre las dos alcanzó la presión de confinamiento deseada.

El siguiente paso consistió en iniciar el proceso de cizallamiento aplicando lentamente la fuerza axial mientras se permitía la salida del agua, garantizando que no se generaban presión de poro; durante este proceso se mantuvo constante la presión de cámara. De la misma manera el proceso de carga se mantuvo hasta alcanzar una deformación del orden del 15% (9cm), mientras se registraba carga axial y de cámara, deformaciones y cambios de volumen.

4 Capítulo 4. Caracterización física del material de trabajo

4.1 Densidad del material y humedad natural in situ

La densidad in situ del material de trabajo fue medida por otros en estudios previos (Deacivil, 2010). Los valores de densidad in situ y de humedad natural reportado en estos estudios es de aproximadamente 23 kN/m³ y de 6% respectivamente.

4.2 Mineralogía del depósito

El depósito, como ya se mencionó, presenta un rango amplio de litologías, representando los tipos de roca existentes en la cuenca desde su parte más alta. Se presentan de manera indistinta partículas de esquistos, anfibolitas, gneises, dunitas, basaltos, tonalitas y granodioritas.

Adicionalmente la Tabla 4-1 presenta los resultados, facilitados por Conasfaltos, de ensayos de refracción de rayos x realizados sobre muestras del depósito.

Tabla 4-1. Composición mineralógica de la matriz del depósito según resultados de ensayos de difracción por rayos x.

MINERALES PRESENTES	MUESTRA No. 2	MUESTRA No. 3	MUESTRA No. 4
Plagioclasa	+	+	+
Anfibol	+	+	+
Cuarzo	+	+	+
Clorita	+	+	+

MINERALES PRESENTES	MUESTRA No. 2	MUESTRA No. 3	MUESTRA No. 4
Mica	+	+	¿
Minerales grupo de la Montmorillonita		¿	¿

Convenciones: + Contenido bajo. ¿Indicios

Fuente: Informe de análisis mineralógico por Ingeominas a Conasfaltos, abril 21 de 2005.

4.3 Forma de las partículas

La forma de las partículas gruesas corresponde a la litología de la roca parental, pudiendo ser descritas de acuerdo a la Norma 102, Invias 2014. Según esta norma, la forma de las partículas gruesas puede ser plana, alargada, o plana y alargada. Es decir, si la longitud es la dimensión mayor, el ancho es la dimensión intermedia, y el espesor la dimensión menor, entonces se denominan como planas cuando la relación entre ancho y espesor es mayor de 3; alargada cuando la relación longitud a ancho es mayor de 3; y planas y alargadas cuando se cumplen los dos requerimientos anteriores.

Las partículas del proyecto presentan todas las formas citadas, mientras que las aristas de las partículas pueden ser descritas como sub redondeadas a redondeadas (Norma 102, Invias 2014).

4.4 Resistencia compresión inconfiada partículas mayores

Las partículas que conforman el depósito y cuyo tamaño es superior a 2", exhiben resistencia a la compresión inconfiada que permite clasificarlas como dura a muy dura, de acuerdo con golpes del martillo de geología (International Society for Rock Mechanics ISRM, 2015).

4.5 Granulometría

La granulometría del material in situ se estableció mediante un ensayo sobre una muestra obtenida por cuarteo (Norma 104, Invias 2014) de una muestra de aproximadamente 8m³ dedicada al programa de ensayos; la información correspondiente se presenta en la Tabla 4-2 y en la Figura 4-1, mientras que la Figura 4-2 muestra una exposición del material in situ.

La muestra de material utilizado para los ensayos se tomó en el sitio de extracción, sin seleccionar el tamaño de partículas, es decir, en ella se incluyeron todos los tamaños que existían en el lugar de muestreo. Esta granulometría se denominó granulometría del depósito aluvial.

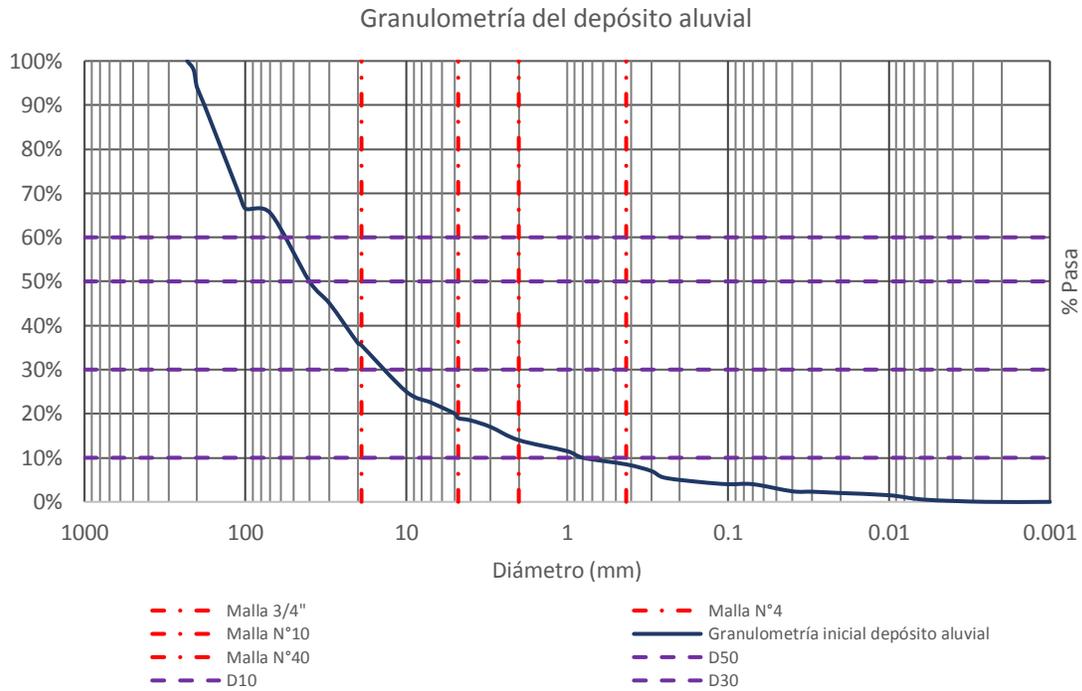
Con el objeto de validar la representatividad de la muestra, esta granulometría se comparó con las realizadas de manera rutinaria por Conasfaltos, Figura 4-3. Las granulometrías rutinarias presentan en general un menor contenido de tamaños superiores a 3", lo cual puede deberse a la dimensión de las muestras, donde se evitaba tomar partículas mayores. Como ya se mencionó, en el caso del material utilizado en este estudio la muestra se tomó, sin clasificar, de un afloramiento de campo.

Posteriormente la muestra se cortó, retirando los tamaños superiores a 3", resultando una nueva granulometría, la cual se denominó como Pasa 3".

Tabla 4-2. Análisis granulométrico del depósito aluvial.

Tamiz	Granulometría inicial depósito aluvial	
	% Pasa	Diámetro (mm)
	0,5%	0,006
	1,5%	0,01
	2,0%	0,02
	2,3%	0,03
	2,4%	0,04
<i>Malla N°200</i>	4,0%	0,075
	4,0%	0,1
	4,5%	0,15
	5,5%	0,25
	7,0%	0,3
<i>Malla N°40</i>	8,5%	0,43

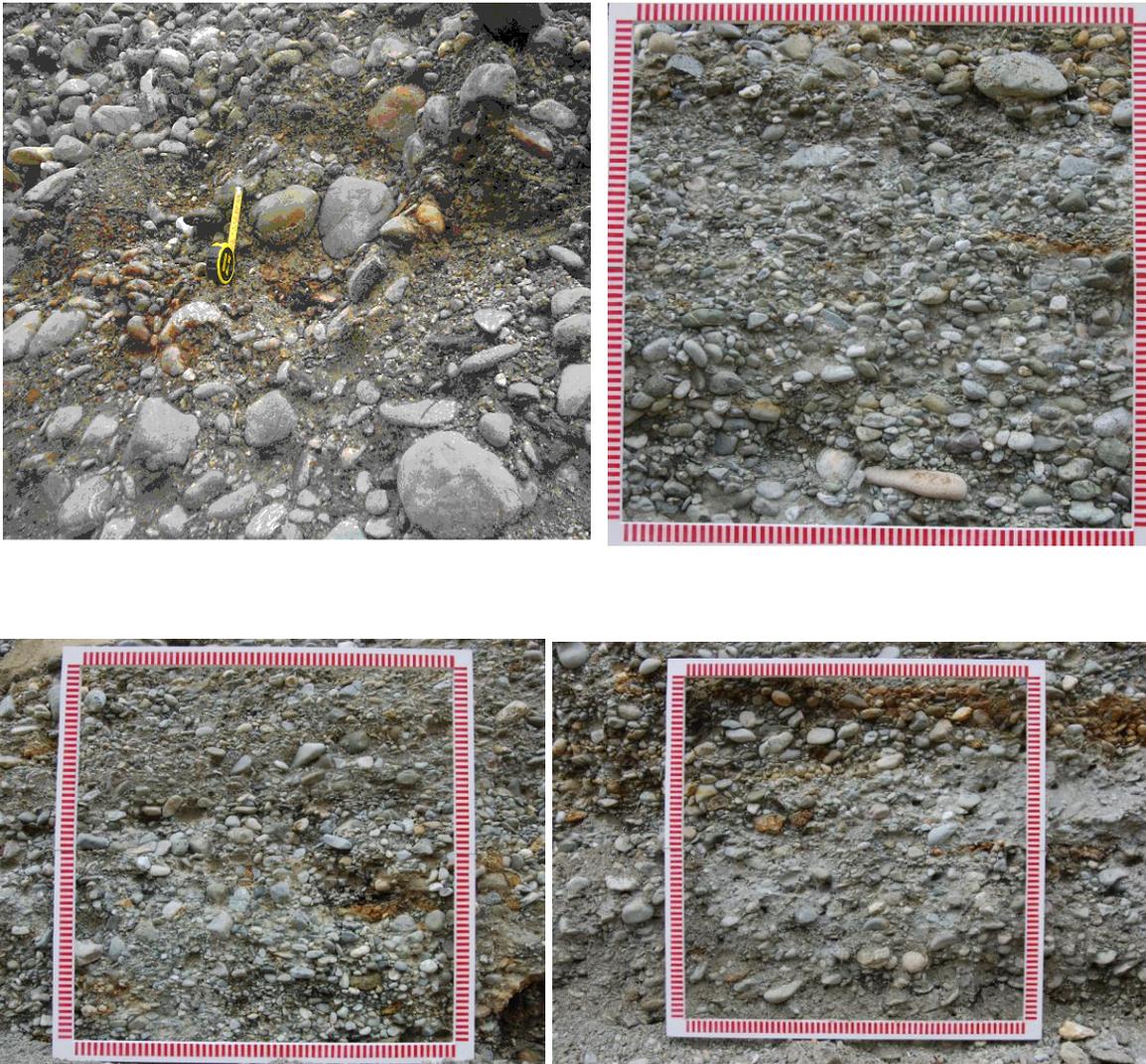
Tamiz	Granulometría inicial depósito aluvial	
	% Pasa	Diámetro (mm)
	10,0%	0,8
	11,5%	1
<i>Malla N°10</i>	14,0%	2
	17,0%	3
	18,5%	4
<i>Malla N°4</i>	19,0%	4,76
	20,0%	5
	22,5%	7
	25,0%	10
<i>Malla 3/4"</i>	35,5%	19
	36,0%	20
	45,0%	30
	50,0%	40
	65,5%	70
<i>Malla 3"</i>	66,0%	75
	66,5%	100
	70,0%	110
	90,0%	180
	94,0%	200
	98,0%	210
	100,0%	230

Figura 4-1. Granulometría general del depósito aluvial a estudiar.

$$Cu = 64; Cc = 2.7$$

La granulometría presentada en la Figura 4-1 corresponde a resultados de ensayo ejecutados por el autor sobre muestra suministrada por Conasfaltos.

Figura 4-2. Exposiciones típicas del depósito aluvial en el sitio de la planta de Conasfaltos.



En la Figura 4-2 el marco de referencia está demarcado cada centímetro.

Con base en el análisis granulométrico de la muestra de campo, se conformaron grupos de material que corresponden a diferentes bandas granulométricas. Estas bandas se utilizaron individualmente o combinadas con el propósito de representar el proceso de conformación de los depósitos aluviales de suelo grueso granular. Como referencia para la definición de las bandas granulométricas se utilizaron los tamaños que el sistema unificado de clasificación de suelos utiliza para separar los suelos en grupos que se espera exhiban comportamientos similares. Las bandas granulométricas individuales o combinadas utilizadas se indican en la Tabla 4-3, donde además se le asigna un número a cada una de ellas.

La cantidad de material de cada banda granulométrica utilizado para la conformación de las distintas mezclas (Material N° 5 a N° 8) se definió con base en los porcentajes en que ellos se encuentran presentes en la granulometría de la muestra llevada al laboratorio o del depósito aluvial. En la Tabla 4-4 el porcentaje que aparece en la parte superior corresponde a la cantidad en que ese tamaño se encuentra presente en el depósito aluvial. En la parte inferior se presentan los porcentajes de los distintos tamaños que conforman el 100% de la muestra a ensayar, establecida o calculada, como ya se dijo, proporcionalmente a como ese tamaño se encuentra presente en la muestra general del depósito aluvial. Por ejemplo, en el Material N° 5 el 16.5% de grava fina presente en el depósito aluvial, corresponde al 35% de la muestra conformada por retenido ¾" y #4 (calculado como el cociente de $16.5/(30.5+16.5)$).

Figura 4-3. Granulometrías del depósito aluvial (muestra llevada al laboratorio) y granulometrías establecidas por Conasfaltos en diferentes fechas.

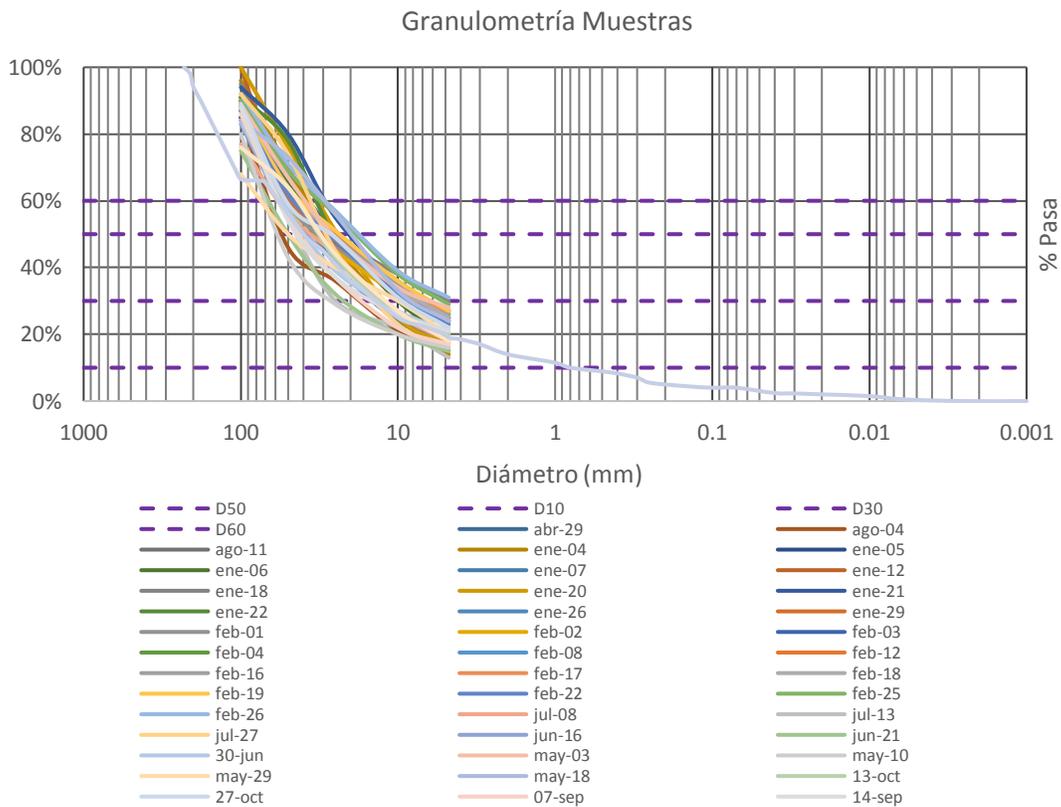


Tabla 4-3. Composición granulométrica de las probetas de ensayo.

N°	Convención	Composición Granulométrica	Descripción Granulométrica
1	<i>Retenido ¾"</i>	Retenido por el tamiz 19mm	Grava gruesa
2	<i>Retenido #4</i>	Pasa el tamiz 19mm y retenido por el tamiz 4.76mm (Tamiz No. 4)	Grava fina
3	<i>Retenido #10</i>	Pasa el tamiz 4.76mm y retenido por el tamiz 2.0mm (Tamiz No. 10)	Arena gruesa
4	<i>Retenido #40</i>	Pasa el tamiz 2.0mm y retenido por el tamiz 0.425mm (No. 40)	Arena media
5	<i>Retenido #3/4+#4</i>	Combinación de retenido por el tamiz 19mm y retenido por el tamiz 4.76mm	Grava gruesa con algo de grava fina
6	<i>Retenido #3/4+#4+#10</i>	Combinación de retenido por el tamiz 19mm, retenido por el tamiz 4.76mm y retenido por el tamiz 2.0mm	Grava gruesa con algo de grava fina y poca arena gruesa
7	<i>Retenido #3/4+#4+#10+#40</i>	Todos los tamaños menores a 75mm y mayores al tamiz 0.425mm	Gravas con poca arena
8	<i>Pasa 3"</i>	Todos los tamaños inferiores a 75mm	Gravas con arenas y trazos de finos

En la Figura 4-4 y en la Tabla 4-4 se presentan las granulometrías correspondientes a los diferentes rangos de tamaño (Materiales N°1 a N°8).

Figura 4-4. Granulometría muestras ensayadas.

0.43				0			0	13
0.8				27			3	15
1				54			5	17
2			0	100		0	10	21
3			60			6	15	26
4			90			9	17	28
4.76		0	100		0	10	18	29
5		6			2	12	20	30
7		21			7	16	24	34
10		36			13	21	29	38
19	0	100			35	41	47	54
20	2				36	42	48	55
30	31				55	60	63	68
40	48				66	69	72	76
70	98				99	99	99	99
76	100				100	100	100	100

En la Tabla 4-5 se presentan los valores de tamaños característicos de cada material y los coeficientes de uniformidad y curvatura correspondientes, y la clasificación según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Tabla 4-5. Parámetros de caracterización de granulometría de cada material.

N°	Convención	D10 (mm)	D30 (mm)	D50 (mm)	D60 (mm)	Cu	Cc	USCS
1	<i>Retenido #3/4</i>	22.5	29	41	46	2.0	0.8	GP
2	<i>Retenido #4</i>	5.5	9	11.5	12.8	2.3	1.2	GP
3	<i>Retenido #10</i>	2.2	2.45	2.8	3	1.4	0.9	SP
4	<i>Retenido #40</i>	0.55	0.85	0.95	1.08	2.0	1.2	SP
5	<i>Retenido #3/4+#4</i>	8.7	16.5	27	35	4.0	0.9	GP
6	<i>Retenido #3/4+#4+#10</i>	4.85	13.5	24	30	6.2	1.3	GW
7	<i>Retenido #3/4+#4+#10+#40</i>	2.2	10.5	21.5	28	12.7	1.8	GW

N°	Convención	D10 (mm)	D30 (mm)	D50 (mm)	D60 (mm)	Cu	Cc	USCS
8	<i>Pasa 3"</i>	0.29	4.9	16.5	24	82.8	3.4	GP

5 Capítulo 5. Resultados de los ensayos de corte directo y triaxial

5.1 Corte directo en campo

Se realizaron cuatro ensayos de campo en dos sitios diferentes, dos ensayos en cada sitio. Los dos sitios de ensayo se encuentran separados aproximadamente 500m horizontalmente; los más profundos se localizan aproximadamente a 65m por debajo de la superficie del terreno original y los más superficiales aproximadamente 30m por encima de los anteriores.

Las tensiones normales aplicadas fueron de 40kPa, 90kPa, 180kPa, y 360kPa. Para cada uno de los ensayos se prepararon curvas de esfuerzo cortante contra deformación, las cuales se presentan en la Figura 5-1, mientras que en la Figura 5-2 se presentan las tensiones normales aplicadas y su correspondiente esfuerzo cortante medido en campo; como puede observarse en la Figura 5-1, no es posible dibujar una envolvente utilizando los resultados de los cuatro ensayos.

Figura 5-1. CD en campo. Esfuerzo cortante vs Deformación.

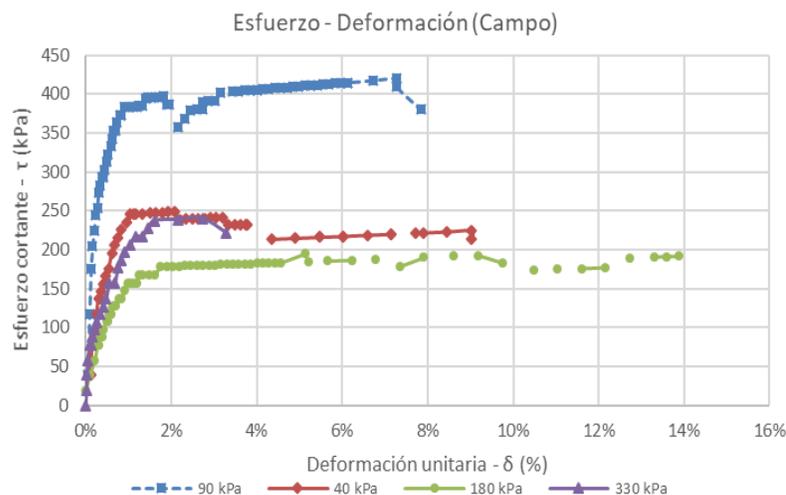
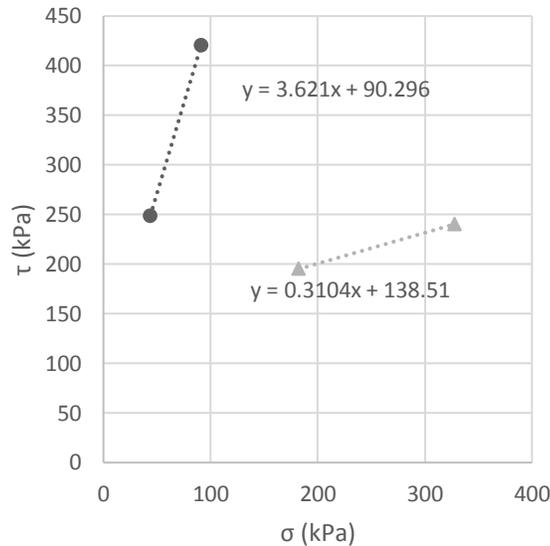


Figura 5-2. CD en campo. Esfuerzo Cortante vs Esfuerzo Normal.

Es evidente la alta resistencia al corte a bajos esfuerzos normales, debido probablemente a dilatancia, mientras que a las mayores tensiones normales el confinamiento impide el desarrollo de ella, traduciéndose en una cohesión nominal y una baja fricción.

Diferentes razones pueden explicar el comportamiento observado y los resultados obtenidos, así como la imposibilidad de poder trazar una envolvente de falla. Primero, la granulometría de las muestras en los distintos sitios de ensayo puede ser diferente. Segundo, no se pudo tener control de la humedad en los sitios de ensayo. Finalmente, las tensiones correspondientes a la historia geológica de cada punto son desconocidas, pudiendo ser muy diferente entre sí, y actualmente solo se logra establecer la tensión correspondiente a la profundidad del sitio.

El ángulo de fricción y la cohesión para la envolvente que une las dos tensiones normales más bajas son 75° y 90kPa, respectivamente, mientras que para la envolvente que une los otros dos puntos son 17° y 139kPa. Estos resultados corresponden aproximadamente a los resultados de los ensayos de laboratorio, como se presentan más adelante.

Durante los ensayos no hubo forma de tener control sobre la granulometría y la humedad. El efecto del primer aspecto se trató de minimizar seleccionando el sitio con base en la granulometría observada en las caras de los taludes adyacentes. En el caso de la humedad, el ensayo se realizó con las condiciones existentes en el sitio.

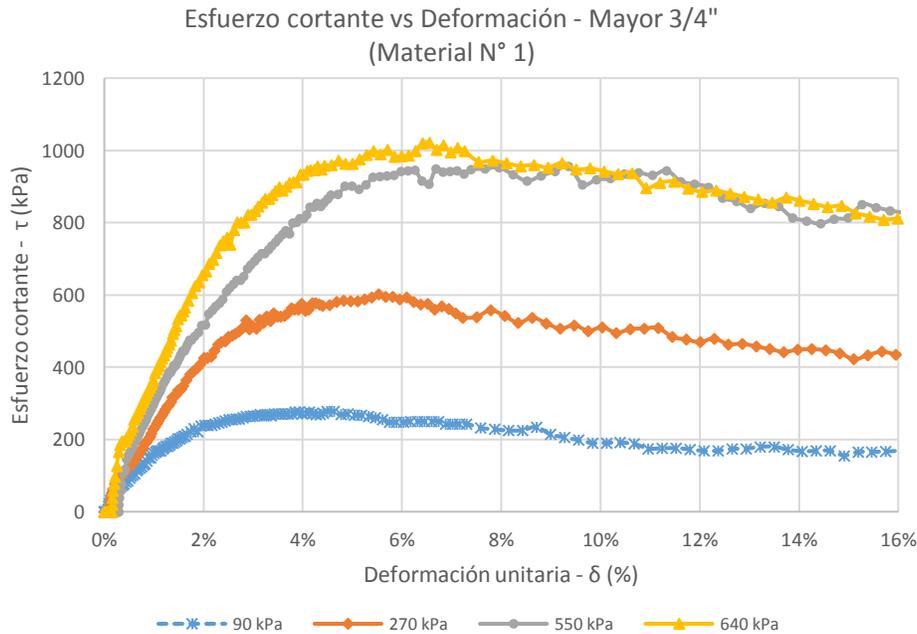
5.2 Corte directo en laboratorio

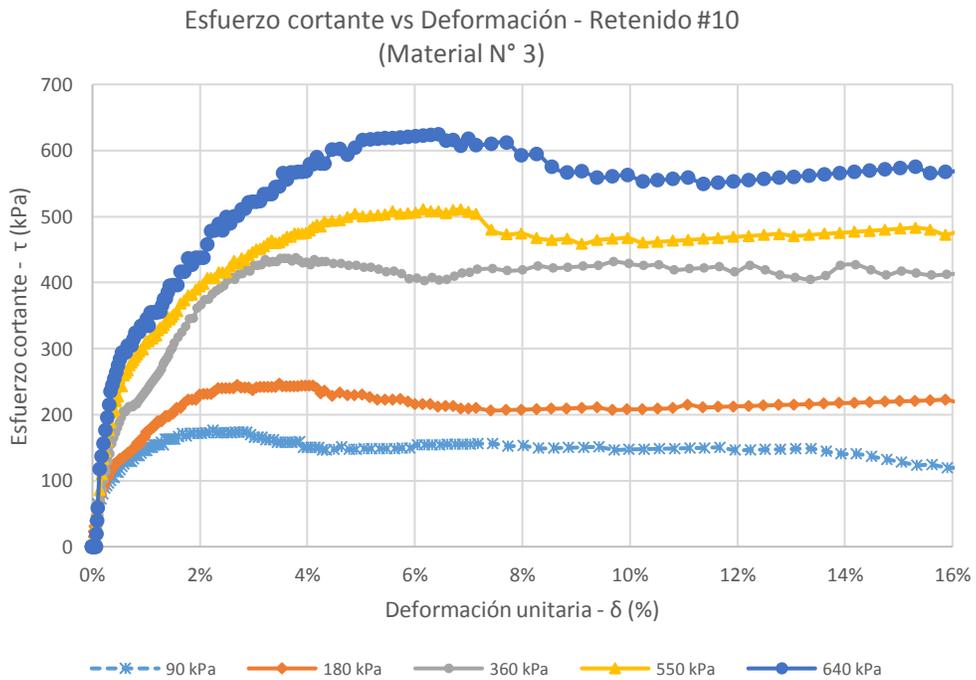
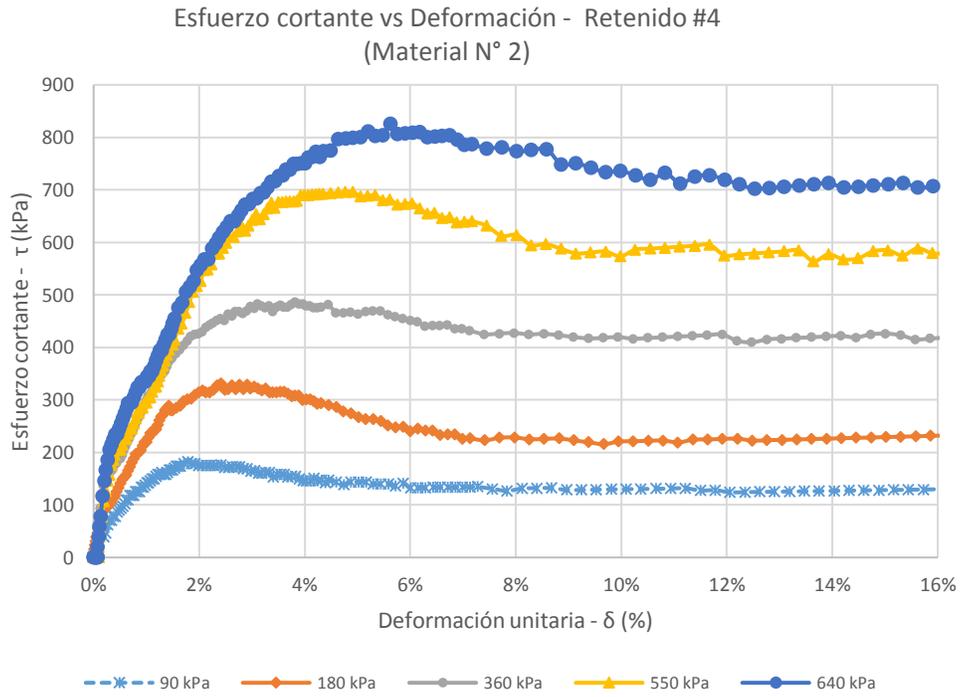
En el laboratorio, sobre cada una de las ocho diferentes granulometrías se realizaron 5 ensayos (excepto para el material N°1), cada uno a un esfuerzo normal diferente, para un total de 39 ensayos de corte directo en laboratorio. En campo se realizaron cuatro ensayos de corte directo sobre muestras labradas in situ. Estos datos fueron utilizados para preparar los diferentes tipos de gráficas.

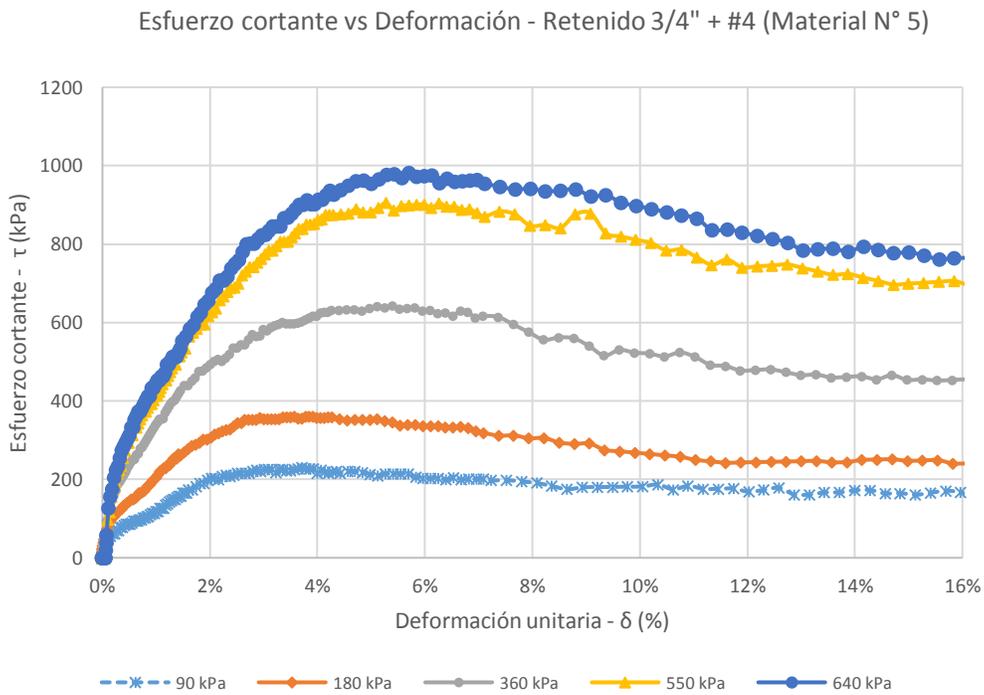
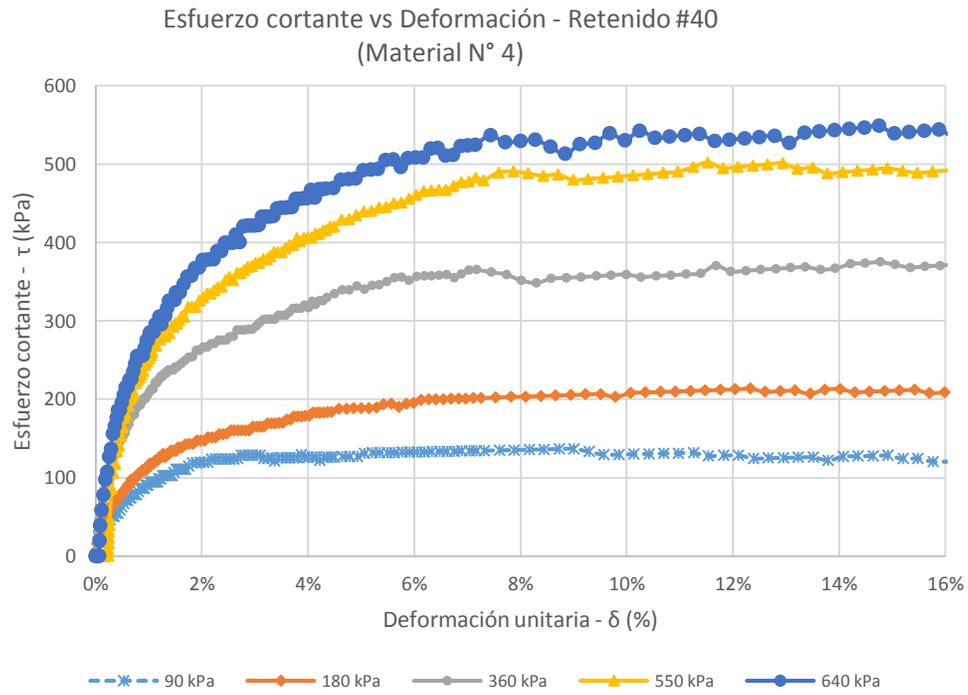
5.2.1 Esfuerzo cortante vs Deformación para Materiales N° 1 a N° 8

Para cada una de las granulometrías, Materiales N° 1 a N° 8, se prepararon curvas de esfuerzo cortante contra deformación, para las presiones 90kPa, 180kPa, 360kPa, 550kPa, y 640kPa aplicadas, excepto para el material N° 1, para el cual las presiones normales aplicadas se variaron como se muestra en la figura correspondiente. Las curvas se presentan en la Figura 5-3.

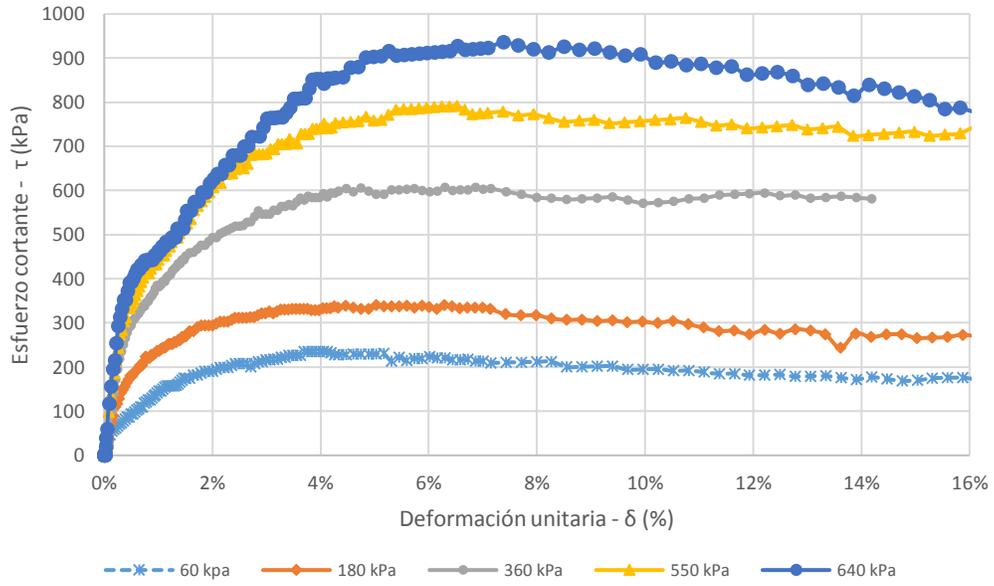
Figura 5-3. CD Esfuerzo cortante vs Deformación Materiales N° 1 a N° 8.



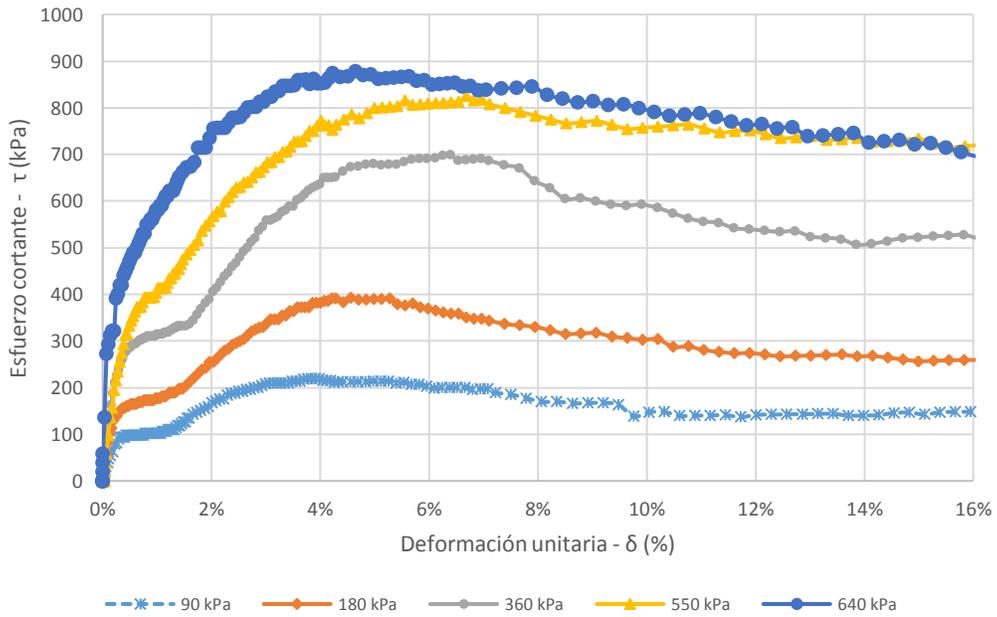


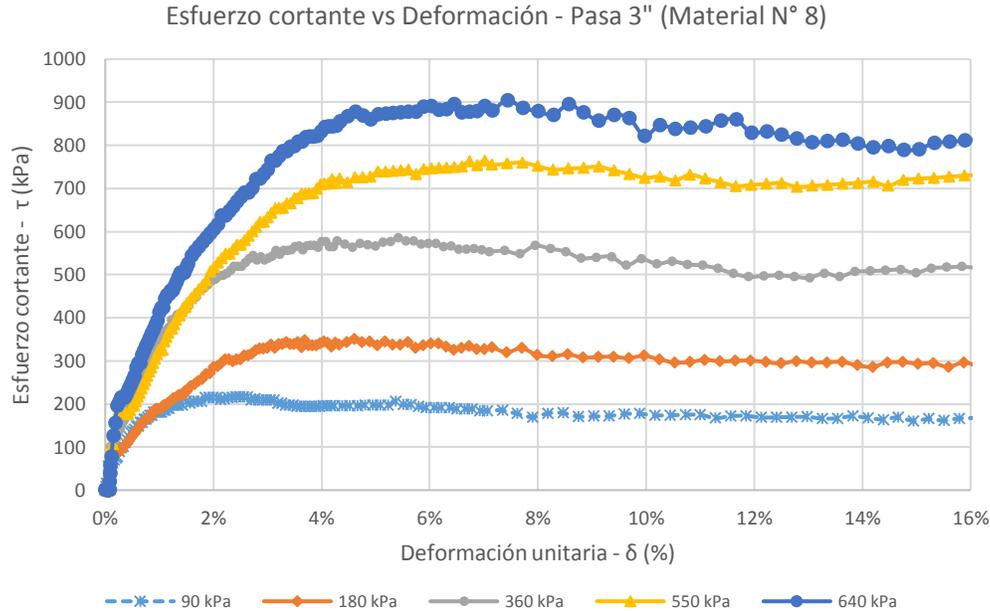


Esfuerzo cortante vs Deformación - Ret 3/4" + #4 + #10 (Material N° 6)



Esfuerzo cortante vs Deformación - Ret3/4"+#4+#10+#40 (Material N° 7)



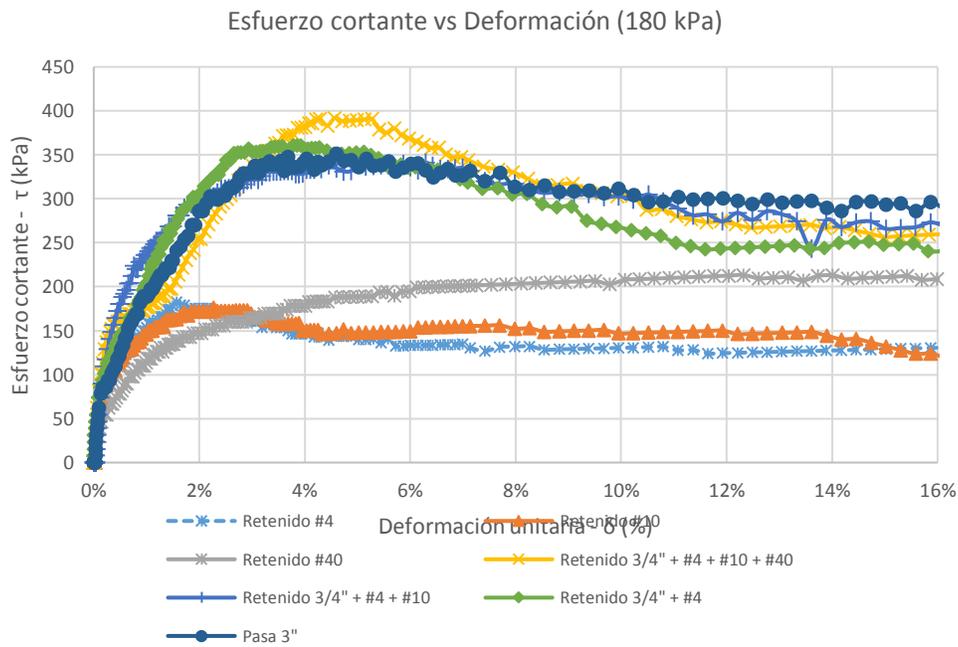
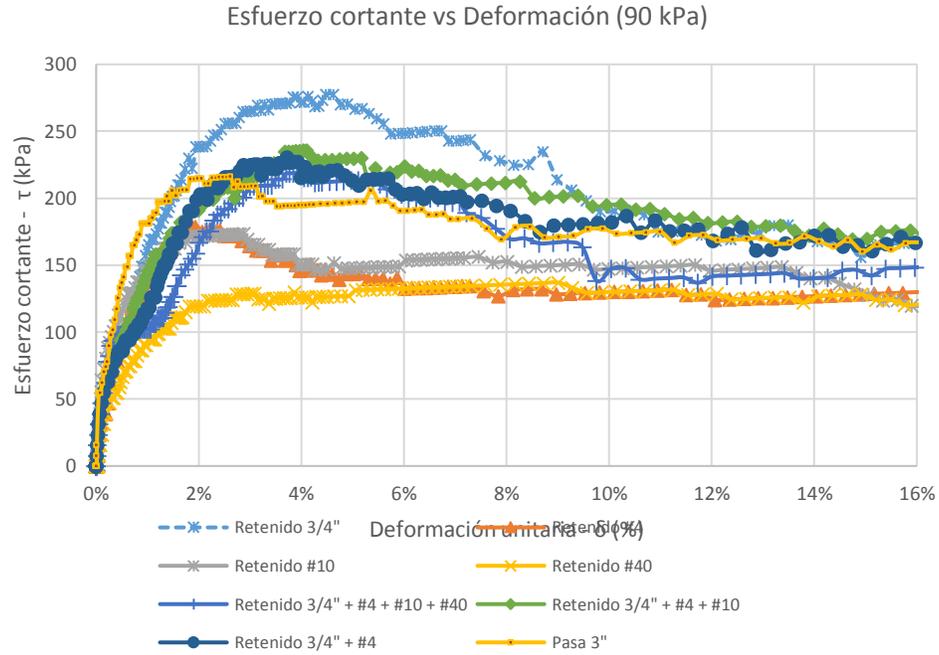


Los resultados de los ensayos sobre los distintos materiales indican un comportamiento, durante el proceso de cizallamiento, influenciado por la granulometría y las tensiones normales aplicadas. En todos ellos la resistencia a cortante pico se alcanza a una deformación de entre un 5% y un 6%. Los materiales también exhiben diferente grado de fragilidad, definida ésta por la diferencia entre la resistencia cortante pico y residual. En la siguiente sección se presentan las curvas esfuerzo cortante vs deformación, para los distintos materiales, agrupadas con base en la tensión normal aplicada, y se acompañan del denominado Índice de Fragilidad. Con base en este parámetro, en la siguiente sección se complementa el análisis del comportamiento de los distintos materiales ensayados.

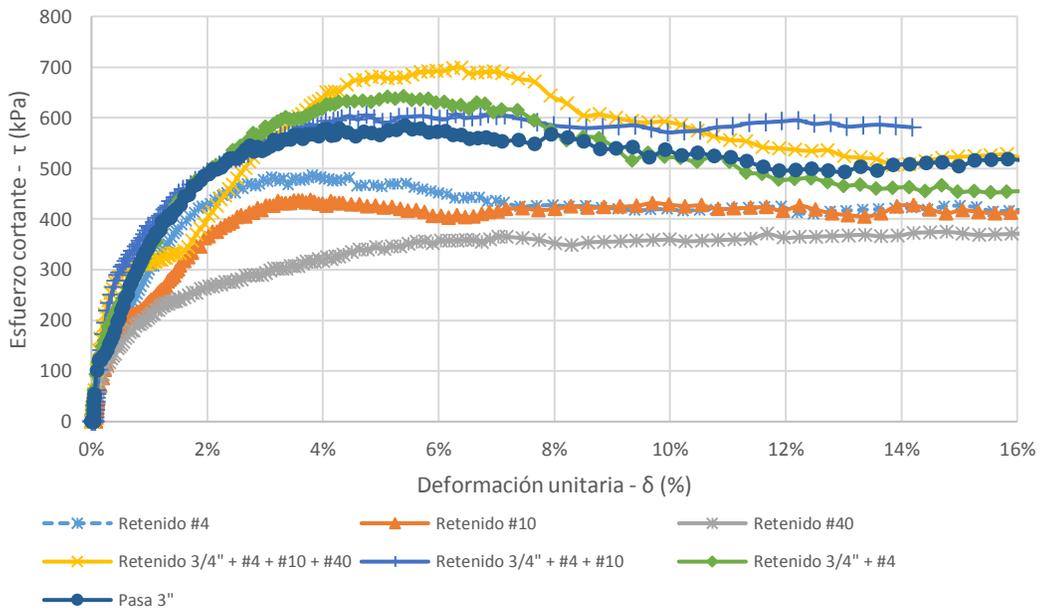
5.2.2 Esfuerzo cortante vs Deformación para diferentes confinamientos.

Se prepararon curvas de esfuerzo cortante contra deformación que incluyen las distintas granulometrías, para las presiones normales 90kPa, 180kPa, 360kPa, 550kPa, y 640kPa aplicadas, haciendo las consideraciones para el Material N° 1, para el cual las presiones normales aplicadas se variaron, las curvas se presentan en la Figura 5-4; para cada una de las granulometrías, Materiales N° 1 a N° 8.

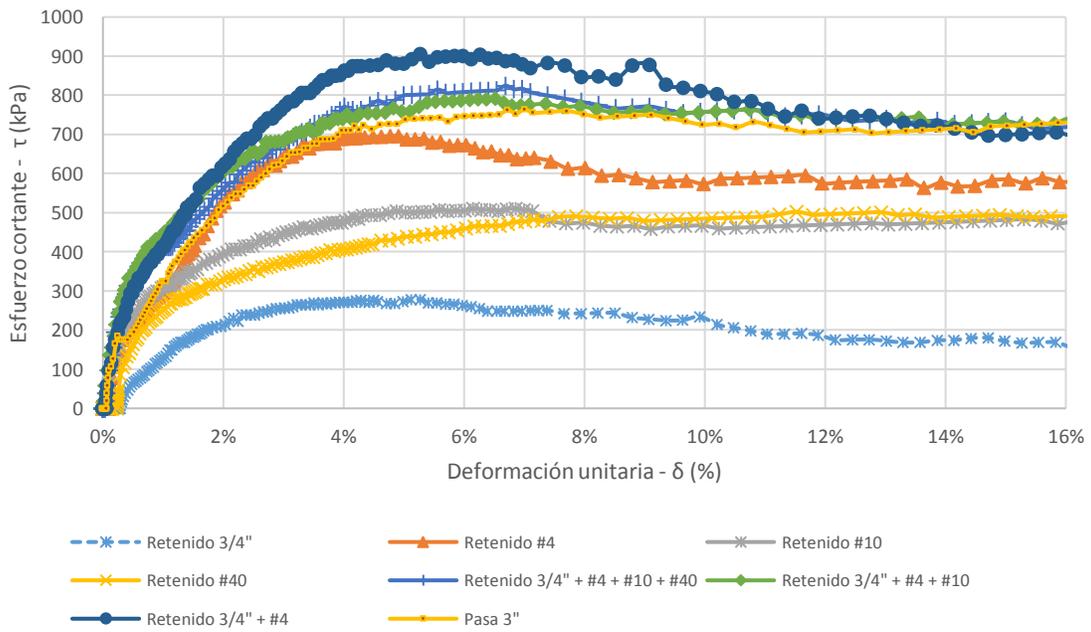
Figura 5-4. CD Esfuerzo cortante vs Deformación presiones normales 90kPa, 180kPa, 360kPa, 550kPa y 640kPa.

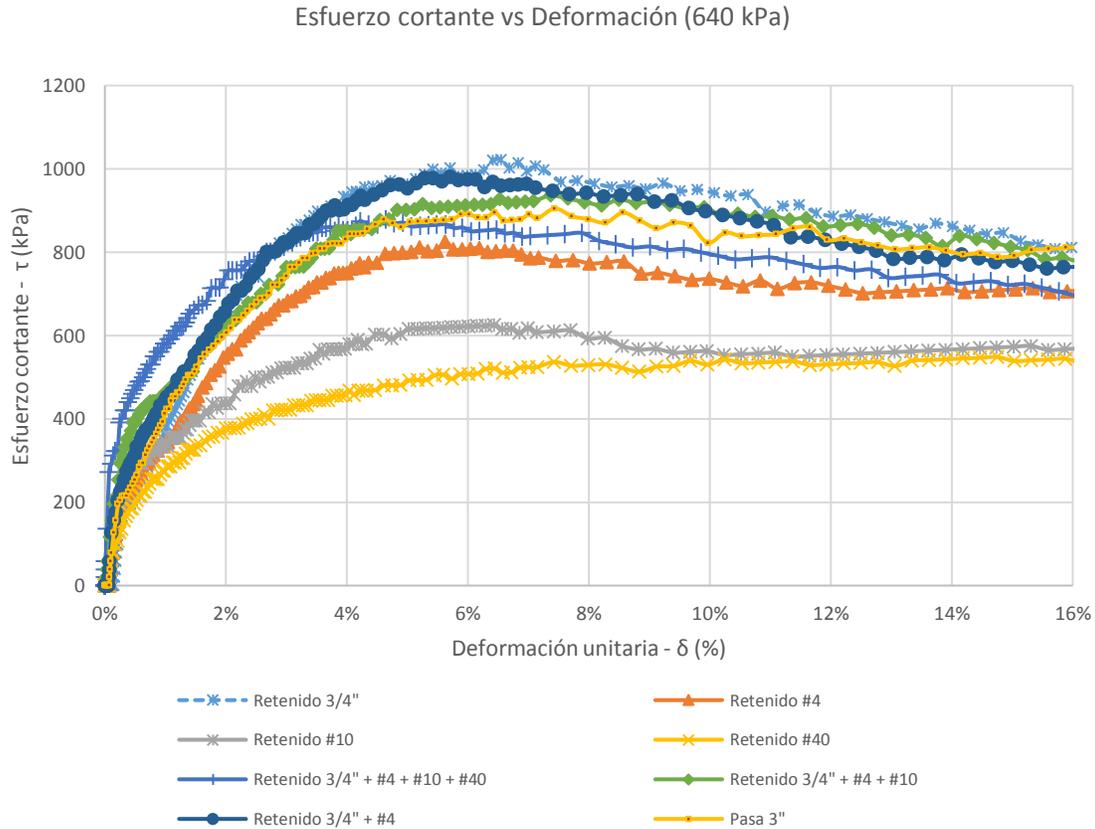


Esfuerzo cortante vs Deformación (360 kPa)



Esfuerzo cortante vs Deformación (550 kPa)





En la Tabla 5-1 se presenta el Índice de Fragilidad propuesto por Bishop (Tan et al, 2003)) calculado para los distintos materiales ensayados en corte directo. El Índice de Fragilidad se calcula como el cociente resultante de dividir la diferencia entre la resistencia al corte pico y residual, por la resistencia al corte pico, y se expresa en porcentaje.

Tabla 5-1. CD Índice de fragilidad.

Material N°	σ (kPa)	τ_p (kPa)	τ_r (kPa)	If%
1	91,1	277,8	155,67	44%
	273,3	602,1	422,21	30%
	546,7	956,4	813,52	15%
	637,8	1021,5	826,45	19%
2	91,1	182,5	128,59	30%

Material N°	σ (kPa)	τ_p (kPa)	τ_r (kPa)	lf%
	182,2	331,4	229,24	31%
	364,4	486,1	426,34	12%
	546,7	696,6	584,79	16%
	637,8	825,7	710,98	14%
3	91,1	176,2	146,58	17%
	182,2	246,2	220,07	11%
	364,4	437,3	417,35	5%
	546,7	510,6	481,43	6%
	637,8	624,6	573,14	8%
4	91,1	137,0	128,22	6%
	182,2	214,4	211,19	2%
	364,4	377,4	371,52	2%
	546,7	502,0	494,49	1%
	637,8	556,9	538,79	3%
5	91,1	230,7	160,7	30%
	182,2	360,9	247,5	31%
	364,4	642,4	453,6	29%
	546,7	904,9	699,0	23%
	637,8	981,4	779,3	21%
6	91,1	235,7	169,6	28%
	182,2	340,9	265,9	22%
	364,4	607,0	590,0	3%
	546,7	791,9	733,1	7%
	637,8	935,9	813,4	13%

Material N°	σ (kPa)	τ_p (kPa)	τ_r (kPa)	If%
7	91,1	219,1	142,28	35%
	182,2	391,9	256,66	35%
	364,4	699,2	522,40	25%
	546,7	824,6	733,37	11%
	637,8	878,5	721,31	18%
8	91,1	216,0	160,3	26%
	182,2	351,2	293,4	16%
	364,4	584,9	504,1	14%
	546,7	764,6	722,2	6%
	637,8	904,9	791,1	13%

Donde: σ =Esfuerzo normal; τ_p =Resistencia pico de corte; τ_r =Resistencia residual de corte; If=Índice de fragilidad.

Dos tendencias pueden ser identificadas de los valores de Índice de Fragilidad, como a continuación se presenta.

Los materiales conformados por tamaños mayores exhiben mayor Índice de Fragilidad que los suelos conformados por tamaños menores. En los materiales ensayados la fragilidad disminuye secuencialmente del Material N° 1 al N° 4. De la misma forma, al adicionar tamaños menores la tendencia es a que la fragilidad también disminuye. En los ensayos efectuados, la fragilidad del Material N° 5 (Gravas) es mayor que la de los Materiales N° 6 a N° 8 (aunque en el material N° 7 se presenta una anomalía menor). Esta tendencia en la fragilidad exhibida por los materiales se explica en la forma de la eventual superficie de falla, la cual se suaviza con la existencia de tamaños menores.

Para un mismo material el valor del Índice de Fragilidad disminuye con el incremento en la tensión normal, es decir, a altos niveles de confinamiento el comportamiento del material tiende a ser plástico mientras que a bajos niveles el comportamiento tiende a ser frágil. Este comportamiento se origina en la restricción, impuesta por las altas tensiones, de que el suelo aumente de volumen

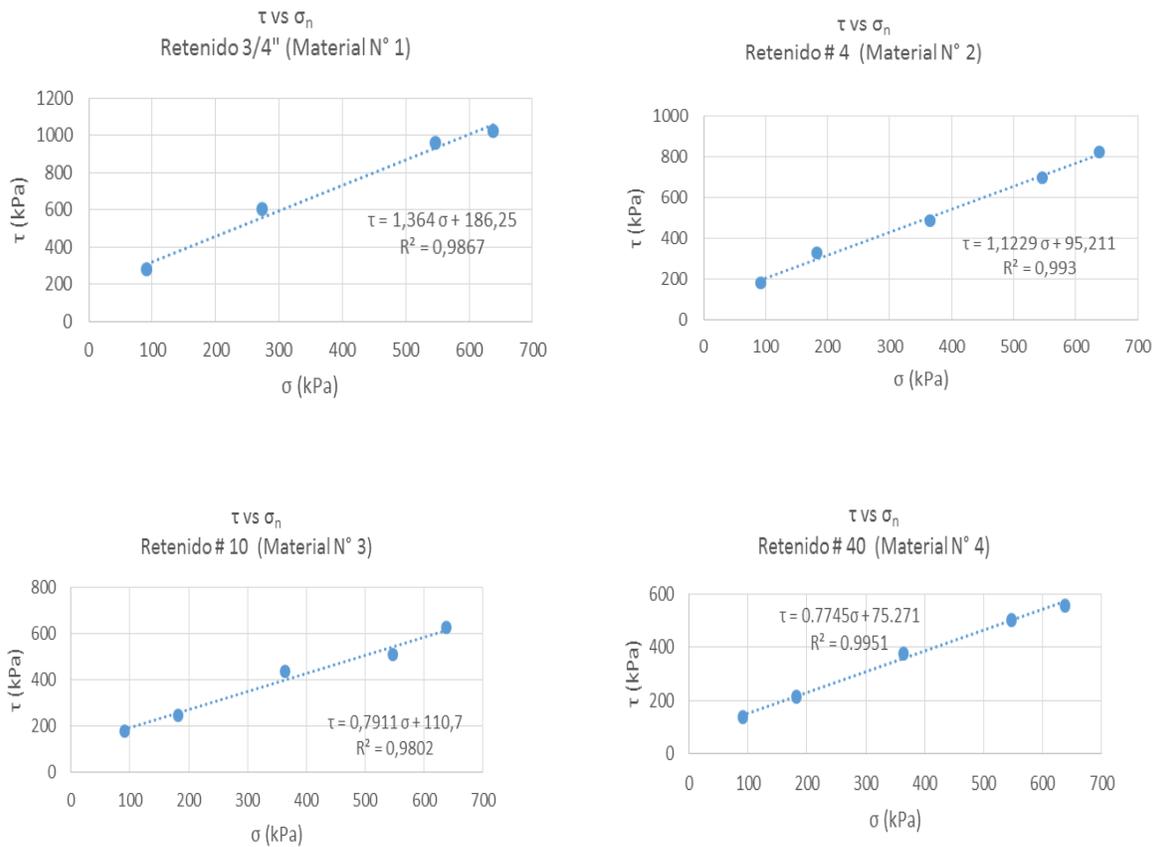
(dilata) durante el proceso de cizallamiento. Esta situación propicia que el suelo desarrolle resistencia por la trabazón de las partículas.

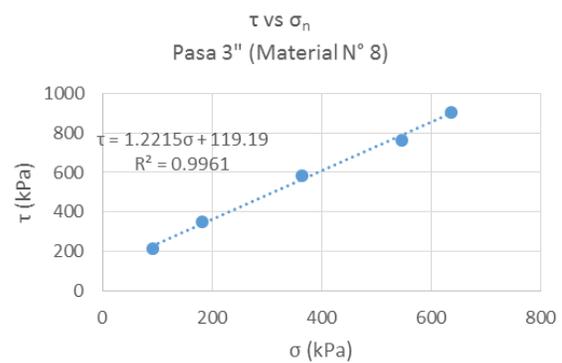
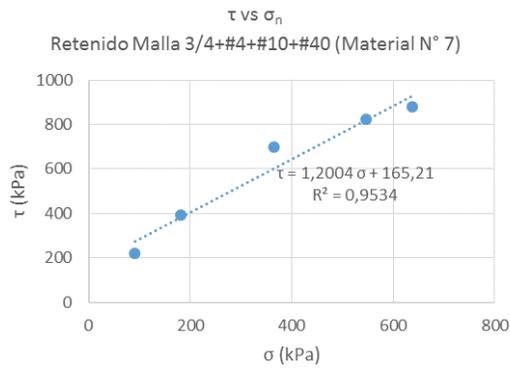
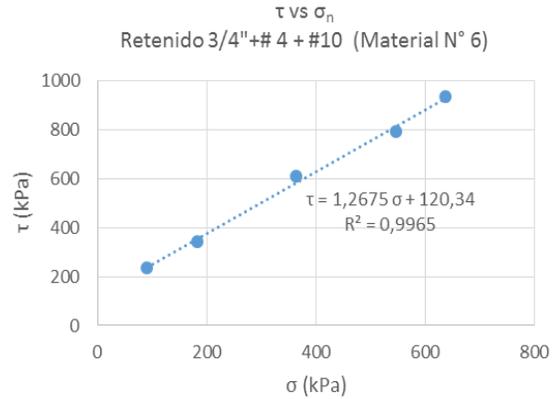
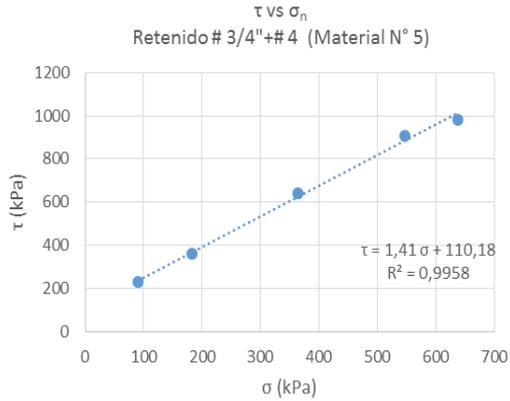
5.2.3 Criterio de falla Mohr Coulomb para Materiales N° 1 a N° 8.

Los datos de los ensayos fueron procesados y presentados asumiendo la envolvente como una línea recta. La Figura 5-5 presenta la relación τ vs σ_n para los distintos materiales acogidos a la forma convencional indicada en la Ecuación 8.

$$\tau = \sigma' \tan \phi + c \quad (\text{Ecuación 8})$$

Figura 5-5. CD_ Esfuerzo Cortante vs Esfuerzo Normal Materiales N° 1 a N° 8.





La interpretación de una relación lineal del criterio de Mohr Coulomb que generalmente se realiza para diseños geotécnicos convencionales, presenta, para los materiales ensayados, una excelente correlación (R^2 entre 0.9534 y 0.9958) para el rango de tensiones normales (hasta un valor máximo de 640kPa), utilizados en los ensayos. Estos valores del índice de correlación indican la validez de los ensayos realizados y de los resultados obtenidos.

5.2.4 Criterio de falla Mohr Coulomb - Parámetros de Resistencia (cohesión y ángulo de fricción).

En la Tabla 5-2 se presentan los parámetros de resistencia establecidos mediante los ensayos de corte directo para las diferentes granulometrías.

Tabla 5-2. CD Parámetros de resistencia al corte para las granulometrías ensayadas.

Material N°	Granulometría	c (kPa)	ϕ (°)
1	Retenido #3/4	186.25	53.75
2	Retenido #4	95.21	48.31
3	Retenido #10	110.70	38.35
4	Retenido #40	75.27	37.76
5	Retenido #3/4+#4	110.18	54.65
6	Retenido #3/4+#4+#10	120.34	51.73
7	Retenido #3/4+#4+#10+#40	165.21	50.20
8	Pasa 3"	119.19	50.69

Los valores de los parámetros de resistencia muestran tendencias que pueden ser interpretadas de la siguiente manera, partiendo de una densidad igual para las distintas muestras. En primera instancia la resistencia de la geomasa depende de que las partículas roten y/o se deslicen. La estabilidad de la posición de las partículas es influida, primero, por la rugosidad, esfericidad y angulosidad de su superficie, y segundo, las dimensiones y estabilidad de la trabazón (interlocking) de las partículas que conforman la masa. Las tres primeras propiedades, por el origen de la muestra, son aproximadamente iguales en todos los materiales ensayados, y cualquier diferencia muy difícil de establecer. En consecuencia, en suelos de alta densidad el factor que controla la resistencia son las dimensiones de las partículas y la trabazón entre ellas.

Lo anterior explica porque, en suelos de alta densidad, la fricción y cohesión (asociadas a la dilatancia) mayor corresponde a las partículas mayores en el caso de bandas granulométricas estrechas, y disminuye al reducir el porcentaje de ellas y aumentar el contenido de partículas menores.

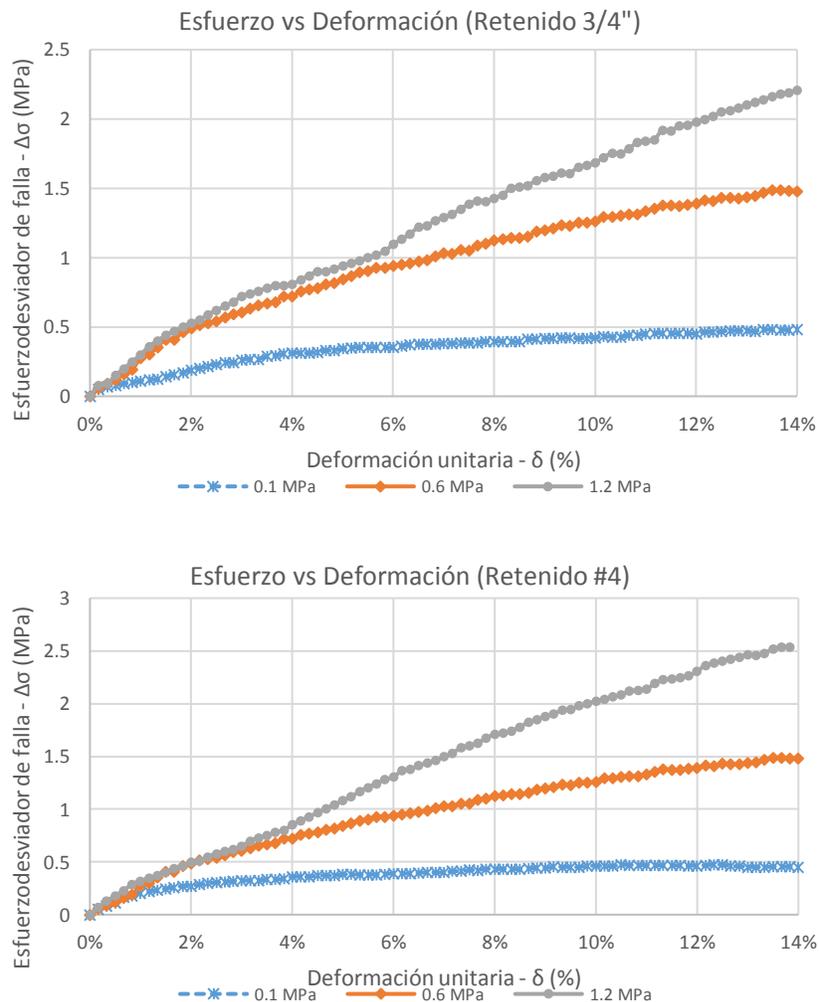
5.3 Triaxial

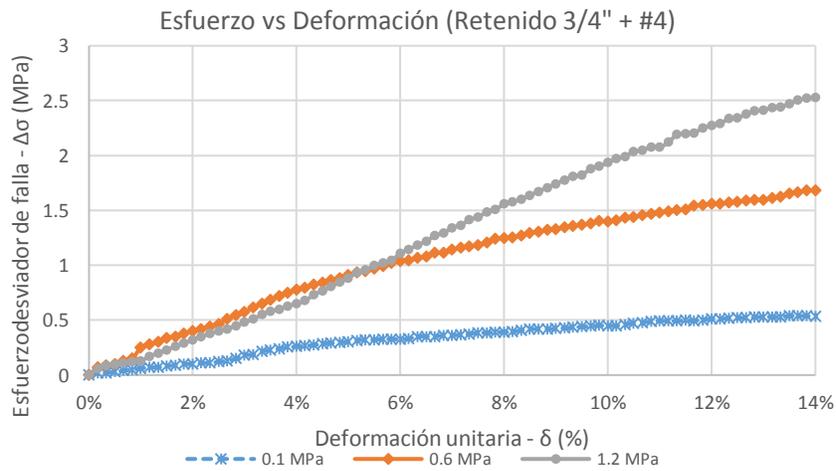
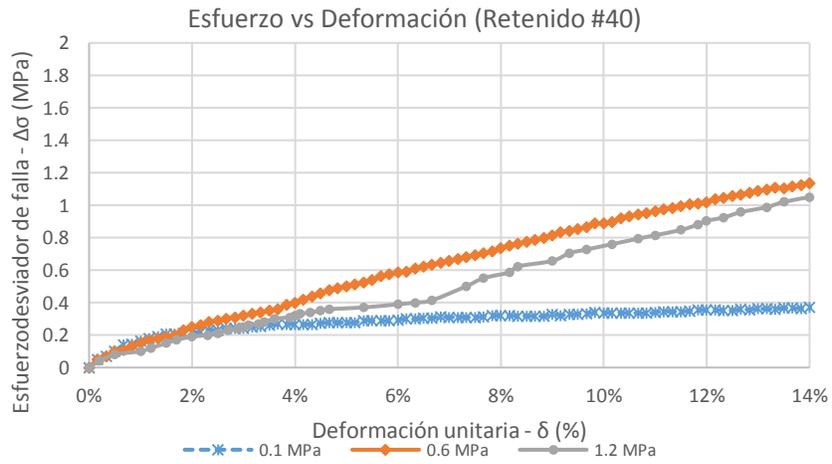
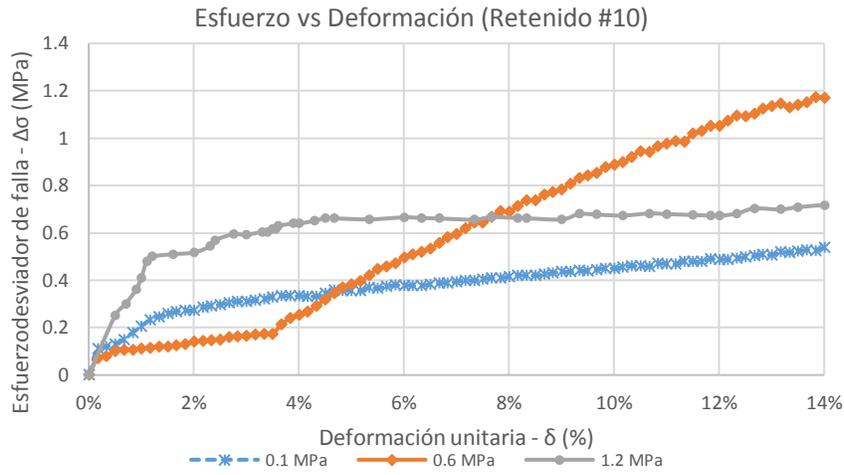
Se realizaron ensayos triaxiales sobre muestras conformadas con siete diferentes granulometrías, aplicando a cada una ellas tres esfuerzos de confinamiento, para un total de 21 ensayos. Estos datos se presentan a continuación utilizando diferentes criterios.

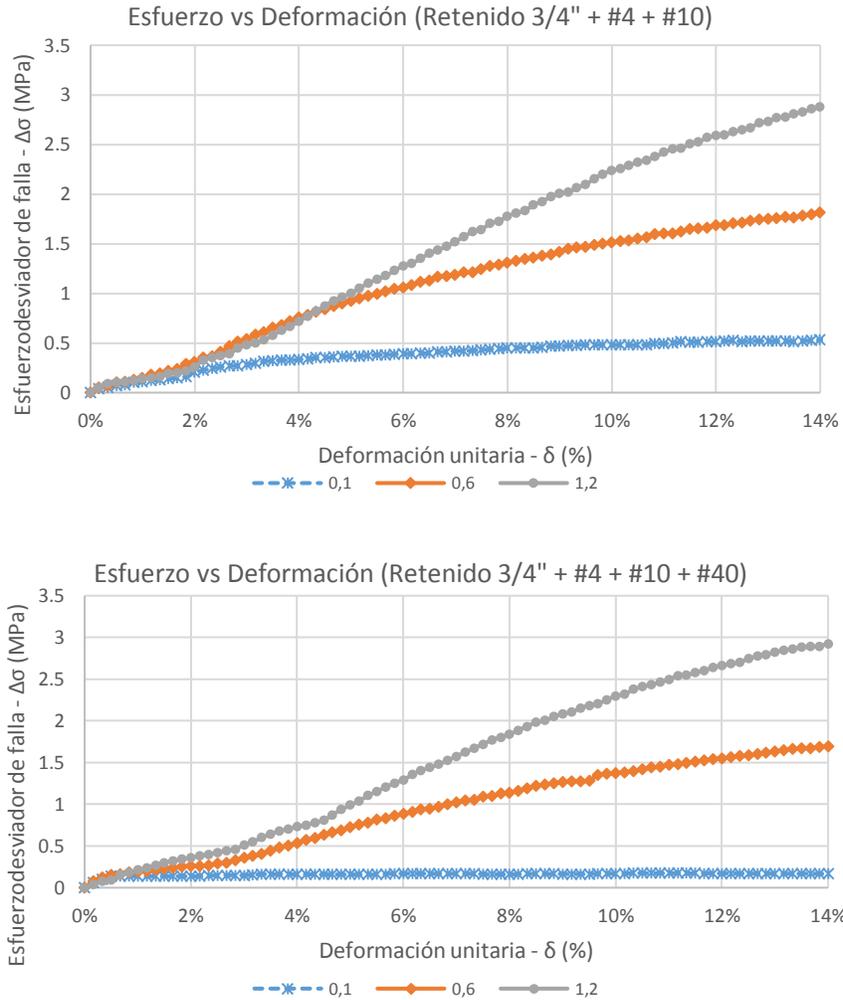
5.3.1 Esfuerzo desviador vs Deformación para Materiales N° 1 a N° 7

Para cada una de las granulometrías, Materiales N° 1 a N° 7, se prepararon curvas de esfuerzo desviador contra deformación, para las presiones de confinamiento de 0.1MPa, 0.6MPa y 1.2MPa aplicadas. Estas curvas se presentan en la Figura 5-6.

Figura 5-6. TRX Esfuerzo desviador vs Deformación para los Materiales N° 1 a N° 7.







Los resultados resaltan el efecto de las partículas de mayor tamaño en el comportamiento de los materiales, efecto matizado por la densidad de la muestra. Algunas tendencias evidentes en los resultados son las siguientes.

A las máximas deformaciones axiales inducidas, de 14%, se evidencia diferencia en el porcentaje de resistencia desarrollado por los diferentes materiales. A esta deformación se ha alcanzado o parece estar próximo a alcanzarse, la resistencia máxima para las muestras sometidas al menor nivel de confinamiento (0.1MPa), mientras que a presiones de confinamiento mayores (0.6MPa y 1.2MPa) los materiales no alcanzan a desarrollar su resistencia máxima. Este comportamiento puede explicarse con base en la moderada densidad con la que las muestras fueron constituidas

y corresponde con comportamientos ya identificados en suelos granulares para estas condiciones de muestra.

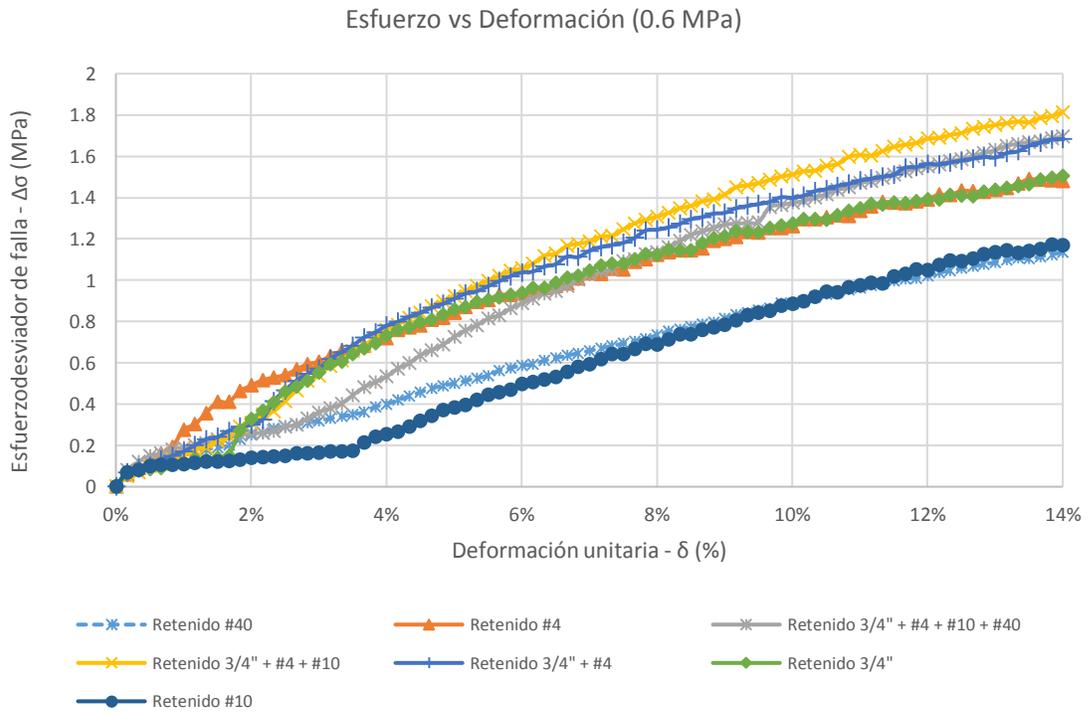
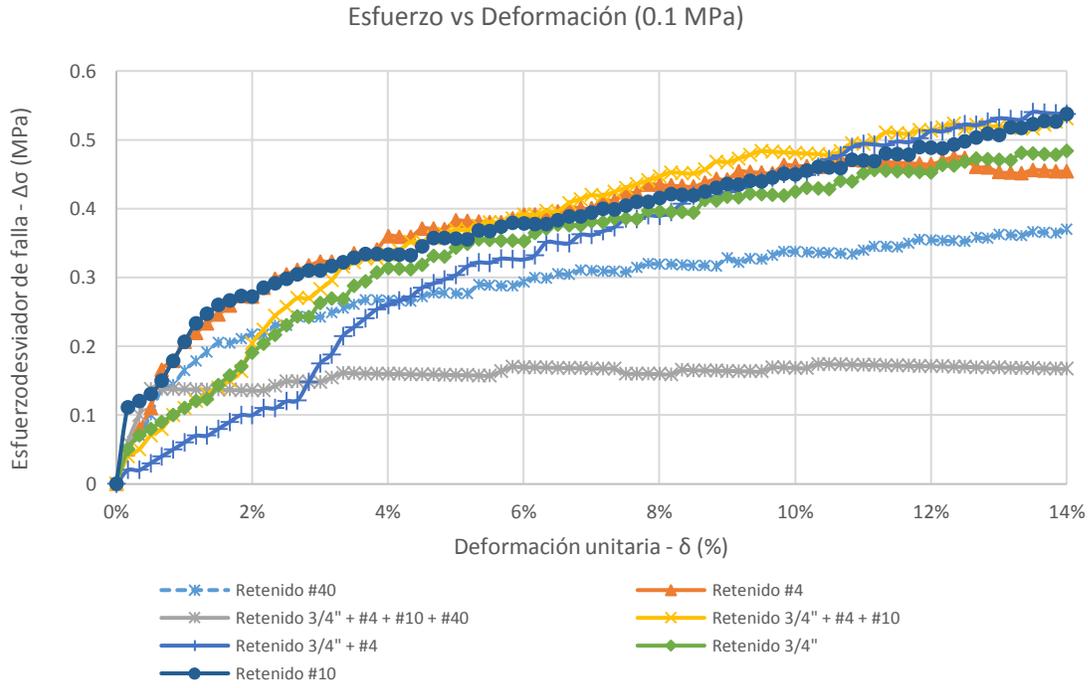
En las arenas, Materiales N° 3 y N° 4, la resistencia de las muestras sometidas a la presión de confinamiento media (0.6MPa) es mayor que la de las sometidas a la presión de confinamiento máxima (1.2MPa). En el caso del Material N° 4 (arena media), esta diferencia es ligera y puede justificarse en una diferencia en la densidad de conformación de las muestras. La diferencia puede interpretarse como que para estos tamaños de partículas alcanzado cierto nivel de confinamiento la incidencia de este parámetro no es significativa. El Material N° 3, arena gruesa, exhibe un incremento repentino de resistencia en la presión de confinamiento media (0.6MPa), sobrepasando la resistencia de la presión de confinamiento mayor (1.2MPa), comportamiento al que no se encontró explicación.

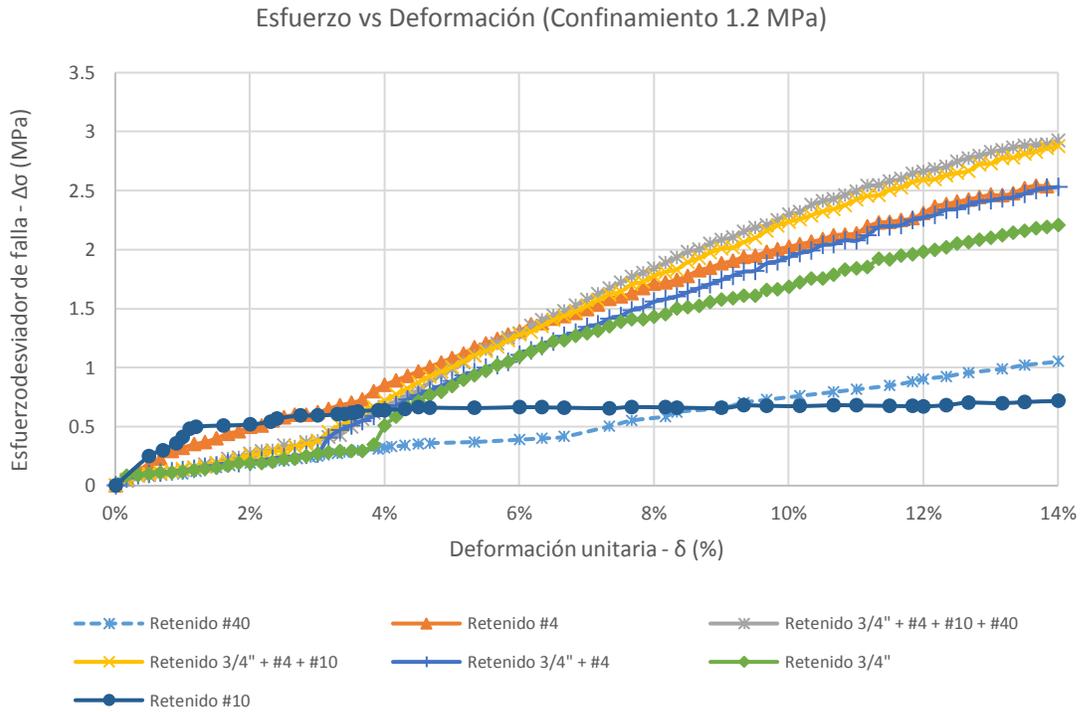
Las curvas esfuerzo normal vs deformación presentan una anomalía al comienzo del proceso de carga, mostrando un incremento repentino de aumento de la carga axial. Este comportamiento se ha asociado a la prensa hidráulica utilizada en el ensayo, no obstante que al ella ser revisada no se encontró ningún funcionamiento defectuoso. Al procesarse y evaluarse los valores máximos de los resultados de los ensayos, se consideró, sin embargo, que la tendencia en la curva representa el comportamiento del suelo.

5.3.2 Esfuerzo Desviador vs Deformación, para diferentes presiones de confinamiento

La Figura 5-7 presenta las curvas Esfuerzo Desviador vs Deformación para las tres presiones de confinamiento utilizadas en los ensayos: 0.1MPa, 0.6MPa y 1.2MPa.

Figura 5-7. TRX Esfuerzo vs Deformación para Confinamiento de 0.1MPa, 0.6MPa y 1.2 MPa.





Para las presiones de confinamiento media y alta, 0.6MPa y 1.2MPa respectivamente, los resultados indican una inferior resistencia, es decir, el esfuerzo desviador máximo aplicado para la falla es menor, de los materiales conformados por partículas de menor tamaño (Materiales N° 3 y N° 4) que la de los materiales que incluyen tamaños mayores.

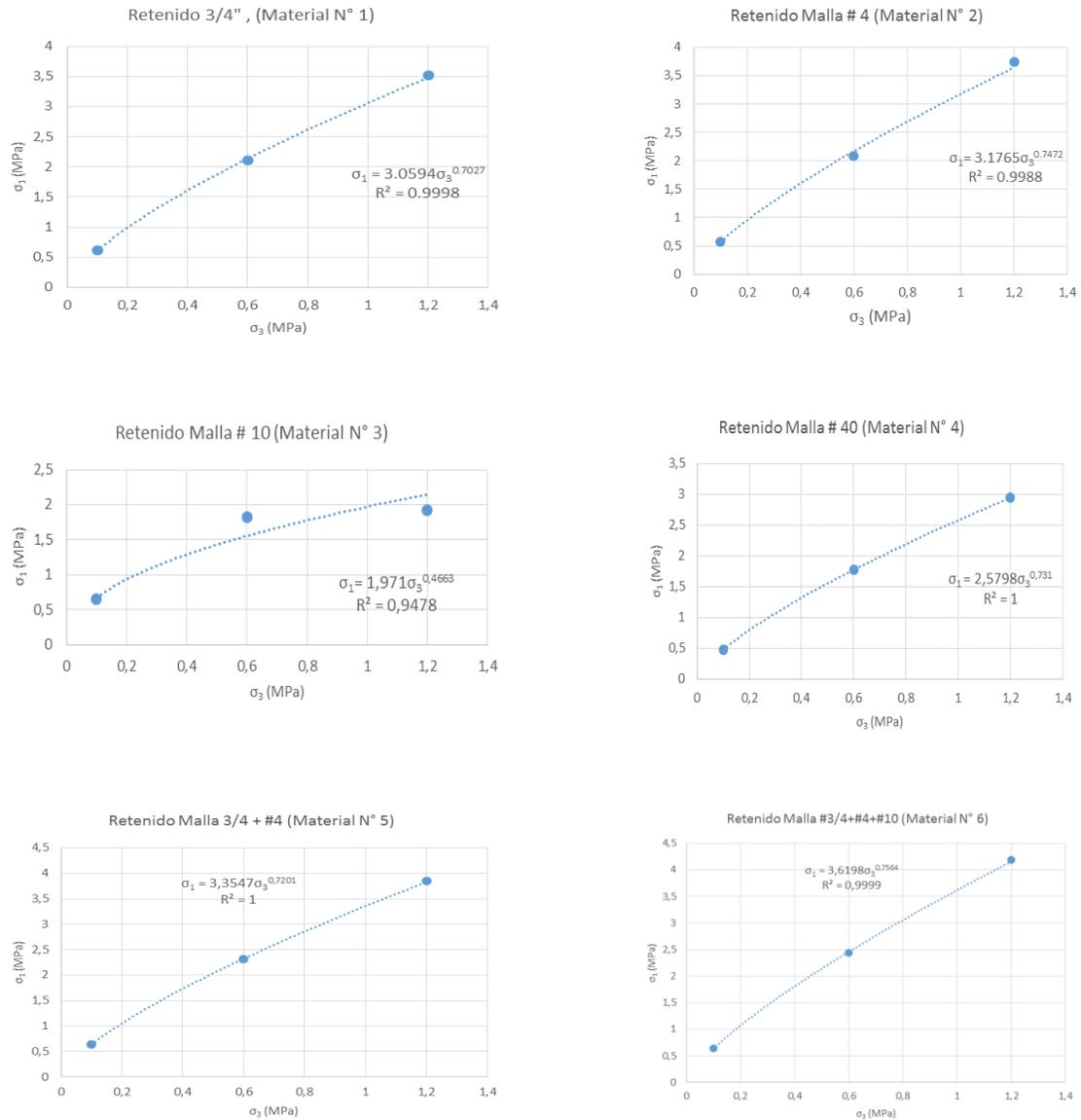
Se observa claramente en los resultados que en el caso de las presiones de confinamiento media (0.6MPa) y alta (1.2MPa) la presencia de diferentes tamaños genera mayor resistencia a la muestra, efecto que aumenta con el rango de tamaños, es decir, la resistencia del Material N° 7 es superior que la del N° 6, y así sucesivamente. Este comportamiento sustenta el efecto de los tamaños menores en la estabilidad de la masa.

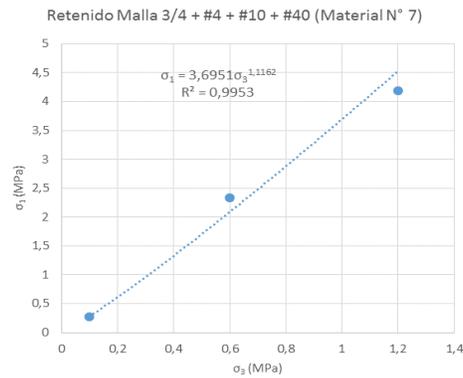
En el caso de la presión de confinamiento menor (0.1MPa) la tendencia anterior no es clara, pues los materiales exhiben comportamientos similares. El ensayo bajo la presión de confinamiento menor sobre el Material N° 7 muestra valores que sugieren que no es correcto.

5.3.3 Criterio de falla (σ_1) vs (σ_3)

Las Figura 5-8 presenta las gráficas de esfuerzo principal menor (σ_3) vs esfuerzo principal mayor (σ_1), para los Materiales N°1 a N°7.

Figura 5-8. TRX Relación σ_1 vs σ_3 para Materiales N° 1 a N° 7.



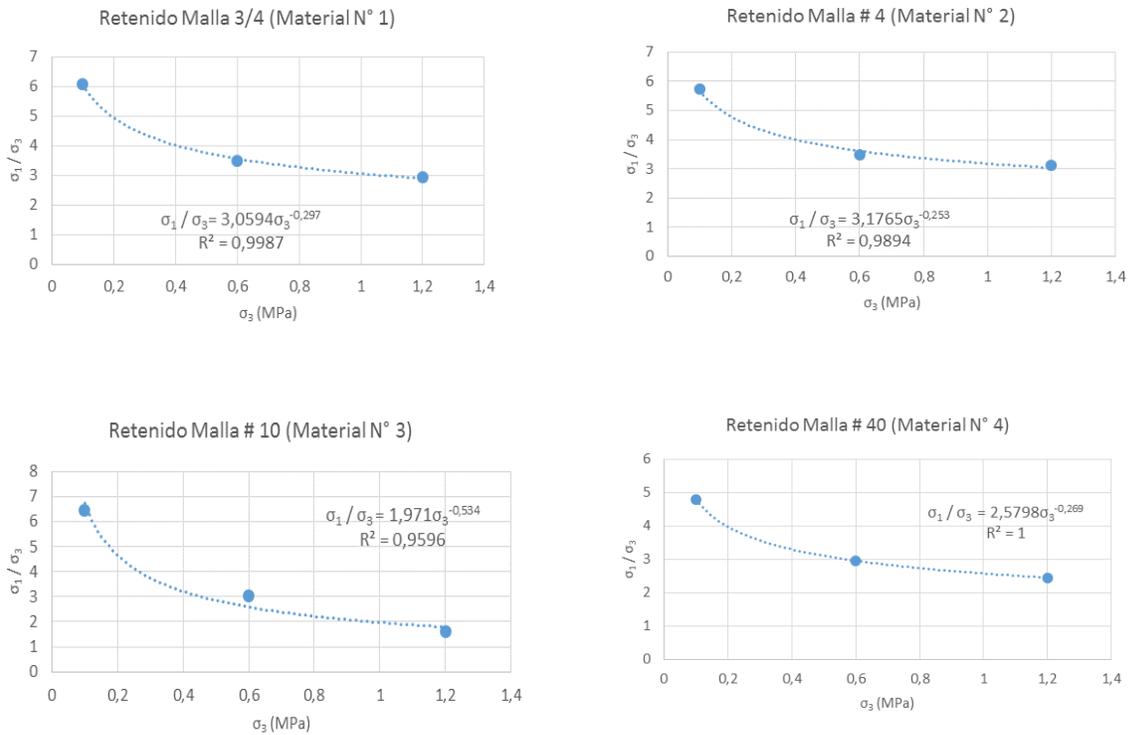


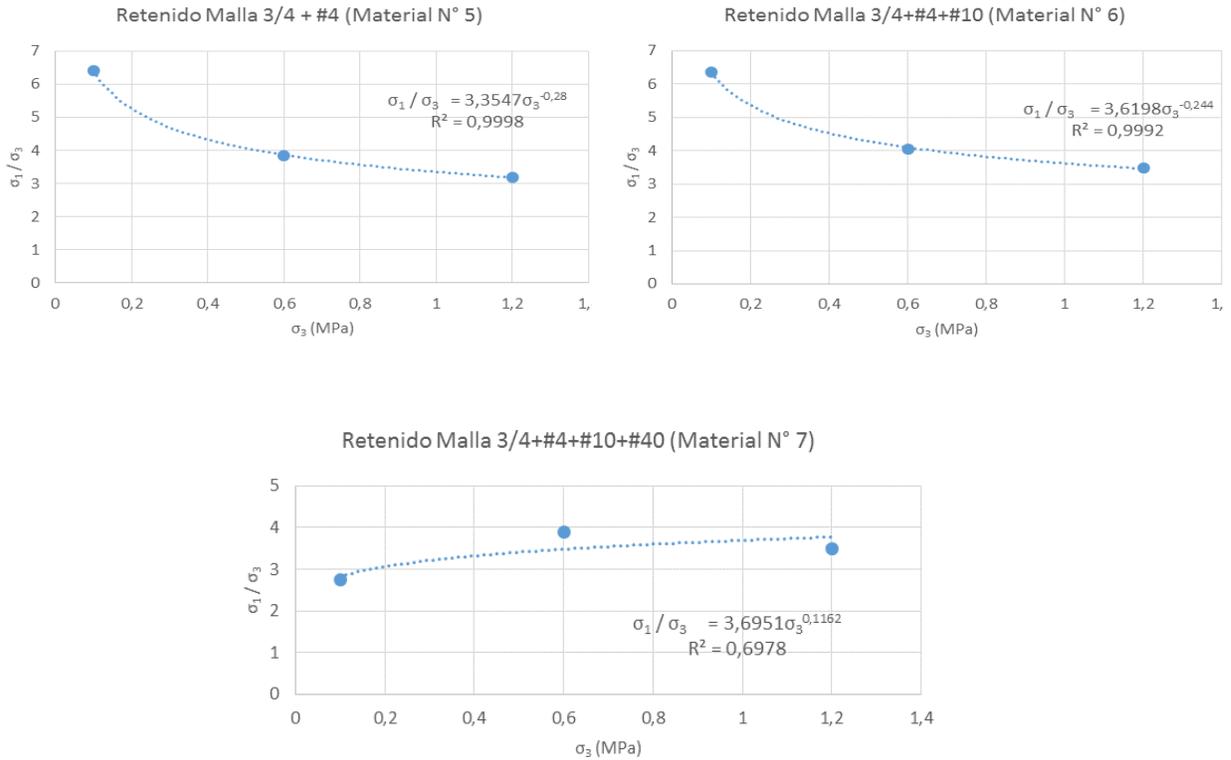
Puede observarse entonces que la formulación no lineal del tipo $\sigma_1 = A\sigma_3^B$ presenta valores de correlación casi perfectos (valores de correlación de uno, o cercano a este valor), para los Materiales N°1 a N°7.

5.3.4 Criterio de falla (σ_1/σ_3) vs (σ_3)

Las Figura 5-9 presenta las gráficas de (σ_1/σ_3) vs (σ_3) para los Materiales N°1 a N°7.

Figura 5-9. TRX Relación (σ_1/σ_3) vs (σ_3) para Materiales N° 1 a N° 7.



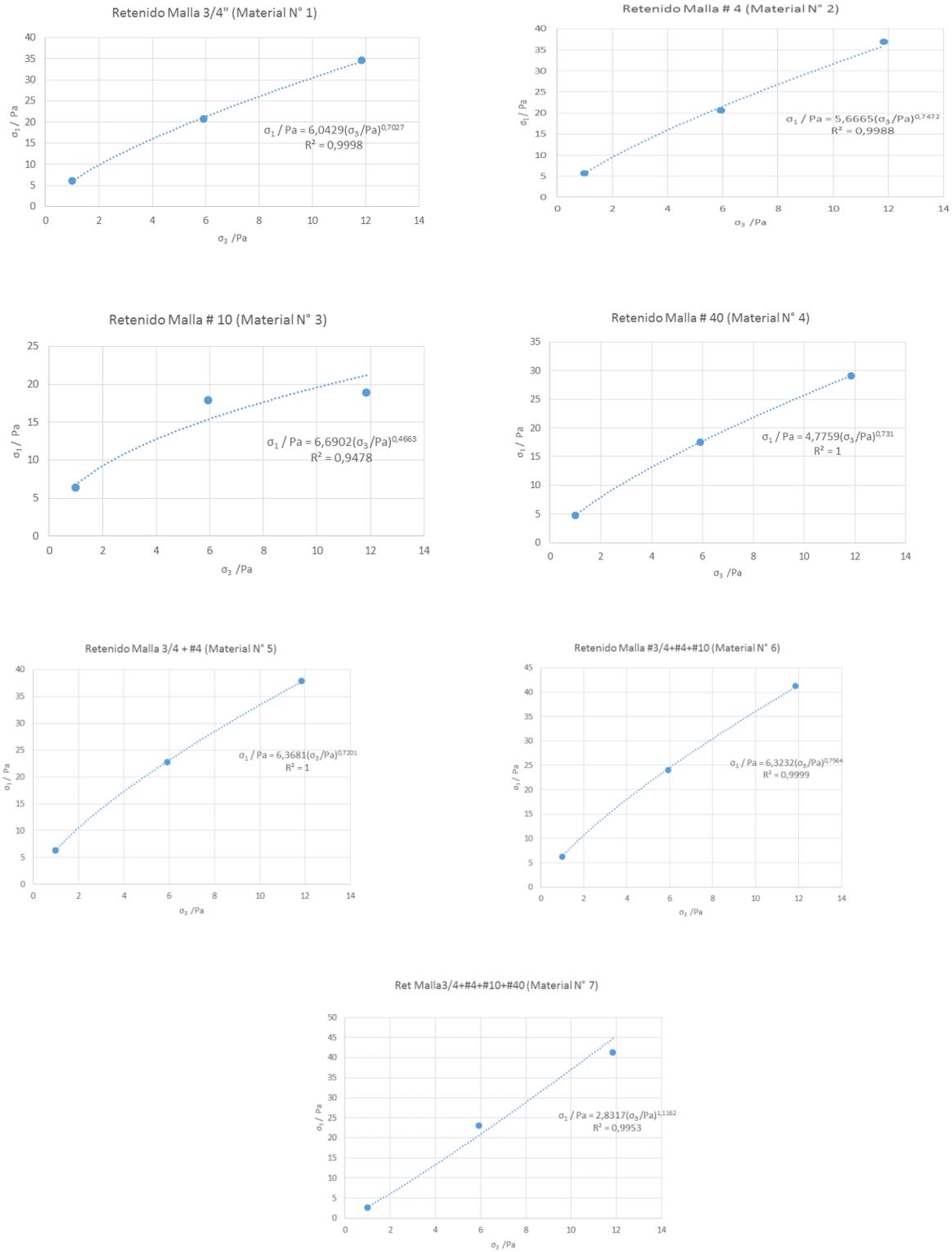


Puede observarse entonces que la formulación no lineal del tipo $\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = A\sigma_3^B$ presenta valores de correlación casi perfectos (valores de correlación de uno, o cercano a este valor), para los Materiales N°1 a N°7, excepto para el Material N° 7, donde el valor de la correlación es solo aceptable ($R^2=0.6978$).

5.3.5 Criterio de falla (σ_1) vs (σ_3), normalizados con la presión atmosférica

La Figura 5-10 presenta las gráficas (σ_1/Pa) vs (σ_3/Pa) para los Materiales N°1 a N°7.

Figura 5-10. TRX Relación (σ_1/Pa) vs (σ_3/Pa) para Materiales N°1 a N°7.



Puede observarse entonces que la formulación no lineal del tipo $\frac{\sigma_1}{P_a} = A \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^B$ presenta valores de correlación casi perfectos (valores de correlación de uno, o cercano a este valor), para los Materiales N°1 a N°7.

5.3.6 Criterio de falla Mohr Coulomb - Parámetros de Resistencia (cohesión y ángulo de fricción)

Las envolventes de falla correspondientes al criterio de falla Mohr Coulomb, para las distintas granulometrías, se presentan en la Tabla 5-3 y en la Figura 5-11. En la Figura 5-12 se presentan los círculos de Mohr correspondientes a cada envolvente de falla.

Tabla 5-3. TRX Parámetros de resistencia_Mohr-Coulomb para materiales N° 1 a N° 7.

Material N°	Granulometría	c (kPa)	ϕ (°)
1	Retenido #3/4	123.91	26.80
2	Retenido #4	92.44	28.94
3	Retenido #10	133.90	23.71
4	Retenido #40	105.01	22.52
5	Retenido #3/4+#4	122.88	29.26
6	Retenido #3/4+#4+#10	104.81	31.78
7	Retenido #3/4+#4+#10+#40	2.66	34.14

Figura 5-11. TRX Envoltentes de falla_Mohr-Coulomb

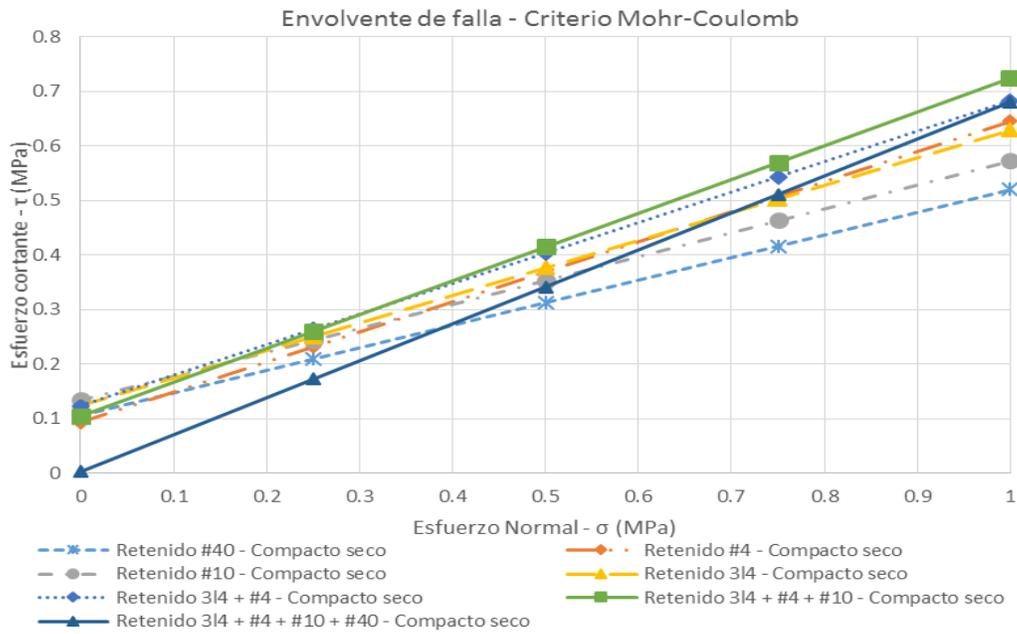
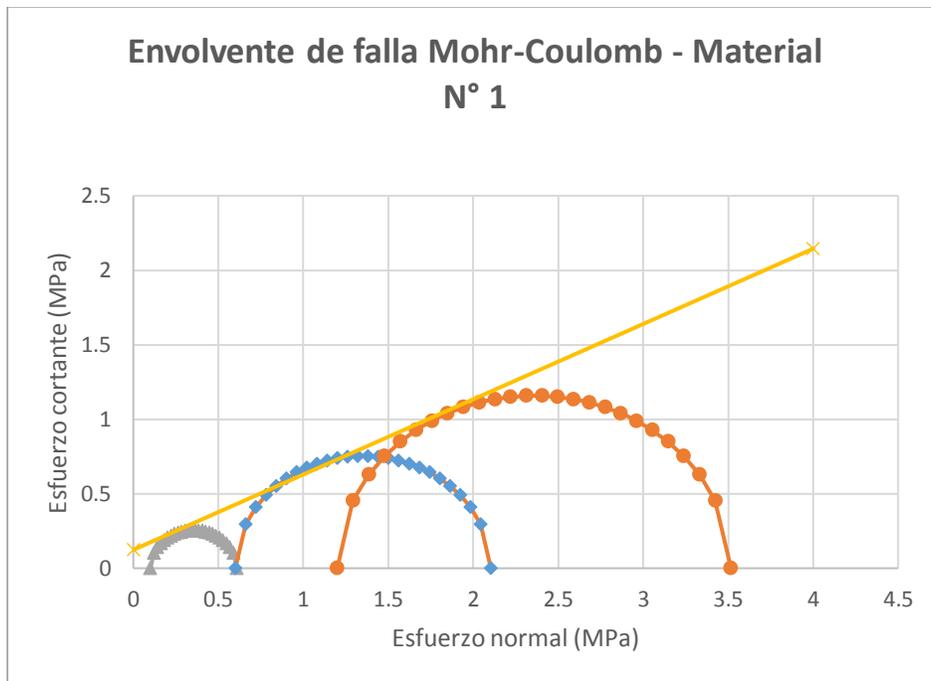
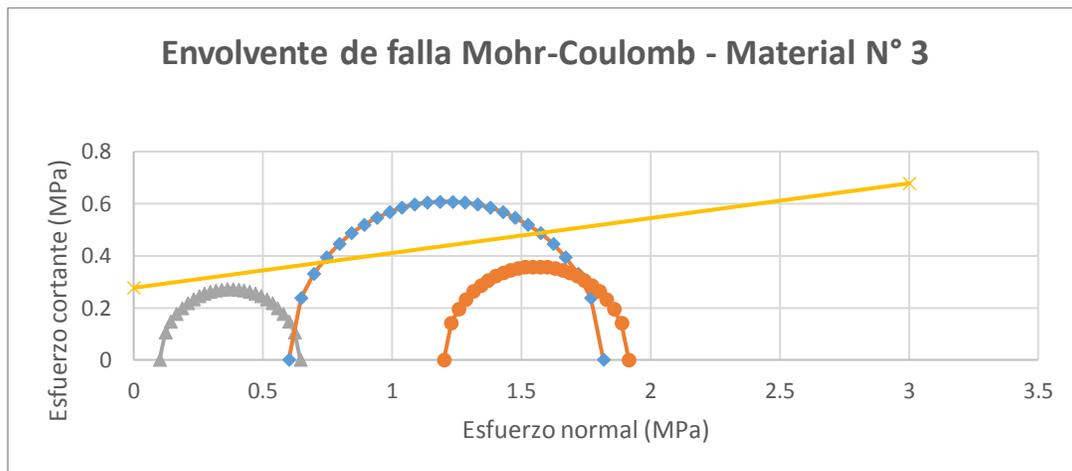
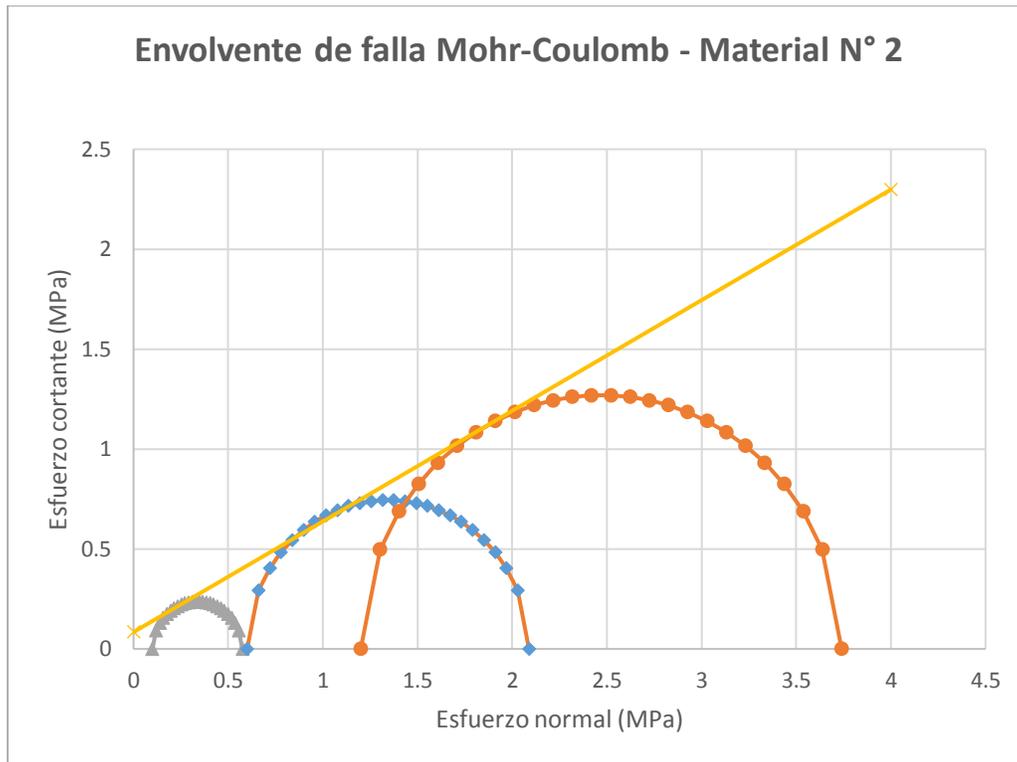
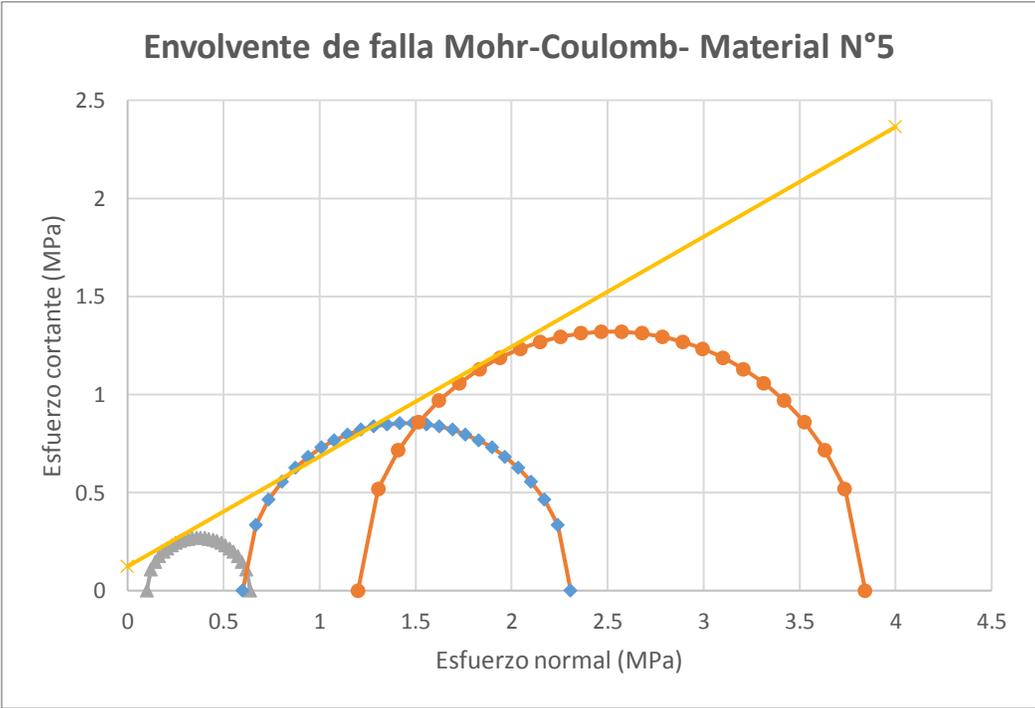
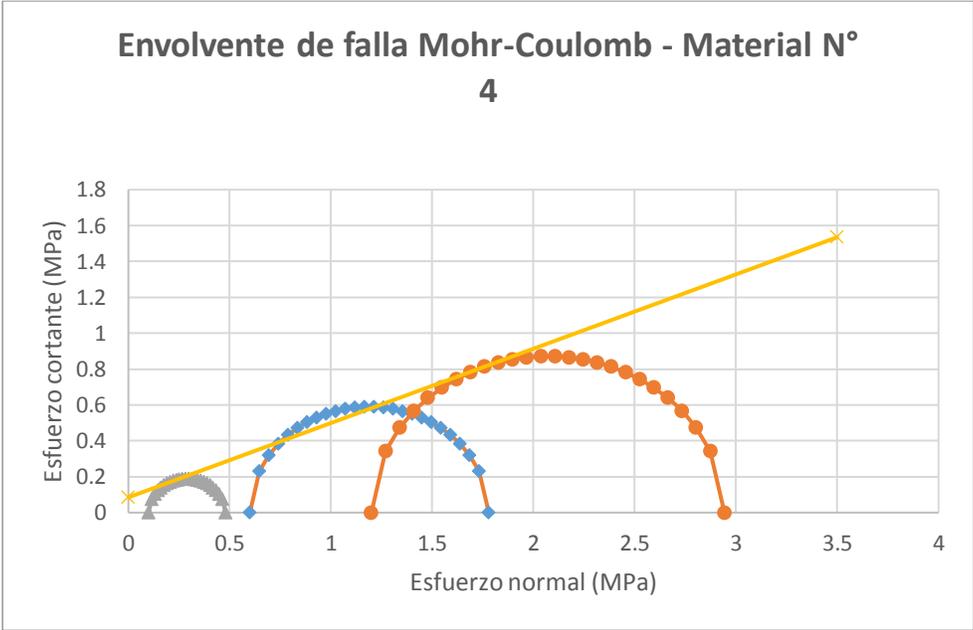
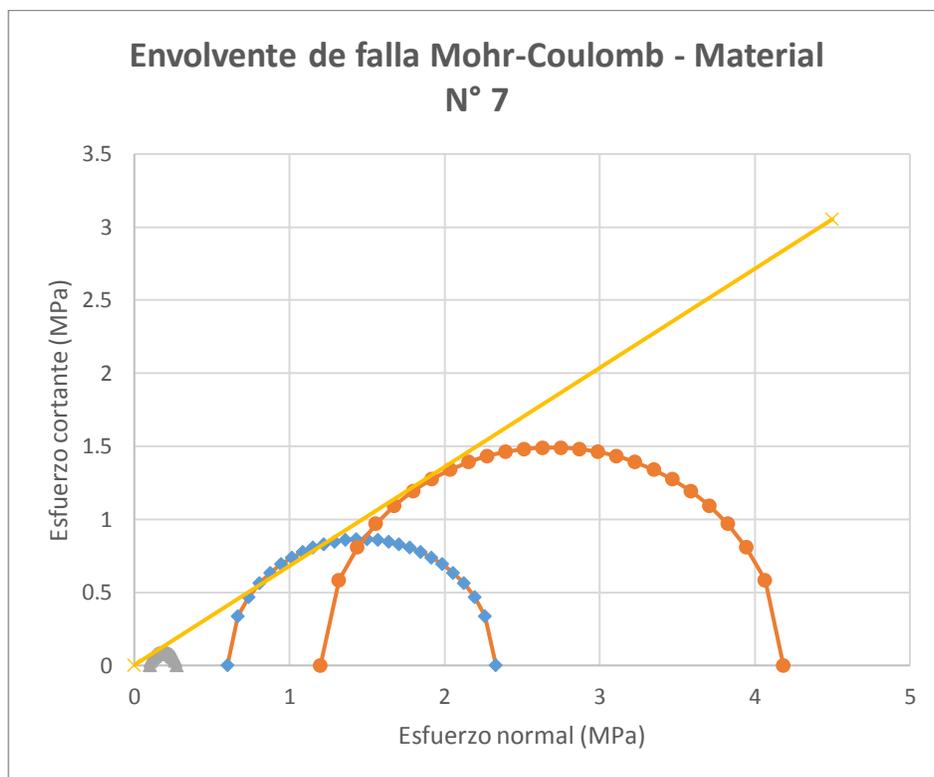
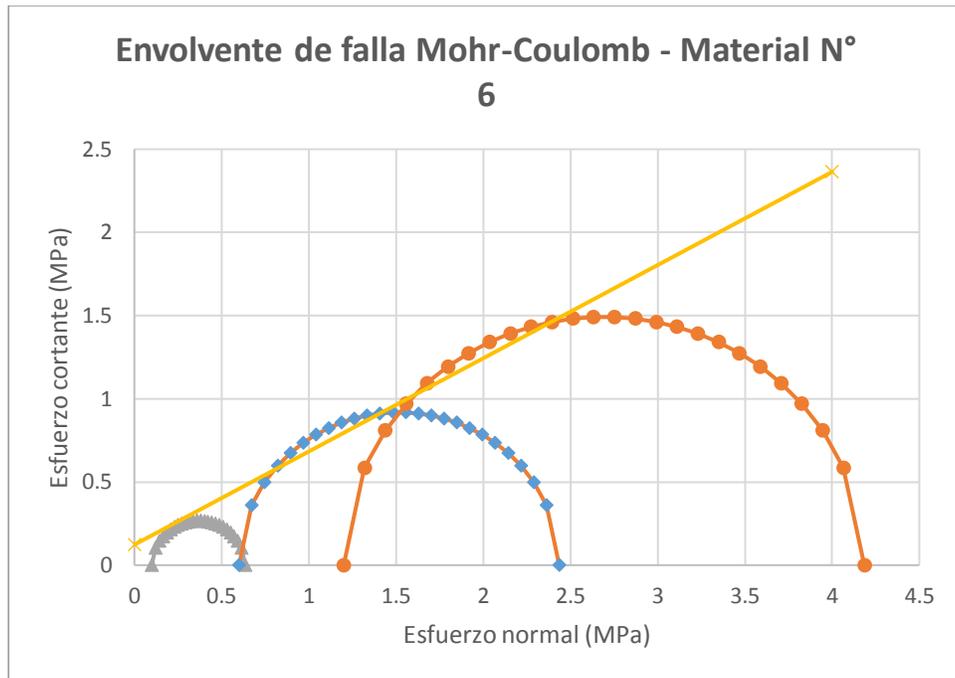


Figura 5-12. TRX Círculos de Mohr materiales N° 1 a N° 7









Se identifican dos tendencias en el comportamiento del ángulo de fricción de acuerdo con el tipo de material. Primero, el ángulo de fricción disminuye con el tamaño de la partícula, es decir, el ángulo de fricción de las gravas, Materiales N° 1 y N° 2, es superior al de las arenas, Materiales N° 3 y N° 4. Segundo, el ángulo de fricción aumenta con el aumento en el rango de tamaños, de tal forma que el ángulo de fricción del Material N° 7 es el mayor y disminuye secuencialmente para los Materiales N° 6 y N° 5.

El valor de la cohesión disminuye con el aumento en el ángulo de fricción para las dos tendencias indicadas arriba, excepto para la arena media, Material N° 4 que, aunque presenta el menor valor de fricción, solo presenta un valor medio de cohesión.

Las tendencias arriba indicadas sugieren la dificultad en cuantificar el aporte de la dilatación al comportamiento del material, siendo esta componente solo considerada como fricción o cohesión.

6 Capítulo 6. Análisis de resultados

6.1 GENERALIDADES

Como ya se mencionó, los criterios de falla desarrollados por diferentes autores para materiales grueso granulares empleados en enrocados para presa, pedraplenes, y vías férreas, entre otros, presentan como característica que, aunque tienen diferente estructura, son de tipo No Lineal, e involucran nivel de tensiones y coeficientes de forma de la correlación propuesta.

Con base en los resultados del trabajo experimental, se realizó el análisis de tendencias de comportamiento con base en parámetros físicos de los materiales ensayados, los cuales se encuentran asociados a los siguientes aspectos:

- Parámetros geométricos de la cuenca.
- Geología de la cuenca, considerando el área de cada tipo de roca presente.
- Estado tensional.

A continuación, se presentan las tendencias estudiadas.

6.2 Ensayos corte directo

6.2.1 Correlación entre parámetros de resistencia al corte y propiedades granulométricas

Se evaluó la incidencia en la resistencia al corte de algunos parámetros físicos que se obtuvieron a partir de las granulometrías para los materiales ensayados. El objetivo principal fue la obtención de correlaciones que permitiesen calcular el ángulo de fricción y la cohesión del suelo a partir de

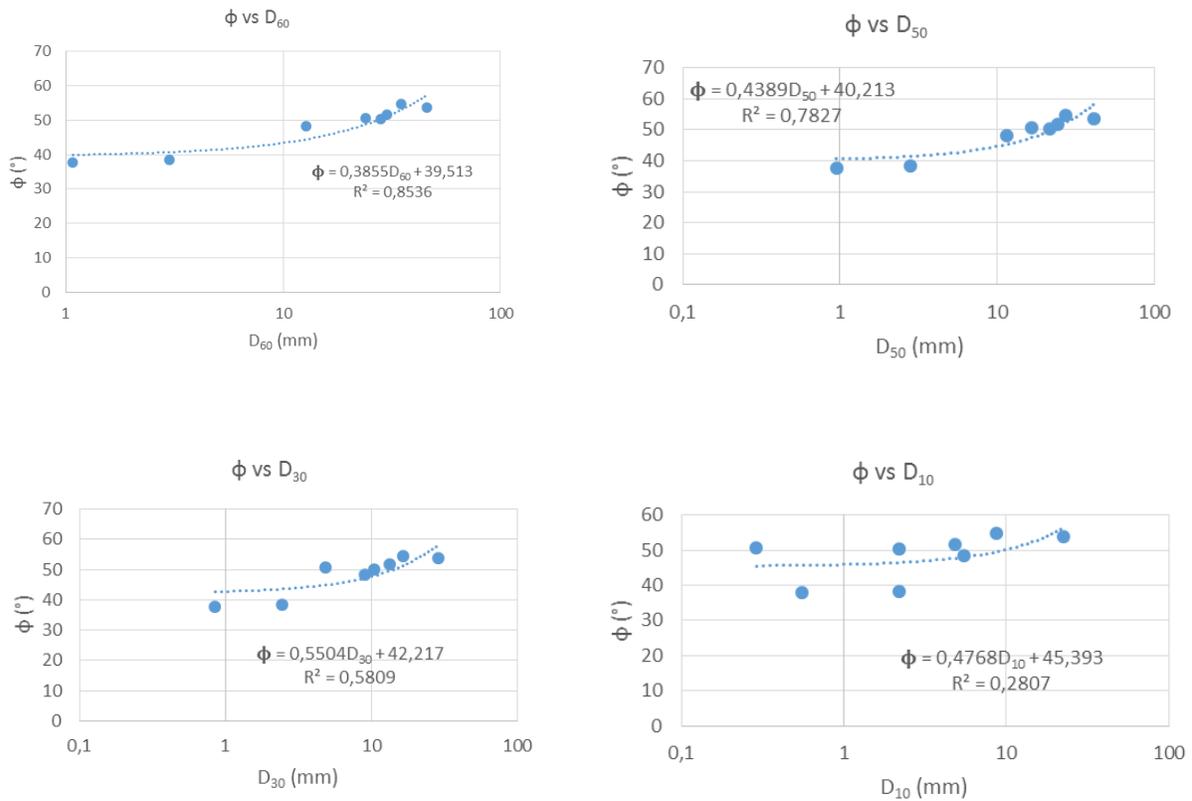
los parámetros evaluados (diámetros característicos D_{60} , D_{50} , D_{30} , y D_{10} , coeficiente de uniformidad y coeficiente de curvatura). Se presentan los resultados en la Tabla 6-1, la

Figura 6-1 presenta la correlación del ángulo de fricción con los diámetros característicos, en la Figura 6-2 se presenta la correlación del ángulos de fricción con los coeficientes de uniformidad y curvatura, en la Figura 6-3 se presenta la correlación de la cohesión con los diámetros característicos y en la Figura 6-4 se presenta la correlación de la cohesión con los coeficientes de uniformidad (C_u) y curvatura (C_c).

Tabla 6-1. CD Parámetros de resistencia al corte y propiedades físicas para diferentes granulometrías.

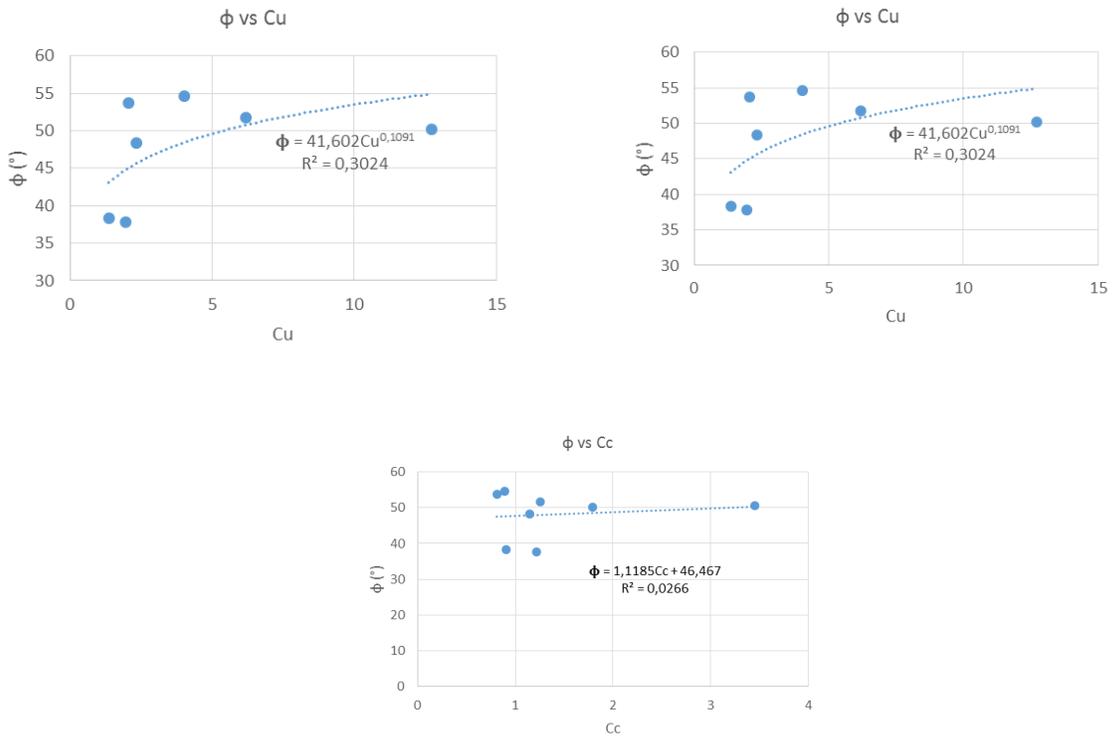
Mat N°	Granulometría	c (kPa)	ϕ (°)	D60 (mm)	D50 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	Cu	Cc
1	Retenido $\frac{3}{4}$ "	186.25	53.75	46	41	29	22.5	2.04	0.81
2	Retenido #4	95.21	48.31	12.8	11.5	9	5.5	2.33	1.15
3	Retenido #10	110.70	38.35	3	2.8	2.45	2.2	1.36	0.91
4	Retenido #40	75.27	37.76	1.08	0.95	0.85	0.55	1.96	1.22
5	Retenido #3/4+#4	110.18	54.65	35	27	16.5	8.7	4.02	0.89
6	Retenido #3/4+#4+#10	120.34	51.73	30	24	13.5	4.85	6.19	1.25
7	Retenido #3/4+#4+#10+#40	165.21	50.20	28	21.5	10.5	2.2	12.73	1.79
8	Pasa 3"	119.19	50.69	24	16.5	4.9	0.29	82.76	3.45

Figura 6-1. CD Correlación del ángulo de fricción interna con los valores de D_{60} , D_{50} , D_{30} , y D_{10} .



Los resultados de las correlaciones entre el ángulo de fricción y los diámetros característicos D_{60} , D_{50} , D_{30} , y D_{10} , indican que la calidad de la correlación disminuye con la disminución en el diámetro, es decir, la correlación generada para el D_{60} es la más exacta ($R^2 = 0.8536$) y para el D_{10} la menos exacta ($R^2 = 0.2807$), mientras que para los otros dos diámetros el valor es intermedio. La forma como varía el valor de correlación con la disminución en el diámetro sugiere que los ensayos y las conclusiones que de ellos se deriven son válidos.

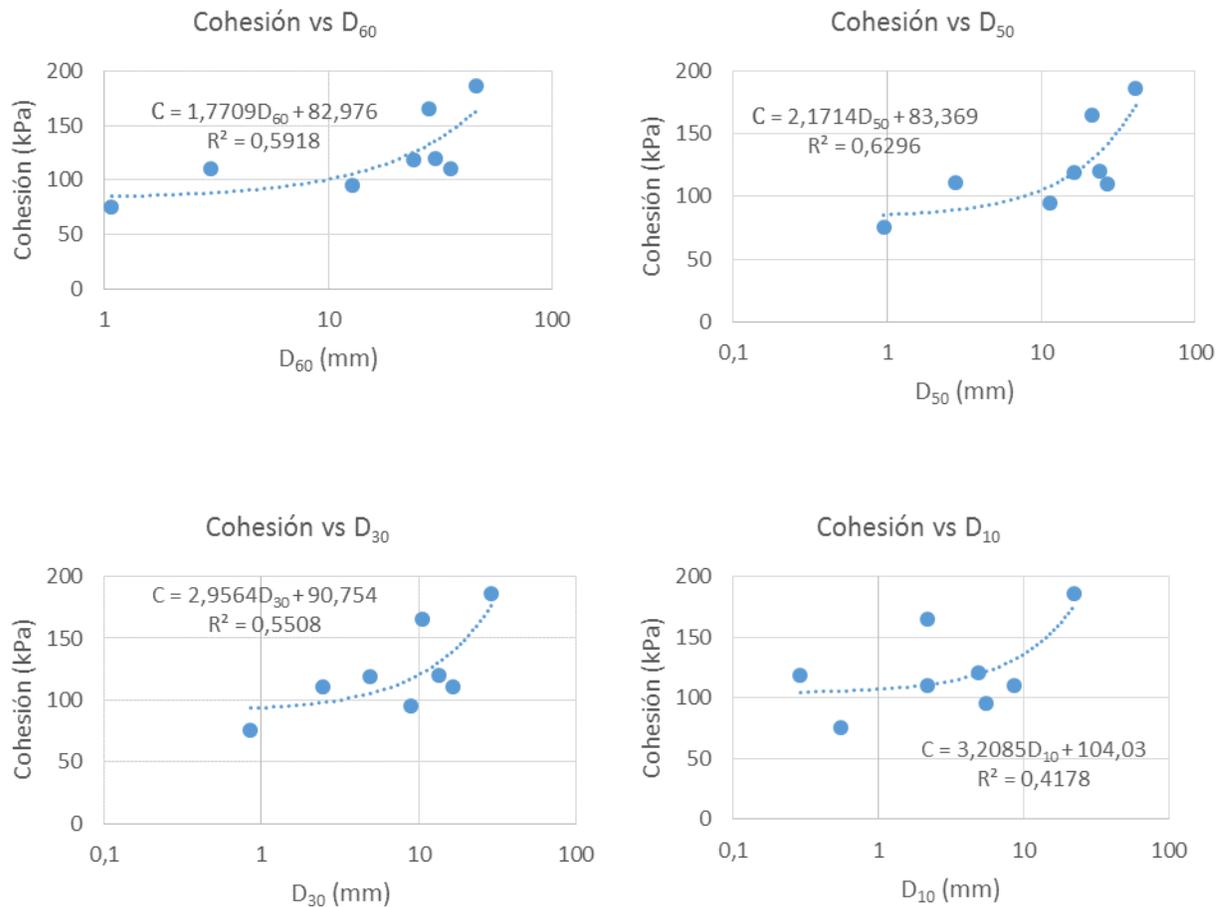
Figura 6-2. CD Correlación del ángulo de fricción interna con el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de curvatura.



En la Figura 6-2 la gráfica izquierda del Cu incluye el Material N°8, la gráfica de la derecha no lo considera.

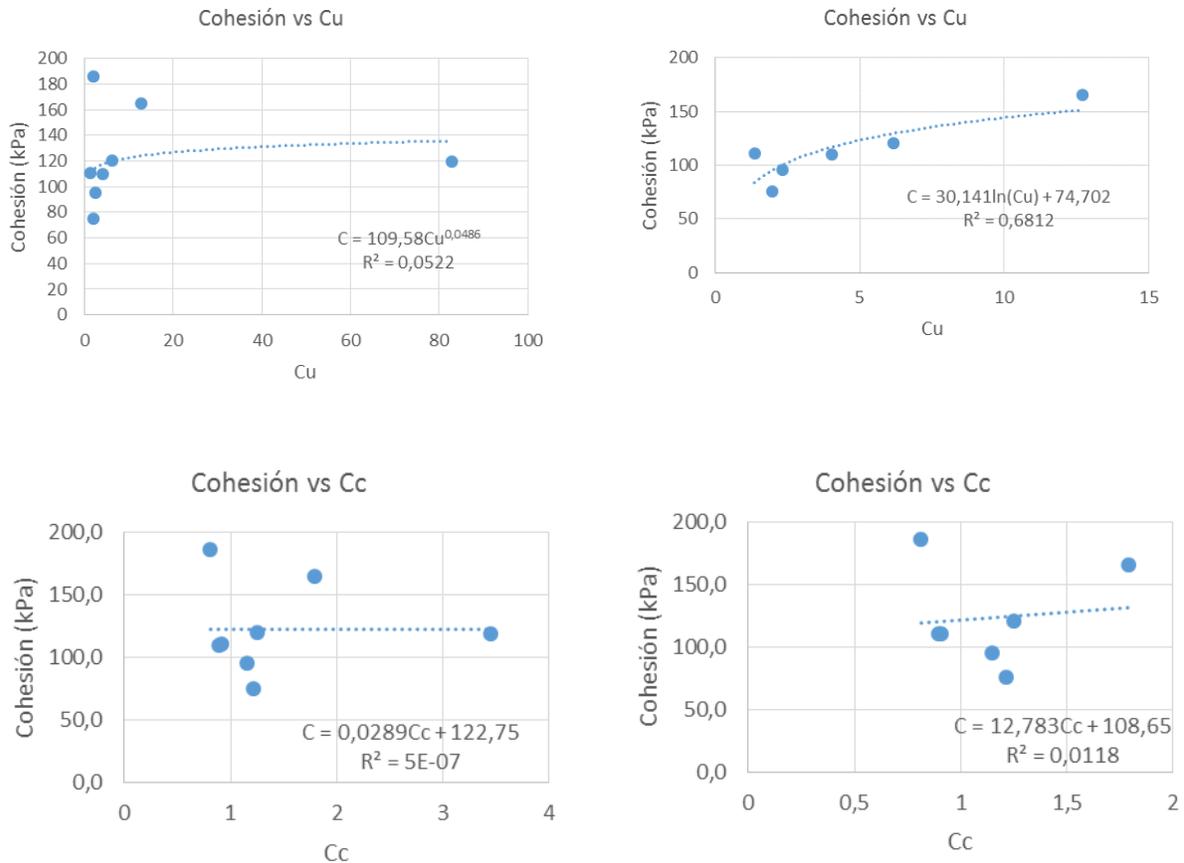
Los resultados de las correlaciones entre el ángulo de fricción y los coeficientes de uniformidad y curvatura presentan valores muy bajos, sugiriendo que para los materiales ensayados correlaciones entre estos parámetros no son apropiadas.

Figura 6-3. CD Correlación de la cohesión con los valores D_{60} , D_{50} , D_{30} , y D_{10} .



Los resultados de las correlaciones entre la cohesión y los diámetros característicos D_{60} , D_{50} , D_{30} , y D_{10} , indican que la calidad de la correlación es moderada y muy similar entre sí para los distintos diámetros, aunque con una leve tendencia a ser mejor para los diámetros mayores.

Figura 6-4. CD Correlación del ángulo de fricción interna con el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de curvatura.



En la Figura 6-4 las gráficas de la izquierda incluyen el Material N°8, las gráficas de la derecha no lo consideran.

Los resultados de las correlaciones entre la cohesión y los coeficientes de uniformidad y curvatura presentan valores muy bajos, excepto para uno solo de los cuatro casos evaluados, sugiriendo que para los materiales ensayados estas correlaciones no son apropiadas.

6.2.2 Resumen calidad de la correlación entre el ángulo de fricción y la cohesión con los parámetros granulométricos

La Tabla 6-2 presenta el valor del índice o coeficiente de correlación para las tendencias desarrolladas entre los parámetros de resistencia del criterio de falla de Mohr Coulomb y las características granulométricas del material. En ella se evidencia la incidencia de cada

característica granulométrica en los parámetros y se concluye a cuál de estas características se encuentra asociada la mejor tendencia para estimar los valores de cohesión y fricción.

Tabla 6-2. CD Calidad de la correlación entre el ángulo de fricción y la cohesión con los parámetros granulométricos.

PARÁMETRO DE RESISTENCIA	COEFICIENTE DE DETERMINACIÓN (R ²)					
	D ₆₀	D ₅₀	D ₃₀	D ₁₀	Cu	Cc
Fricción	0.8536	0.7827	0.5809	0.2807	0.3024	0.0266
Cohesión	0.5918	0.6296	0.5508	0.4178	0.6812	0.0118

6.2.3 Formulación recomendada para calcular el ángulo de fricción y la cohesión con base en los parámetros granulométricos

La Tabla 6-3 presenta las formulaciones propuestas para calcular el valor del ángulo de fricción y de la cohesión teniendo como criterio el mejor valor del índice de correlación establecido en la sección anterior. Donde se encuentra que las ecuaciones generadas a partir de dos características granulométricas (D₆₀ y C_u) presentan índices de correlación similares se incluyen ambas formulaciones.

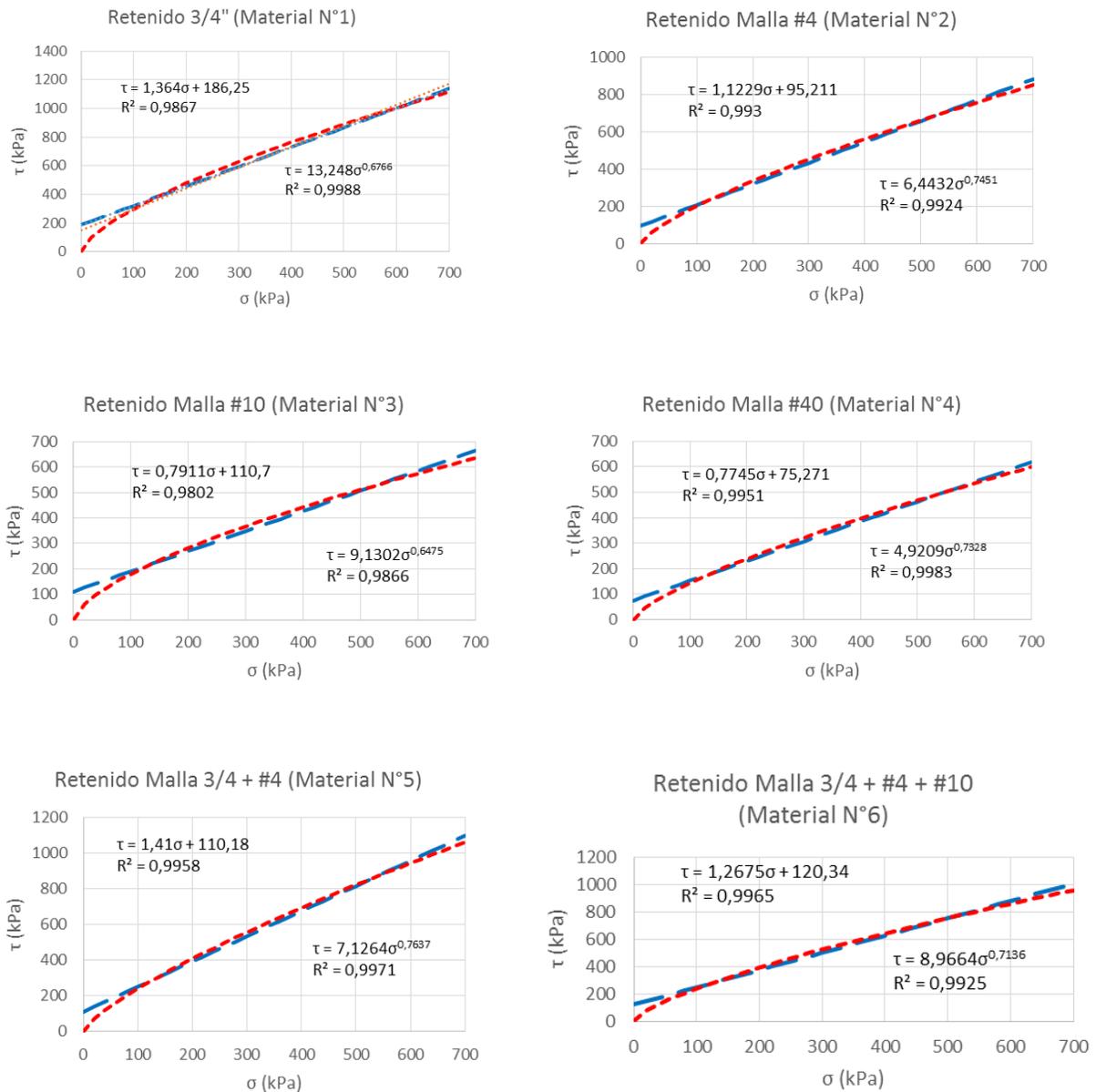
Tabla 6-3. CD Formulación recomendada para calcular el ángulo de fricción y la cohesión con base en los parámetros granulométricos.

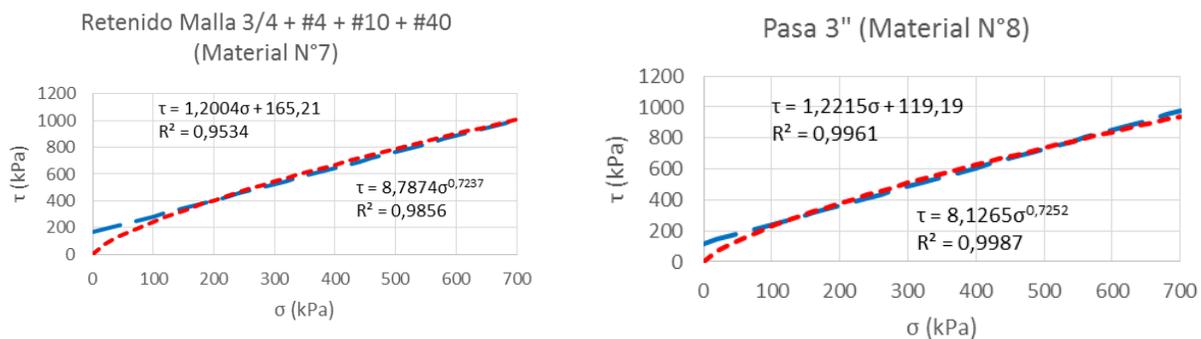
PARÁMETRO DE RESISTENCIA	ECUACIÓN
Fricción	$\phi = 0,3855 * D_{60} + 39,513$
Cohesión (kPa)	$C = 1,7709 * D_{60} + 82,976$
	$C = 30,141 * \ln(Cu) + 74,702$

6.2.4 Criterio de falla Mohr Coulomb – Formato Lineal y No Lineal para Materiales N°1 a N°8

La relación entre el esfuerzo cortante (τ) y normal (σ) al momento de la falla, para correlaciones lineales (línea roja) y no lineales (línea azul) se presenta en la Figura 6-5 para los Materiales N°1 a N°8.

Figura 6-5. CD Relación τ vs σ para Materiales N°1 a N°8.





Las gráficas sugieren que a tensiones normales inferiores a 90kPa todos los materiales exhiben un comportamiento marcadamente dilatante, con cohesión prácticamente nula y ángulos de fricción entre 75° para grava gruesa (Material N° 1) y 55° para arena media (Material N° 4). Para materiales con mezclas de tamaños (Materiales N° 5 a N° 8) el ángulo de fricción varía entre 70° y 64° , correspondiendo el mayor valor al que menos rango de tamaños presenta.

6.2.5 Criterio de falla Mohr Coulomb – Correlación entre el coeficiente A y el exponente B de la expresión $\tau = A \sigma^B$ con los parámetros granulométricos

Para las diferentes granulometrías se encontró que la ecuación $\tau = A \sigma^B$ se ajustaba bien en todos los casos; sin embargo, no fue posible definir una correlación para el coeficiente A y el exponente B en función de las propiedades físicas obtenidas a partir de la granulometría. Sí se estableció que los materiales más finos tenían la menor resistencia, mientras los mayores valores de resistencia al corte se presentaron para las mezclas y el material retenido por la malla $\frac{3}{4}$ ". Por esta razón se optó por proponer, con base en los resultados de los ensayos sobre las diferentes granulometrías y de manera cualitativa, rangos o franjas por tipo de material (cuatro bandas de materiales), a cuyos límites se han asociado el coeficiente A y el exponente B del formato No Lineal. Las franjas de resistencia y los valores A y B se presentan respectivamente en la Tabla 6-5 y en la Figura 6-6.

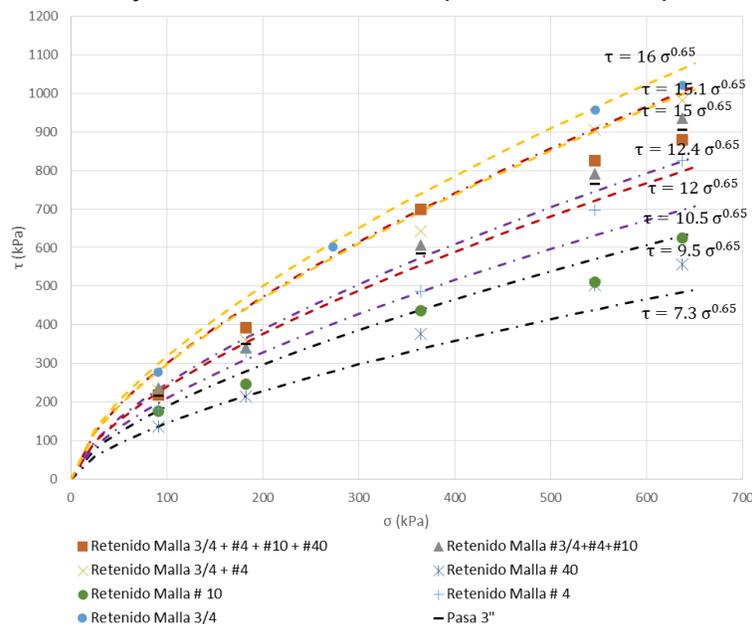
Tabla 6-4. Parámetros regresión potencial τ vs σ

Materiales			Ecuación	A		B
N°	Tamices de referencia	Descripción del suelo		inferior	superior	
3 y 4	Ret #40 y #10	Arenas gruesas y medias	$\tau = A\sigma^B$	7.3	9.5	0.65
2	Ret #4	Grava fina		10.5	12.4	
5, 6, 7 y 8	Mezclas y Pasa 3"	Mezclas de gravas y arenas		12	15.1	
1	Ret 3/4	Gravas gruesas		15	16	

6.3 Ensayos triaxiales

Para los diferentes tipos de curvas, se encuentra que el mejor ajuste se obtiene con ecuaciones del tipo potencial; las cuales se definen a partir de un coeficiente (A) y una potencia (B). Para cada granulometría y criterio de falla, es posible obtener un valor de A y B. Al graficar los parámetros A y B, contra los diámetros característicos y los coeficientes de uniformidad y curvatura de cada material, se pueden proponer criterios de falla en términos de parámetros físicos. Los resultados se presentan a continuación.

Figura 6-6. CD Franjas de la relación τ vs σ para diferentes tipos de materiales.



6.3.1 Correlación No Lineal criterio de falla (σ_1) vs (σ_3)

La correlación No Lineal del criterio de falla (σ_1) vs (σ_3) se presenta en la Tabla 6-5.

Tabla 6-5. Correlación No Lineal criterio de falla (σ_1) vs (σ_3).

Mat N°	Granulometría	σ_3 (MPa)	σ_1 (MPa)	A	B
1	Retenido Malla 3/4	0.1	0.609	3.05940	0.7027
		0.6	2.104		
		1.2	3.517		
2	Retenido Malla # 4	0.1	0.574	3.1765	0.7472
		0.6	2.089		
		1.2	3.740		
3	Retenido Malla # 10	0.1	0.645	1.1231	0.7481
		0.6	1.817		
		1.2	1.916		
4	Retenido Malla # 40	0.1	0.479	2.5798	0.731
		0.6	1.780		
		1.2	2.943		
5	Retenido Malla 3/4 + #4	0.1	0.640	3.3547	0.7201
		0.6	2.308		
		1.2	3.842		
6	Retenido Malla #3/4+#4+#10	0.1	0.636	3.6198	0.7564
		0.6	2.436		
		1.2	4.185		
7	Retenido Malla 3/4 + #4 + #10 + #40	0.1	0.274	3.6951	1.1162
		0.6	2.332		
		1.2	4.185		

6.3.2 Correlación No Lineal criterio de falla (σ_1/σ_3) vs (σ_3)

La correlación No Lineal criterio de falla (σ_1/σ_3) vs (σ_3) se presentan en la Tabla 6-6.

Tabla 6-6. Correlación No Lineal criterio de falla (σ_1/σ_3) vs (σ_3)

Mat N°	Granulometría	σ_3 (MPa)	σ_1/σ_3	A	B
1	Retenido Malla 3/4	0.1	6.09	3.0594	-0.297
		0.6	3.51		
		1.2	2.93		
2	Retenido Malla # 4	0.1	5.74	3.1765	-0.253
		0.6	3.48		
		1.2	3.12		
3	Retenido Malla # 10	0.1	6.45	1.971	-0.534
		0.6	3.03		
		1.2	1.60		
4	Retenido Malla # 40	0.1	4.79	2.5798	-0.269
		0.6	2.97		
		1.2	2.45		
5	Retenido Malla 3/4 + #4	0.1	6.40	3.3547	-0.28
		0.6	3.85		
		1.2	3.20		
6	Retenido Malla #3/4+#4+#10	0.1	6.36	3.6198	-0.244
		0.6	4.06		
		1.2	3.49		
7	Retenido Malla 3/4 + #4 + #10 + #40	0.1	2.74	3.6951	0.1162
		0.6	3.89		
		1.2	3.49		

6.3.3 Correlación No Lineal criterio de falla esfuerzo principal mayor (σ_1) vs esfuerzo principal menor (σ_3), normalizados con la presión atmosférica

La correlación No Lineal criterio de falla esfuerzo principal mayor (σ_1) vs esfuerzo principal menor (σ_3), normalizados con la presión atmosférica se presenta en la Tabla 6-7.

Tabla 6-7. Correlación No Lineal criterio de falla esfuerzo principal mayor (σ_1) vs esfuerzo principal menor (σ_3), normalizados con la presión atmosférica.

Mat N°	Granulometría	σ_3/P_a	σ_1/P_a	A	B
1	Retenido Malla 3/4	0.99	6.01	6.0429	0.7027
		5.92	20.77		
		11.85	34.72		
2	Retenido Malla # 4	0.99	5.67	5.6665	0.7472
		5.92	20.62		
		11.85	36.92		
3	Retenido Malla # 10	0.99	6.36	6.6902	0.4363
		5.92	17.94		
		11.85	18.92		
4	Retenido Malla # 40	0.99	4.73	4.7759	0.731
		5.92	17.57		
		11.85	29.05		
5	Retenido Malla 3/4 + #4	0.99	6.32	6.3681	0.7021
		5.92	22.78		
		11.85	37.93		
6	Retenido Malla #3/4+#4+#10	0.99	6.28	6.3232	0.7564
		5.92	24.04		
		11.85	41.31		

Mat N°	Granulometría	σ_3/P_a	σ_1/P_a	A	B
7	Retenido Malla 3/4 + #4 + #10 + #40	0.99	2.71	2.8317	1.1162
		5.92	23.02		
		11.85	41.31		

6.3.4 Parámetros de correlación No Lineal en función de parámetros granulométricos para cada criterio de falla

El mejor ajuste del coeficiente A de la forma No Lineal $\sigma_1 = A\sigma_3^B$ con los parámetros granulométricos D_{60} , D_{50} , D_{30} , y D_{10} se presentan en la Figura 6-7, y en la Figura 6-8 se presenta el mejor ajuste con los coeficientes de uniformidad y curvatura. La Tabla 6-8 presenta el valor del índice o coeficiente de correlación para las tendencias desarrolladas entre el coeficiente A y el exponente B y las características granulométricas del material.

- Criterio (σ_3) vs (σ_1)

Figura 6-7. TRX Correlación con los parámetros granulométricos D_{60} , D_{50} , D_{30} y D_{10} , del coeficiente A de la forma No Lineal $\sigma_1 = A\sigma_3^B$.

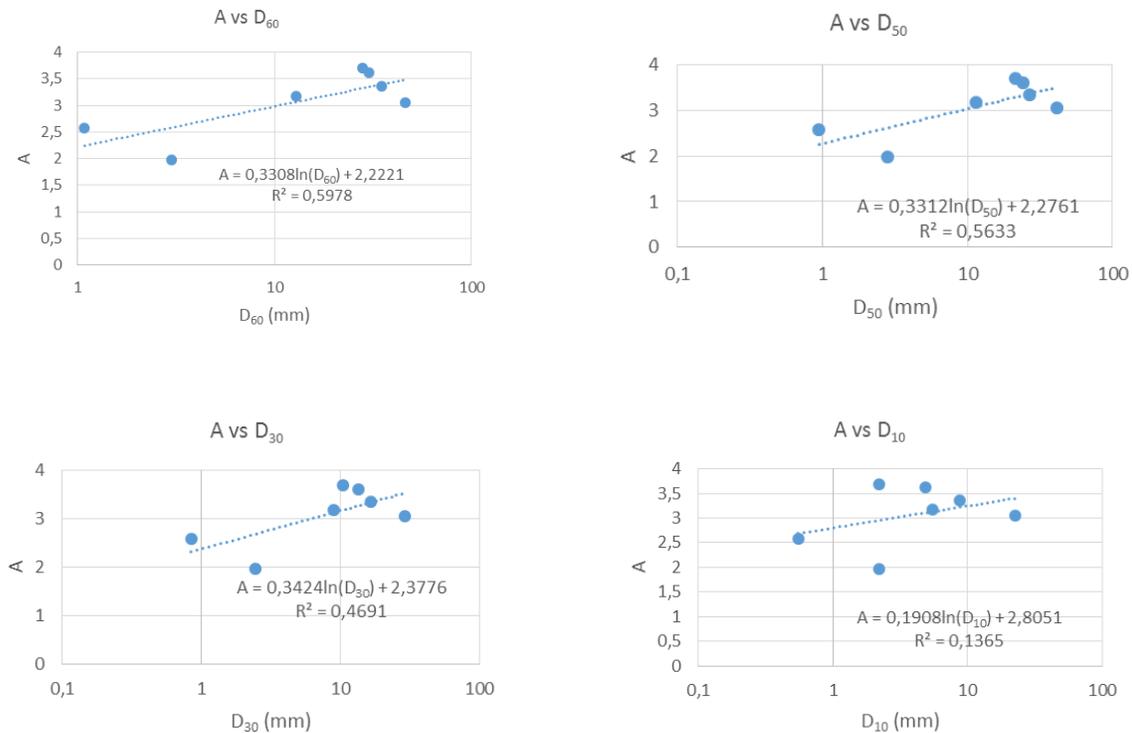
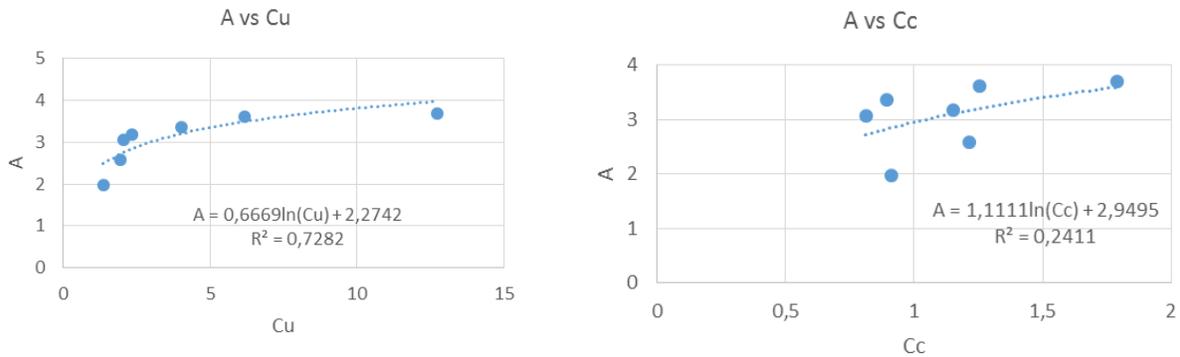


Figura 6-8. TRX Correlación con el coeficiente de uniformidad y curvatura, del coeficiente A de la forma No Lineal $\sigma_1 = A\sigma_3^B$.



El mejor ajuste del exponente B de la forma No Lineal $\sigma_1 = A\sigma_3^B$ con los parámetros granulométricos D_{60} , D_{50} , D_{30} , y D_{10} se presentan en la Figura 6-9, y en la Figura 6-10 se presenta el mejor ajuste con los coeficientes de uniformidad y curvatura.

Figura 6-9. TRX Correlación con los parámetros granulométricos D_{60} , D_{50} , D_{30} y D_{10} , del exponente B de la forma No Lineal $\sigma_1 = A\sigma_3^B$.

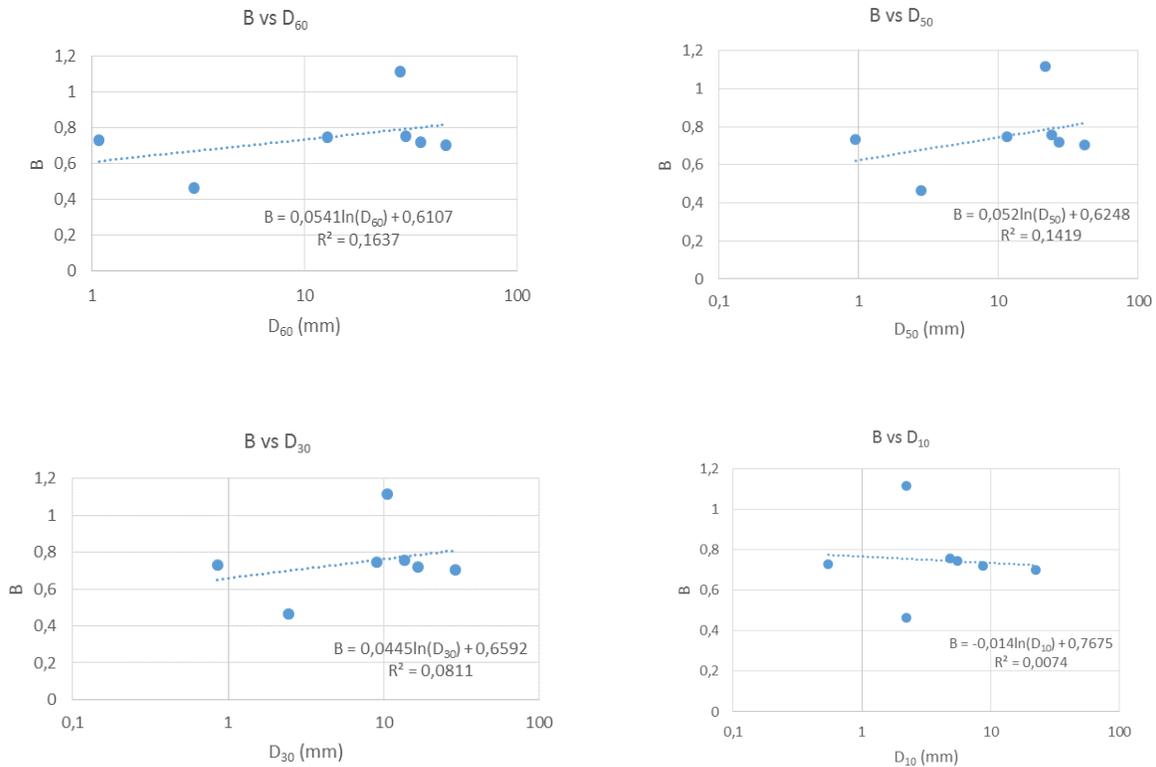
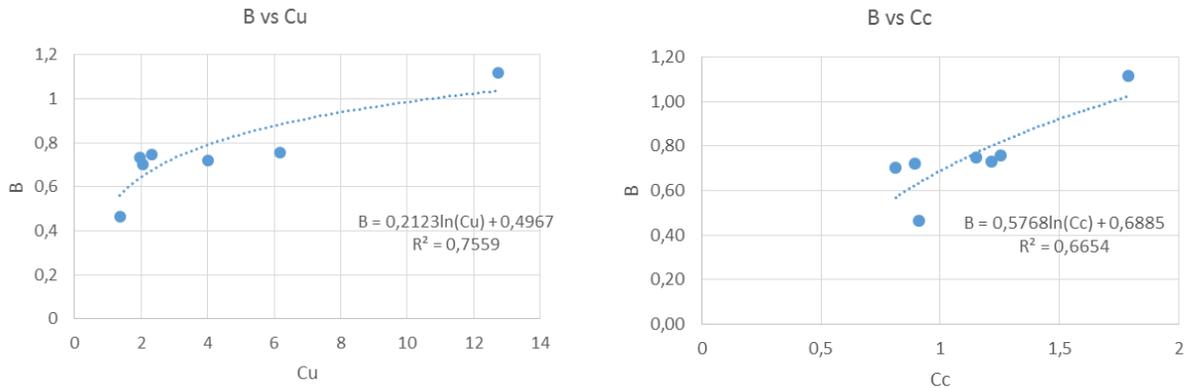


Figura 6-10. TRX Correlación con el coeficiente de uniformidad y curvatura, del exponente B de la forma No lineal $\sigma_1 = A\sigma_3^B$.



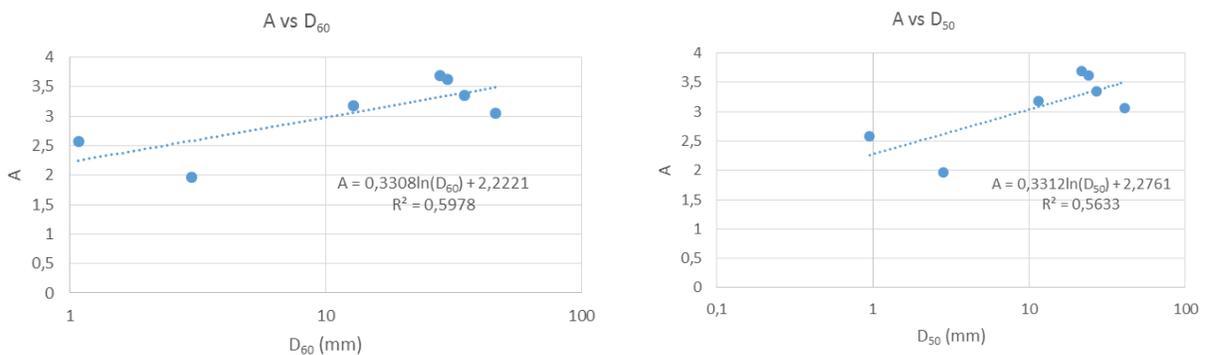
La mejor correlación del coeficiente A de la expresión $\sigma_1 = A\sigma_3^B$ se da con el valor de D_{60} y con el coeficiente de uniformidad, mientras que la mejor correlación del exponente B se logra con el coeficiente de uniformidad.

- **Criterio (σ_1 / σ_3) vs (σ_3)**

El mejor ajuste del coeficiente A de la forma No Lineal $\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = A\sigma_3^B$ con los parámetros granulométricos D_{60} , D_{50} , D_{30} , y D_{10} se presentan en la Figura 6-11, y en la Figura 6-12 se presenta el mejor ajuste con los coeficientes de uniformidad y curvatura.

Figura 6-11. TRX Correlación con los parámetros granulométricos D_{60} , D_{50} , D_{30} y D_{10} , del

coeficiente A de la forma No Lineal $\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = A\sigma_3^B$.



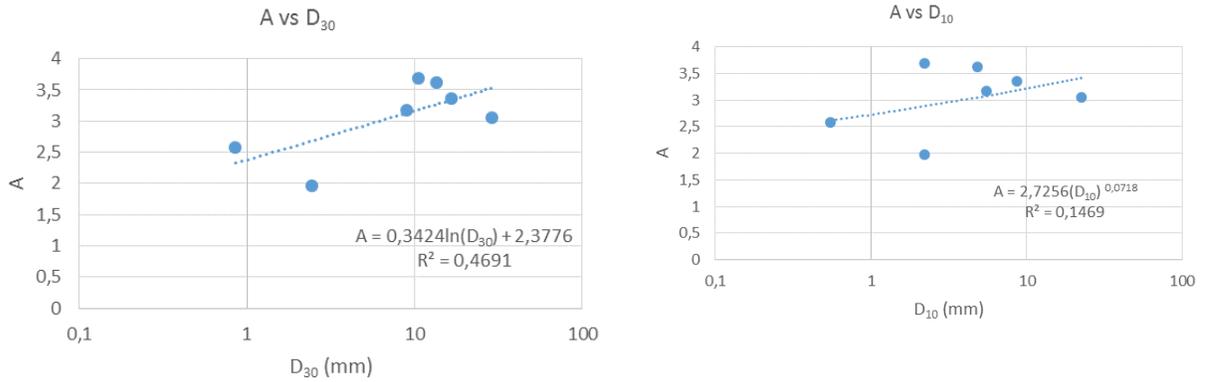
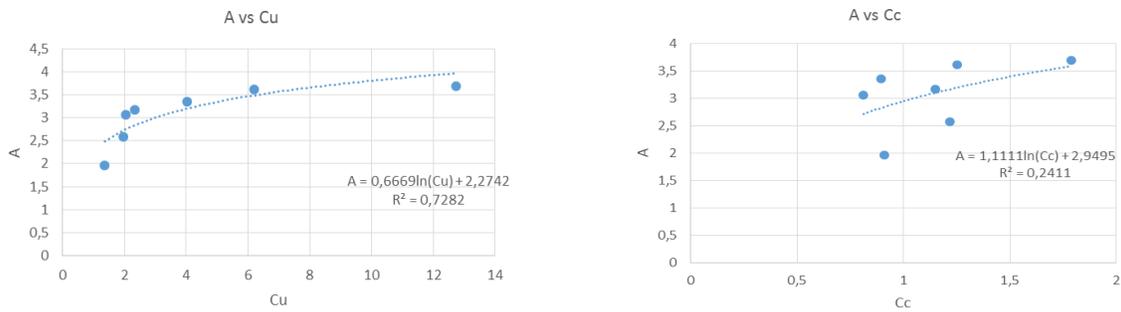


Figura 6-12. TRX Correlación con el coeficiente de uniformidad y curvatura, del coeficiente A de

la forma No Lineal $\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = A\sigma_3^B$.



El mejor ajuste del exponente B de la forma No Lineal $\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = A\sigma_3^B$ con los parámetros granulométricos D₆₀, D₅₀, D₃₀, y D₁₀ se presentan en la Figura 6-13 , y en la Figura 6-14 se presenta el mejor ajuste con los coeficientes de uniformidad y curvatura.

Figura 6-13. TRX Correlación con los parámetros granulométricos D_{60} , D_{50} , D_{30} y D_{10} , del

exponente B de la forma No Lineal $\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = A\sigma_3^B$.

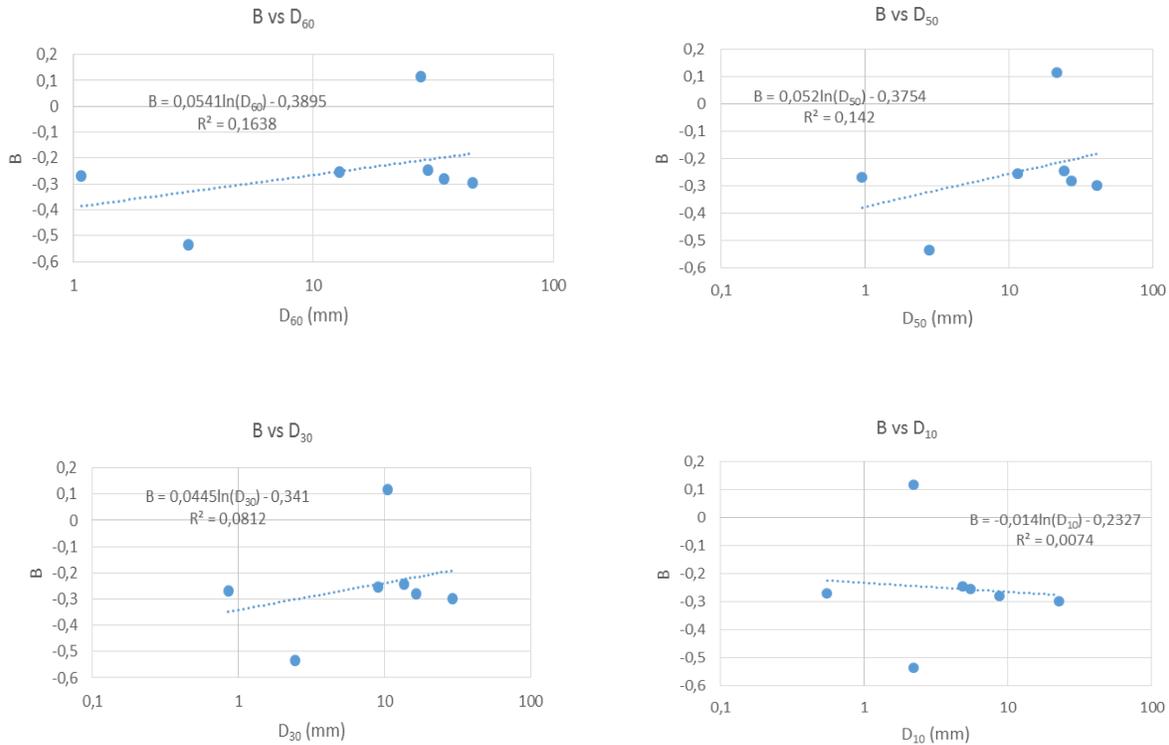
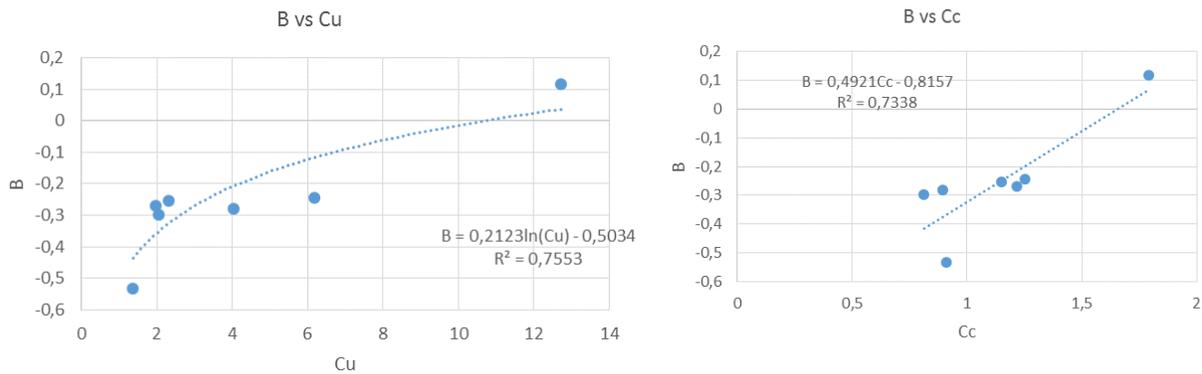


Figura 6-14. TRX Correlación con el coeficiente de uniformidad y de curvatura, del exponente B

de la forma No Lineal $\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = A\sigma_3^B$.



La mejor correlación del coeficiente A de la expresión $\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = A\sigma_3^B$ se da con el valor de D_{60} y con el coeficiente de uniformidad, mientras que la mejor correlación del exponente B se logra con los

coeficientes de uniformidad y de curvatura, mientras que con los diámetros característicos la correlación del exponente B es muy pobre.

- **Criterio (σ_1/P_a) vs (σ_3/P_a)**

El mejor ajuste del coeficiente A de la forma No Lineal $\frac{\sigma_1}{P_a} = A \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^B$ con los parámetros granulométricos D_{60} , D_{50} , D_{30} , y D_{10} se presentan en la Figura 6-15, y en la

Figura 6-16 se presenta el mejor ajuste con los coeficientes de uniformidad y curvatura.

Figura 6-15. TRX Correlación con los parámetros granulométricos D_{60} , D_{50} , D_{30} y D_{10} , del

coeficiente A de la forma No Lineal $\frac{\sigma_1}{P_a} = A \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^B$.

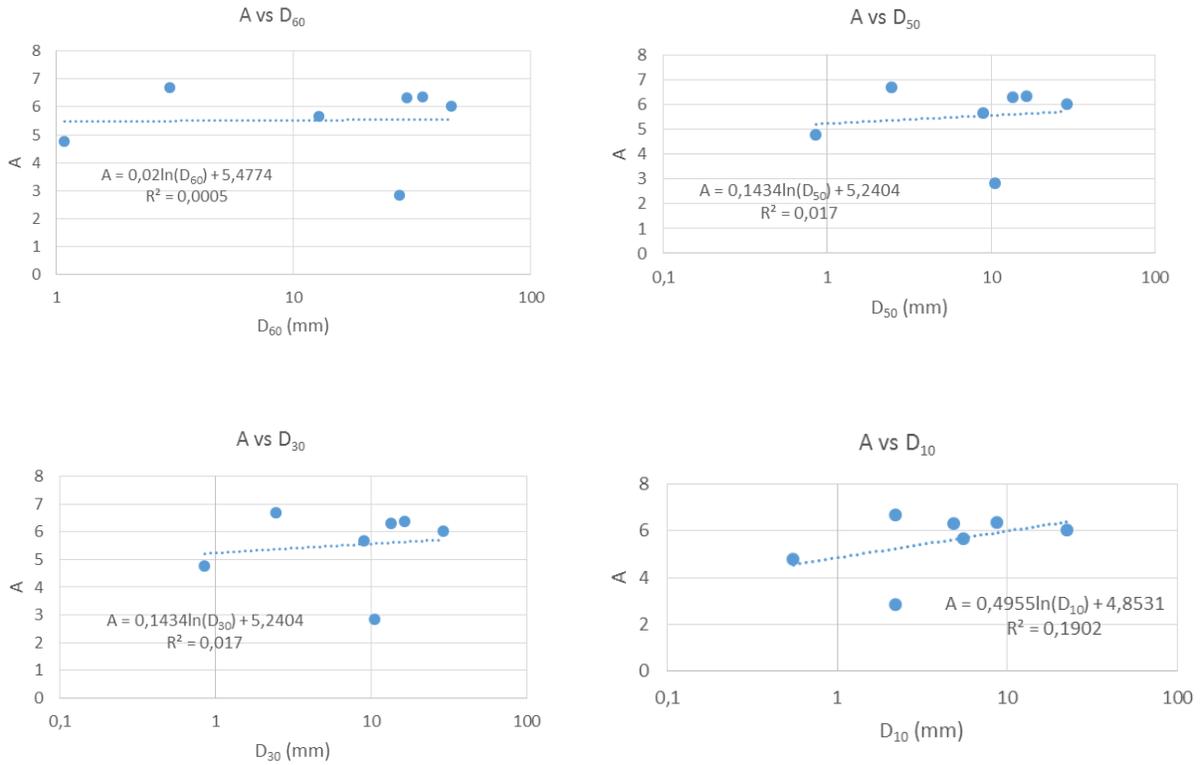
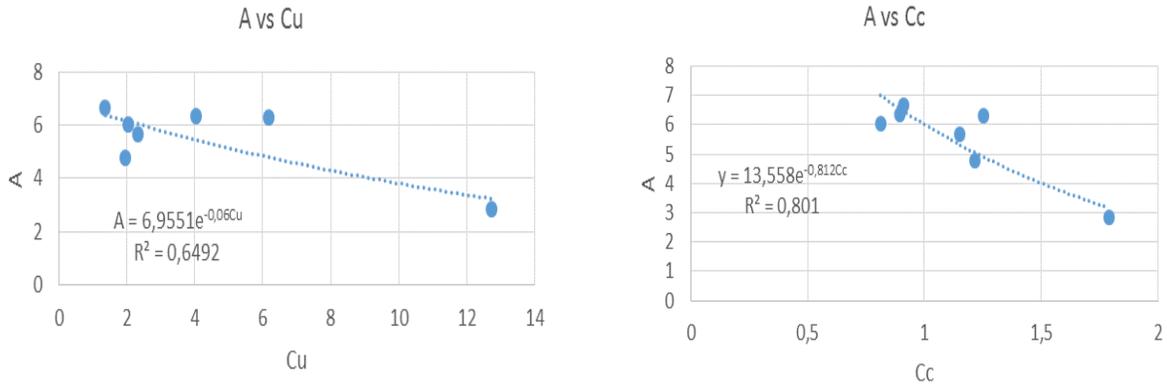


Figura 6-16. TRX Correlación con el coeficiente de uniformidad y de curvatura, del coeficiente A

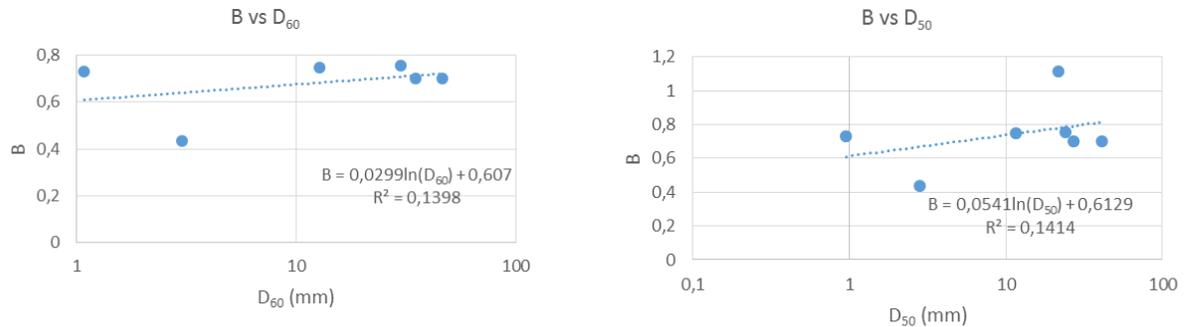
de la forma No Lineal $\frac{\sigma_1}{P_a} = A \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^B$.



El mejor ajuste del exponente B de la forma No Lineal $\frac{\sigma_1}{P_a} = A \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^B$ con los parámetros granulométricos D_{60} , D_{50} , D_{30} , y D_{10} se presentan en la Figura 6-17, y en la Figura 6-18 se presenta el mejor ajuste con los coeficientes de uniformidad y curvatura.

Figura 6-17. TRX Correlación con los parámetros granulométricos D_{60} , D_{50} , D_{30} y D_{10} , del

exponente B de la forma No Lineal $\frac{\sigma_1}{P_a} = A \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^B$.



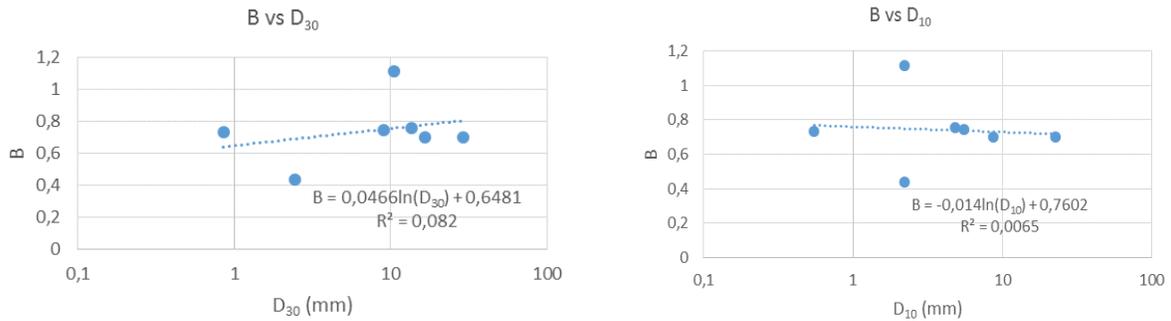
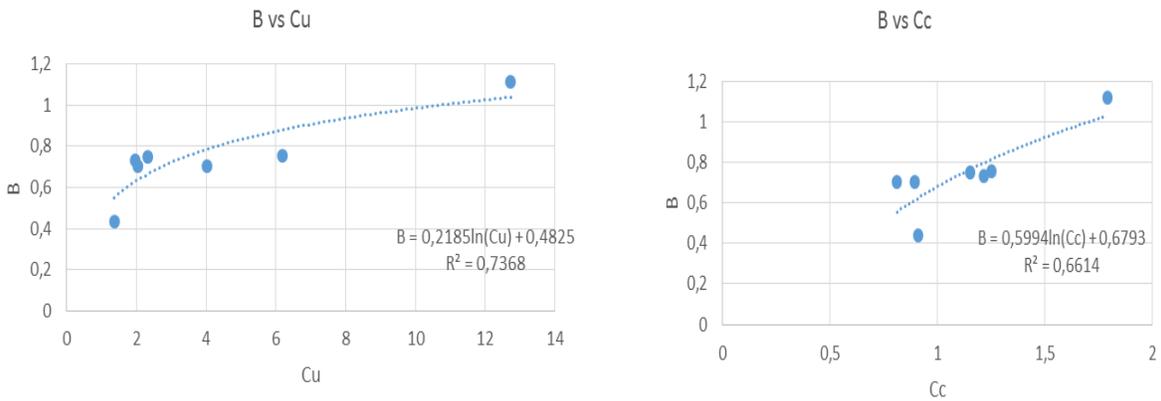


Figura 6-18. TRX Correlación con el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de curvatura, del exponente B de la forma No Lineal $\frac{\sigma_1}{P_a} = A \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^B$.



La mejor correlación del coeficiente A y el exponente B de la expresión $\frac{\sigma_1}{P_a} = A \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^B$ se da con los coeficientes de uniformidad y de curvatura, mientras que con los diámetros característicos la correlación del coeficiente A y el exponente B es muy pobre.

6.3.5 Resumen de la calidad de la correlación entre el coeficiente A y el exponente B de los distintos criterios de falla, con los parámetros granulométricos

La Tabla 6-8 presenta el valor del coeficiente de correlación para formulaciones que relacionan el coeficiente A y el exponente B con los parámetros granulométricos, y sustenta las tendencias arriba presentadas.

Tabla 6-8. Coeficientes de determinación de formulaciones entre el coeficiente A y el exponente B de los distintos criterios de falla, con parámetros granulométricos.

CRITERIO	PAR.	COEFICIENTE DE DETERMINACIÓN (R ²)					
		D ₆₀	D ₅₀	D ₃₀	D ₁₀	Cu	Cc
$\sigma_1 = A\sigma_3^B$	A	0.5978	0.5633	0.4691	0.1365	0.7282	0.2411
	B	0.1637	0.1419	0.0811	0.0074	0.7559	0.6654
$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = A\sigma_3^B$	A	0.5978	0.5633	0.4691	0.1469	0.7282	0.2411
	B	0.1638	0.142	0.0812	0.0074	0.7553	0.7338
$\frac{\sigma_1}{P_a} = A \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^B$	A	0.0005	0.017	0.017	0.1902	0.6492	0.801
	B	0.1398	0.1414	0.082	0.0065	0.7368	0.6614

6.3.6 Formulación recomendada para calcular el coeficiente A y el exponente B de los distintos criterios de falla con base en los parámetros granulométricos

Con base en los valores presentados en la Tabla 6-8 se recomiendan las ecuaciones mostradas en la Tabla 6-9 para los distintos criterios de falla.

Tabla 6-9. Formulación recomendada para calcular el coeficiente A y el exponente B para los distintos criterios de falla con base en los parámetros granulométricos.

CRITERIO	ECUACIÓN
$\sigma_1 = A\sigma_3^B$	$\sigma_1 = (0.3308 * \ln(D_{60}) + 2.2221) * \sigma_3^{(0.2123 * \ln(Cu + 0.4967))}$
$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = A\sigma_3^B$	$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = (0.3308 * \ln(D_{60}) + 2.2221) * \sigma_3^{(0.2123 * \ln(Cu - 0.5034))}$
$\frac{\sigma_1}{P_a} = A \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^B$	$\frac{\sigma_1}{P_a} = 6.9551 * e^{-0.06Cu} * \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^{0.2185 * \ln(Cu) + 0.4285}$

6.3.7 Correlación entre la fricción y la cohesión obtenida de los resultados de los ensayos triaxiales, con parámetros granulométricos

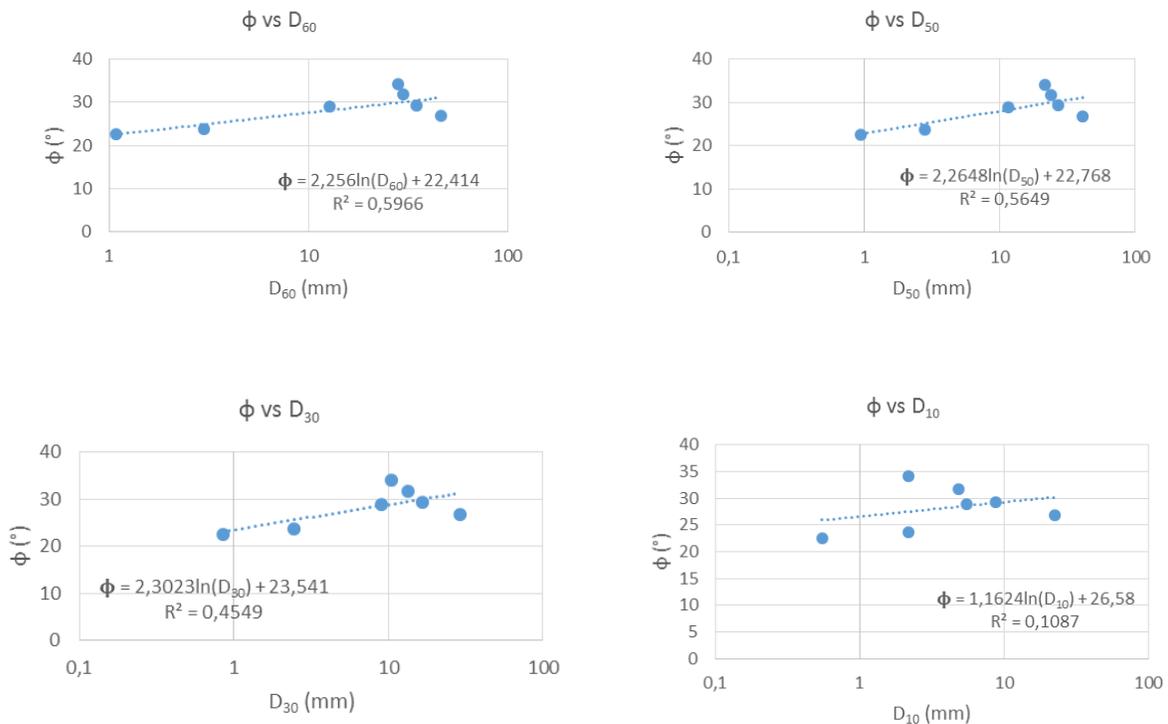
A partir de la curva granulométrica de cada material ensayado fue posible encontrar parámetros físicos como los diámetros característicos (D_{60} , D_{50} , D_{30} y D_{10}), al igual que el coeficiente de uniformidad (C_u) y coeficiente de curvatura (C_c).

Con los datos hallados, se graficaron curvas que correlacionan diferentes parámetros geomecánicos, con los parámetros físicos encontrados con las curvas granulométricas. En primer lugar, se presentan las correlaciones que permiten obtener los parámetros de resistencia al corte, ángulo de fricción interna (ϕ) y cohesión (C), a partir los parámetros físicos.

6.3.7.1 Correlaciones ángulo de fricción y parámetros granulométricos

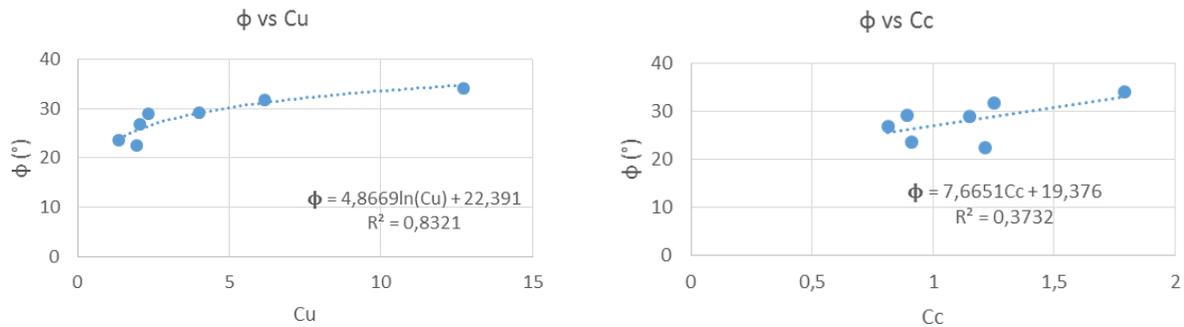
Las correlaciones entre el ángulo de fricción del material y los tamaños característicos D_{60} , D_{50} , D_{30} y D_{10} se presentan en la Figura 6-19. En la Figura 6-20 se presentan las correlaciones con el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de curvatura.

Figura 6-19. TRX Correlación del ángulo de fricción con D_{60} , D_{50} , D_{30} y D_{10} .



Los resultados de las correlaciones entre el ángulo de fricción y los diámetros característicos D_{60} , D_{50} , D_{30} , y D_{10} , indican que la calidad de la correlación disminuye con la disminución en el diámetro, es decir, la correlación generada para el D_{60} es la más exacta y puede calificarse como aceptable, y para el D_{10} la menos exacta y puede calificarse como pobre, mientras que para los otros dos diámetros el valor es intermedio. La secuencia de variación del coeficiente de correlación con la disminución en el diámetro sugiere que los ensayos y las conclusiones que de ellos se deriven son válidos.

Figura 6-20. TRX Correlación del ángulo de fricción con el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de curvatura.

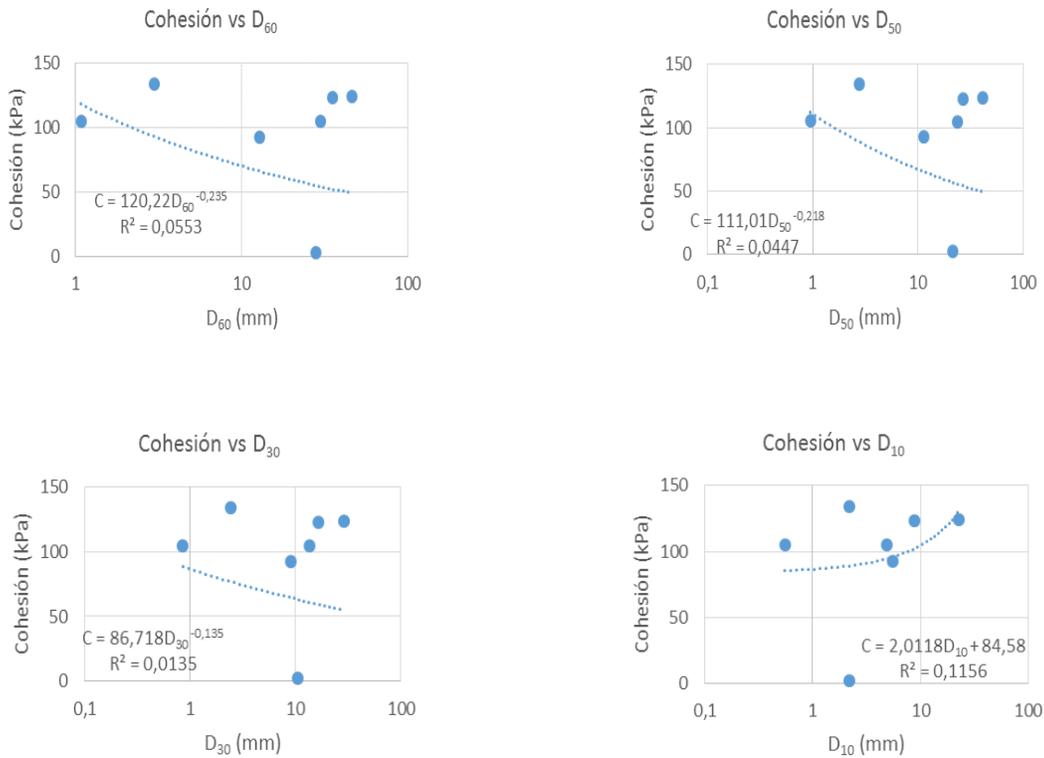


El índice de correlación para la formulación entre el ángulo de fricción y el coeficiente de uniformidad es bueno mientras que con el coeficiente de curvatura es bajo, sugiriendo que para los materiales ensayados esta última formulación no es apropiada.

6.3.7.2 Correlaciones cohesión y parámetros granulométricos

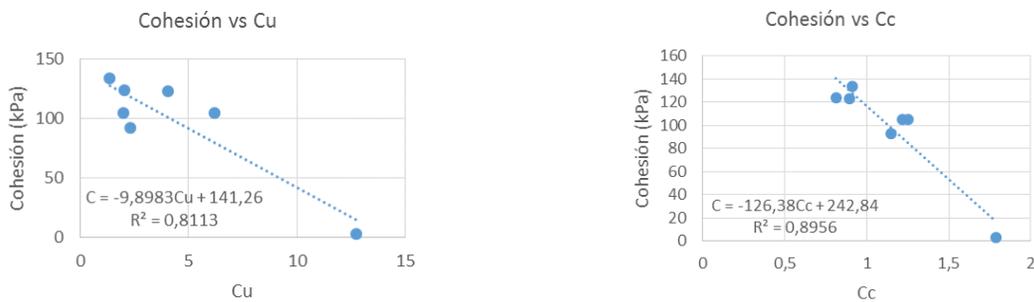
Las correlaciones entre la cohesión del material y los tamaños característicos D_{60} , D_{50} , D_{30} y D_{10} se presentan en la Figura 6-21. En la Figura 6-22 se presentan las correlaciones con el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de curvatura.

Figura 6-21. TRX Correlación de la cohesión con D_{60} , D_{50} , D_{30} y D_{10} .



Los coeficientes de correlación para las formulaciones entre la cohesión y los diámetros característicos D_{60} , D_{50} , D_{30} , y D_{10} , indican que la calidad de la correlación es muy pobre y muy similar entre sí para los distintos diámetros.

Figura 6-22. TRX Correlación de la cohesión con el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de curvatura.



El valor del coeficiente de correlación para las formulaciones que relacionan la cohesión y los coeficientes de uniformidad y curvatura es bueno y muy similar entre sí.

6.3.7.3 Resumen de los coeficientes de correlación para las formulaciones que relacionan el ángulo de fricción y la cohesión establecidos con los ensayos triaxiales, con los parámetros granulométricos.

La Tabla 6-10 presenta el valor del coeficiente de correlación para formulaciones que relacionan los parámetros de resistencia del criterio de falla de Mohr Coulomb con los parámetros granulométricos, y sustenta las tendencias arriba presentadas.

Tabla 6-10. TRX Coeficientes de determinación de formulaciones entre los parámetros de resistencia del criterio de falla de Mohr Coulomb, con parámetros granulométricos.

PARÁMETRO DE RESISTENCIA	COEFICIENTE DE DETERMINACIÓN (R ²)					
	D ₆₀	D ₅₀	D ₃₀	D ₁₀	Cu	Cc
Fricción	0.5966	0.5649	0.4549	0.1087	0.8321	0.3732
Cohesión	0.0553	0.0447	0.0135	0.1156	0.81130	0.8956

6.3.7.4 Formulación recomendada para calcular el ángulo de fricción y la cohesión con base en los parámetros granulométricos.

Con base en los valores presentados en la Tabla 6-10, se recomiendan las ecuaciones mostradas en la Tabla 6-11 para calcular los valores de fricción y cohesión correspondientes a los ensayos triaxiales.

Tabla 6-11. TRX Formulación recomendada para calcular el ángulo de fricción y la cohesión, con base en los parámetros granulométricos.

PARÁMETRO DE RESISTENCIA	ECUACIÓN
Fricción	$\phi = 2,256 * \ln(D_{60}) + 22,414$ $\phi = 4,8669 * \ln(Cu) + 22,391$
Cohesión (kPa)	$C = -9,8983 * Cu + 141,26$ $C = -126,38 * Cc + 242,84$

6.4 Enfoque Bimsoil para estimación de los parámetros de resistencia

Se han propuesto diferentes formulaciones para establecer o calcular los parámetros cohesión y ángulo de fricción interna de un suelo conformado por bloques en matriz. En los antecedentes, Capítulo 2, se presenta el enfoque bimrock/bimsoil como una opción recomendada en la literatura para calcular estos parámetros. A continuación, se presenta una modificación al enfoque bimrock/bimsoil actualmente utilizado, la cual será utilizada en este trabajo.

La teoría de los bimsoil establece que el comportamiento de los materiales conformados por la combinación de matriz y bloques de roca, se fundamenta en la proporción entre matriz y bloques. Dos aspectos son fundamentales en este enfoque: primero, que dimensión de las partículas que conforman el material son bloques y que dimensión corresponde a matriz, y segundo, cuando el material se comporta como un suelo, o como un macizo rocoso, o cuando como una masa en la que la presencia de bloques de roca aporta a la resistencia.

De acuerdo al estado de desarrollo de este enfoque, cuando la proporción volumétrica de bloques, o VBP por sus siglas en inglés, es inferior al 25%, el material debe ser estudiado con base en la mecánica de suelos según el tipo de matriz; si el porcentaje volumétrico de bloques es superior al 75%, el volumen debe ser estudiado como si la masa fuera un macizo rocoso. Cuando la proporción volumétrica se encuentra en el rango entre el 25% y el 75%, los bloques aportan a la resistencia de la geomasa.

Con respecto a la dimensión límite entre matriz y bloques, se ha propuesto que este límite es un porcentaje de la Longitud Característica o de Interés, L_c , la cual depende del proyecto analizado. Por ejemplo, en el caso de una fundación, ésta sería el ancho de la cimentación. Para un ensayo de corte directo o triaxial, la longitud característica sería el lado de la caja de corte o el diámetro de la muestra, respectivamente.

Conforme a esta metodología, la matriz está conformada por partículas cuyo diámetro no exceda el 5% de la longitud característica. Sin embargo, no se encuentra en la literatura un fundamento físico para la dimensión indicada.

Bajo el criterio de que esta dimensión debe ser definida por el comportamiento del suelo y no por la dimensión máxima de partícula, se propone una metodología diferente para determinar la

dimensión que separa los bloques de la matriz. Para ello, se recurre a la definición de bimrock, en donde se establece que la matriz se encuentra conformada por toda partícula menor que impide el contacto entre partículas mayores, es decir, en tales casos las partículas mayores no aportan a la resistencia porque no entran en contacto entre ellos.

Con base en este concepto, y como en el caso de la definición de matriz para binrocks, en la modificación propuesta la dimensión límite entre bloque y matriz varía de un caso al otro, pero a diferencia del enfoque original, no depende del tamaño máximo, o de la estructura a diseñar y construir, sino que se orienta a identificar una dimensión máxima de partícula que corresponde a un tamaño que incide en el comportamiento del suelo porque aísla las partículas de mayor tamaño, restringiendo su aporte a la resistencia.

Definiendo que matriz se refiere a las partículas que rodean las partículas mayores evitando que ellas entren en contacto, entonces se propone que el tamaño máximo de matriz corresponde al tamaño en el cual la sumatoria del área superficial de las partículas mayores es igual a la sumatoria del área diametral de las partículas menores. Esto requiere conocer tanto el número de partículas correspondientes a cada tamaño como su forma. Debido a la imposibilidad de establecer estos parámetros se realizaron las siguientes suposiciones. Se asumió que el suelo se encuentra conformado por esferas y que su densidad es la misma. De esta manera, conociendo por el análisis granulométrico la masa de suelo que corresponde a un tamaño, puede conocerse el número de partículas que la integran.

De acuerdo con la definición presentada anteriormente, es posible establecer el área volumétrica y el área diametral para cada tamaño. Además, haciendo uso de una hoja de cálculo, es posible calcular la sumatoria acumulada de las áreas volumétricas y diametrales, la primera variando de tamaño mayor a menor y la segunda en sentido inverso. Al graficar estos valores, el punto de intersección de ambas magnitudes corresponde a la dimensión que separa bloques de matriz.

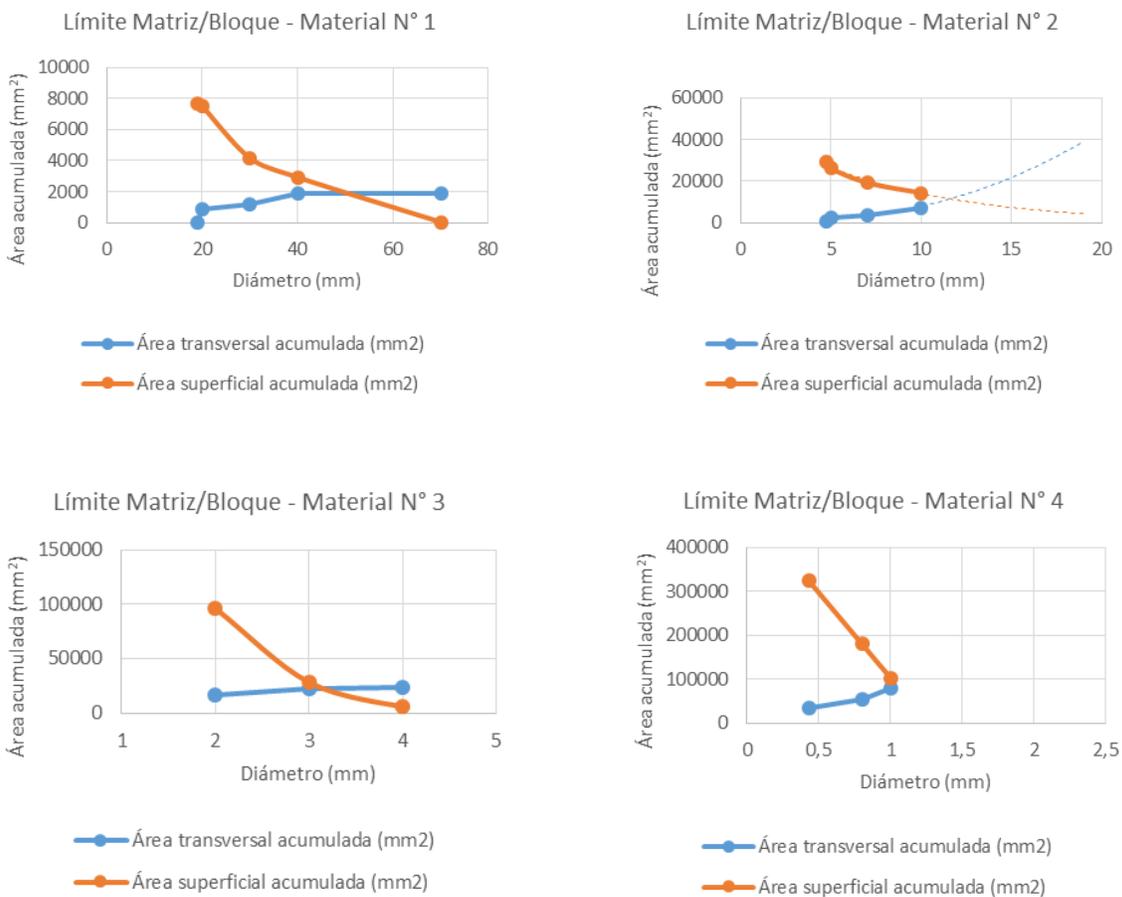
Este enfoque tiene limitantes difíciles de ser subsanadas, debido a la aleatoriedad de la estructura de la masa natural y de la forma de las partículas y su densidad. Una de ellas es que el grupo de esferas siempre tendrá vacíos entre partículas adyacentes, independientemente si se logra alcanzar la acomodación óptima. Algo similar ocurre con el área transversal de las partículas que conforman la matriz, ya que, al asumirse circulares, quedan vacíos libres entre granos adyacentes, los cuales no hay manera de tenerse en cuenta.

En una masa de suelo real posiblemente estas limitaciones no son tan pronunciadas, pues todas las partículas presentan diferentes dimensiones, lo que les permitirá ajustarse entre sí en un arreglo más denso, es decir, su distribución dependerá de la estructura y densidad del volumen de suelo.

A pesar de las dificultades mencionadas, la metodología propuesta tiene sus bondades, fundamentalmente que la dimensión o diámetro que separa la matriz de los bloques está en función de la granulometría del material de interés.

En la Figura 6-23 se presentan las curvas utilizadas en el cálculo de la dimensión límite entre matriz y bloque para los Materiales N° 1 a N° 8 mientras que en la Tabla 6-12 se resumen estos resultados.

Figura 6-23. Dimensión límite entre matriz y bloques para Materiales N° 1 a N° 8.



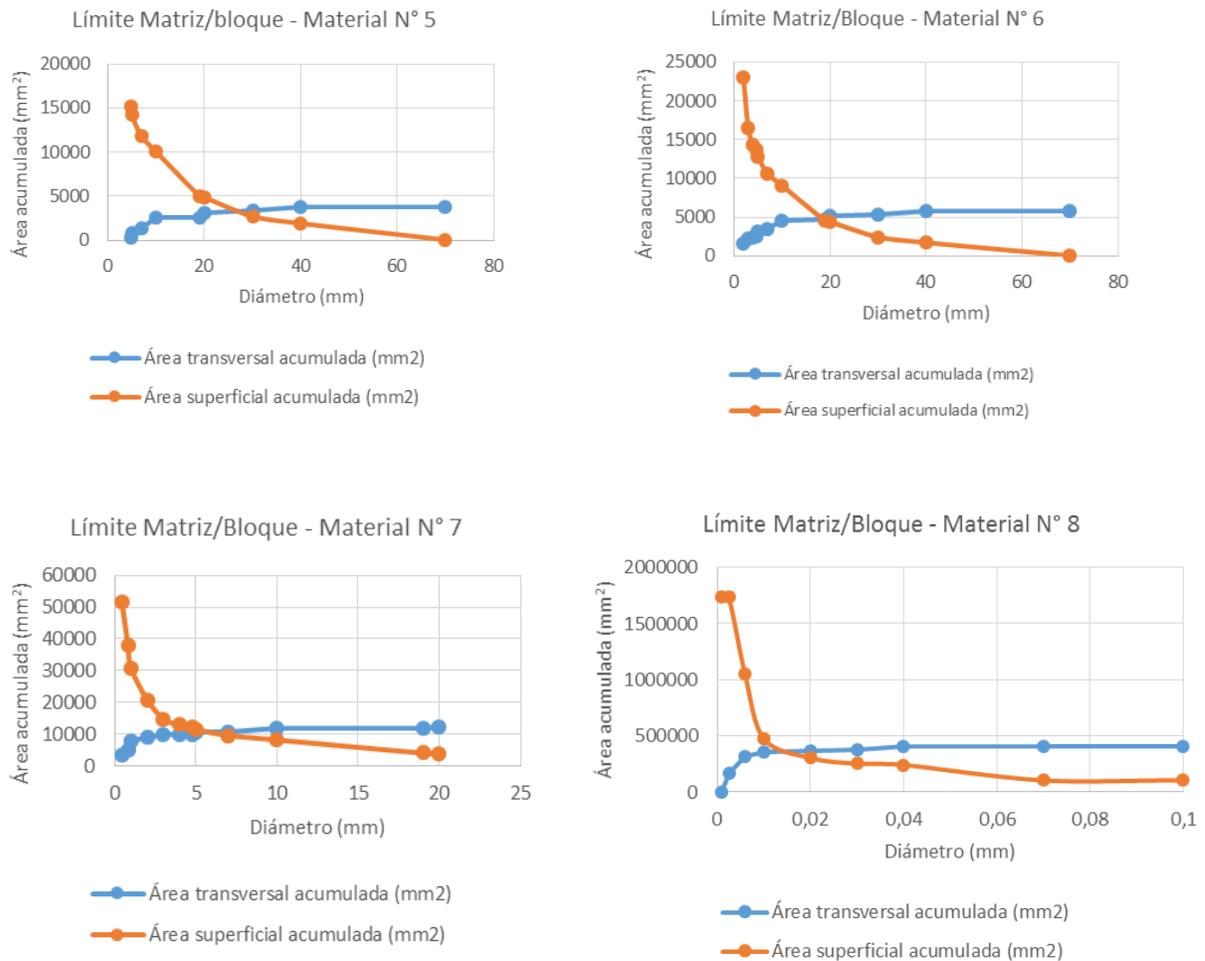


Tabla 6-12. Dimensión límite matriz/bloque para Materiales N° 1 a N° 8.

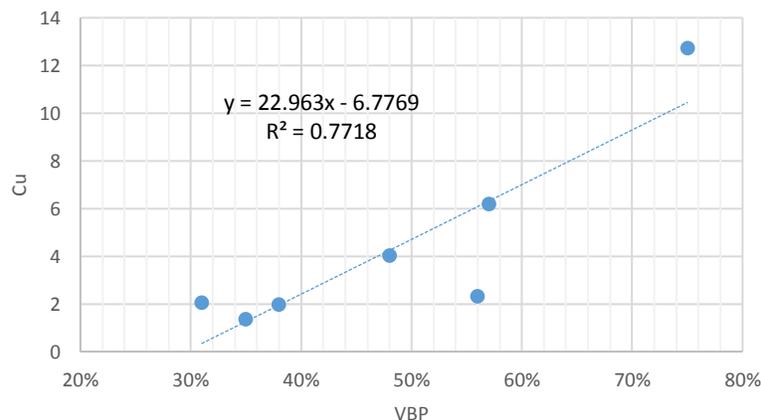
Mat N°	Convención	Descripción granulométrica	Dimensión límite matriz/Bloque (mm)	VBP %	Cu
1	Retenido #3/4	Grava gruesa	50	31	2.04
2	Retenido #4	Grava fina	12	56	2.33
3	Retenido #10	Arena gruesa	3.15	35	1.36
4	Retenido #40	Arena media	1.1	38	1.96
5	Retenido #3/4+#4	Gravas	28	48	4.02
6	Retenido #3/4+#4+#10	Gravas y arena gruesa	20	57	6.19

Mat N°	Convención	Descripción granulométrica	Dimensión límite matriz/Bloque (mm)	VBP %	Cu
7	Retenido #3/4+#4+#10+#40	Gravas y arenas	7	75	12.73
8	Pasa 3"	Gravas con arenas y trazos de finos	0.013	95	82.76

La magnitud de la proporción volumétrica de bloques para cada granulometría se encuentra asociado al rango de tamaños incluida en ella y a la dimensión o diámetro que marca el límite entre matriz y bloque. Es decir, el incluir tamaños menores induce la ampliación del rango de tamaños y reduce la dimensión de las partículas que hacen parte de la matriz, lo que hace que, en general, a mayor rango de tamaño y a menor límite, mayor es el contenido de bloques de roca. Este comportamiento puede observarse en la Tabla 6-12. De la misma manera, puede observarse en ella una tendencia a que el valor del coeficiente de uniformidad (Cu) aumente con el aumento en el valor de la proporción volumétrica de bloques (VBP).

Empleando los parámetros establecidos para las granulometrías correspondientes a los distintos materiales, se estudió también una relación entre la proporción volumétrica de bloques y el coeficiente de uniformidad, como se muestra en la Figura 6-24.

Figura 6-24. Correlación entre proporción volumétrica de bloques y el coeficiente de uniformidad.



Debido a la diferencia de comportamiento identificado entre los resultados de los ensayos triaxiales y de corte directo, el cual se sustentó en la diferencia de densidades, se presenta a

continuación la estimación de los parámetros de resistencia con base en los resultados de ambos tipos de ensayo.

6.4.1 Enfoque Bimrock para resultados de corte directo

Los parámetros de resistencia obtenidos de los ensayos de corte directo, el tamaño límite entre matriz y bloque y la proporción volumétrica de bloques para las distintas granulometrías se presentan en la Tabla 6-13, mientras que las correlaciones entre el ángulo de fricción y la cohesión con la proporción volumétrica de bloques se presentan en la c respectivamente.

Estas correlaciones pueden utilizarse para materiales que exhiban densidades del orden de 23kN/m^3 .

Tabla 6-13. CD Parámetros de resistencia, Bimrock, y Cu para Materiales N° 1 a N° 8.

Mat N°	Granulometría	Diámetro límite Matriz/Bloque (mm)	VBP (%)	ϕ (°)	c (kPa)	Cu
1	Retenido 3/4"	50	31	53.75	186.25	2.04
2	Retenido #4	12	56	48.31	95.21	2.33
3	Retenido #10	3.15	35	38.35	110.70	1.36
4	Retenido #40	1.1	38	37.76	75.27	1.96
5	Retenido #3/4+#4	28	48	54.65	110.18	4.02
6	Retenido #3/4+#4+#10	20	57	51.73	120.34	6.19
7	Retenido #3/4+#4+#10+#40	7	75	50.20	165.21	12.73
8	Pasa 3"	0.013	95	50.69	119.19	82.76

Las gráficas de la izquierda en la Figura 6-25 y en la Figura 6-26 incluyen los materiales N° 1 y N° 8, mientras que las de la derecha no los incluyen.

Figura 6-25. CD Relación entre ángulo de fricción y VBP.

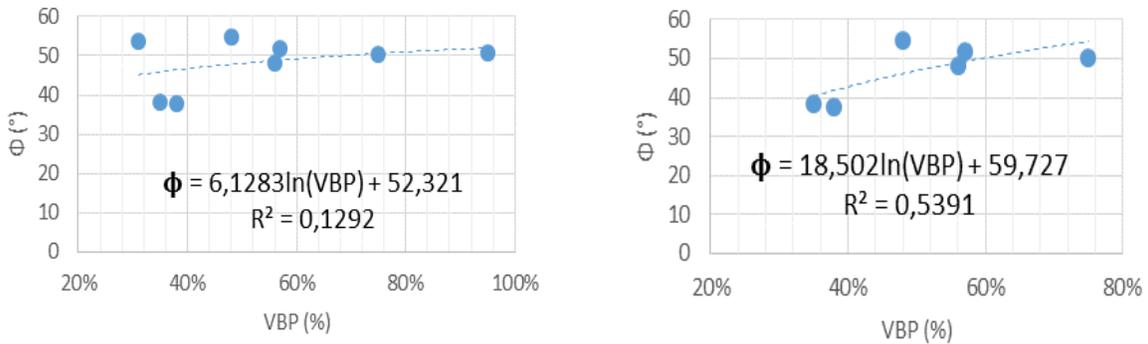
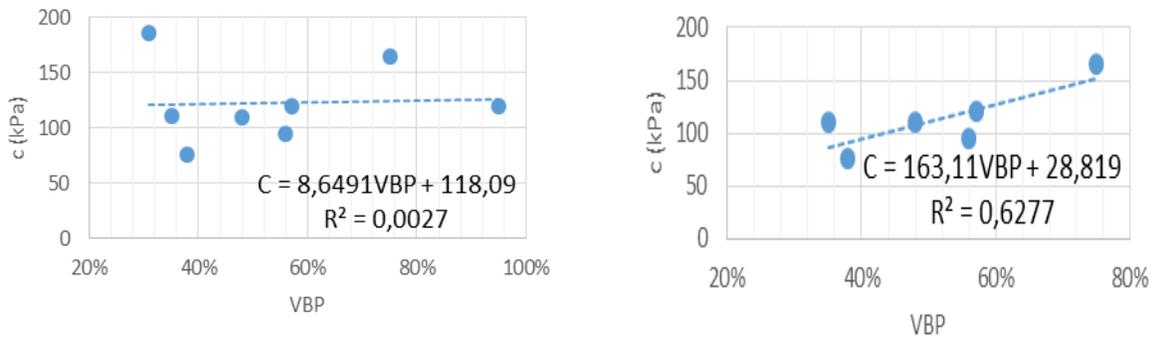


Figura 6-26. CD Relación entre cohesión y VBP.

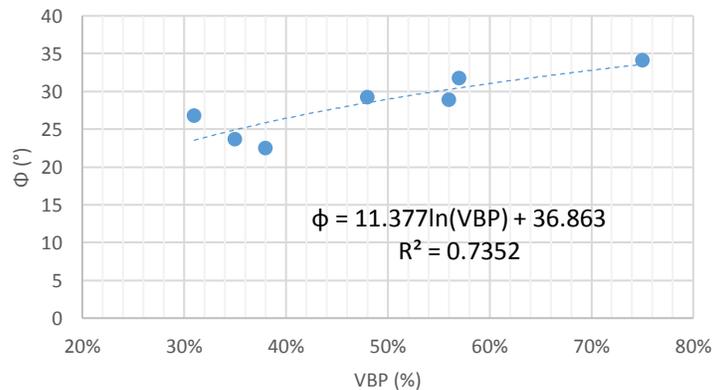


6.4.2 Enfoque Bimrock para resultados de ensayo triaxial

Habiendo definido la dimensión límite entre matriz y bloques, y por ende la proporción volumétrica de bloques de roca (VBP), es posible proponer correlaciones de este parámetro con el ángulo de fricción y la cohesión obtenidos en los ensayos triaxiales (véase Tabla 6-14). Estas correlaciones se muestran en la Figura 2-27 para el ángulo de fricción y en la Figura 6-28 para la cohesión.

Tabla 6-14. TRX Parámetros de resistencia, VBP, y Cu para Materiales N° 1 a N° 7.

Material N°	Diámetro límite matriz/bloque (mm)	VBP %	ϕ (°)	C (kPa)	Cu
1	50	31	26.80	123.91	2.04
2	12	56	28.94	92.44	2.33
3	3.15	35	23.71	133.90	1.36
4	1.1	38	22.52	105.01	1.96
5	28	48	29.26	122.88	4.02
6	20	57	31.78	104.81	6.19
7	7	75	34.14	2.66	12.73

Figura 6-27. TRX Correlación ángulo de fricción interna vs proporción volumétrica de bloques.**Figura 6-28.** TRX Correlación proporción volumétrica de bloques vs cohesión.

En el caso de los ensayos triaxiales las correlaciones propuestas para los parámetros de resistencia al corte (ángulo de fricción y cohesión) por el enfoque de los bimrocks y utilizando parámetros granulométricos como el coeficiente de uniformidad, presentan un comportamiento similar. En ambos casos el ángulo de fricción tiende a aumentar con la proporción volumétrica de bloques (VBP) mientras que el valor de la cohesión tiende a disminuir

7 Capítulo 7. Conclusiones

Las propiedades mecánicas de depósitos de suelo aluvial grueso granular son de interés porque depósitos de este tipo de material constituyen frecuentemente en el cual se desarrollan proyectos civiles y mineros, los cuales necesitan de ellos para diseñar las intervenciones. Existe deficiencia en el conocimiento de estas propiedades mecánicas debido a la dificultad técnica y los altos costos que conlleva realizar ensayos de laboratorio sobre muestras representativas o ensayos in situ sobre volúmenes de material inalterado.

El estudio de antecedentes de medición de propiedades mecánicas de materiales conformados por partículas gruesas en una matriz de materiales más finos muestra una tendencia a extrapolar los resultados de ensayos sobre muestras de pequeñas dimensiones que involucran solo la fracción de menor tamaño, denominada como matriz, y desconocer el efecto que sobre la resistencia tenga la presencia de partículas de mayores dimensiones.

Con el propósito de estudiar el comportamiento mecánico de suelos grueso granulares de origen aluvial, es necesario entender la historia de su conformación, la cual está en continua evolución. En consecuencia, con el paso del tiempo, la granulometría y densidad del depósito, son continuamente modificadas, generalmente por procesos naturales.

En el caso del material objetivo de este estudio, se propone que es posible asociar sus características físicas, como composición granulométrica y densidad in situ, las cuales son una consecuencia de la geología de la cuenca y la génesis del depósito, con la resistencia del depósito.

El valor de los parámetros de resistencia establecidos con base en los resultados de los ensayos de campo muestra una tendencia similar al valor de los parámetros definidos con base en los resultados de los ensayos de laboratorio, aunque no son iguales en magnitud. Esta tendencia es a ser altamente dilatante a bajas tensiones de confinamiento, propiedad que disminuye con el

incremento de las mismas y la disminución de la densidad. Se considera que la diferencia en la magnitud de los parámetros obedece fundamentalmente a la heterogeneidad de las geomاسas in situ.

A partir de la conclusión anterior se propone entonces que, ante la variabilidad del suelo en su estado natural, es más práctico caracterizar apropiadamente las características físicas del depósito in situ, y utilizar formulaciones que relacionan estas características y los parámetros de resistencia, que realizar ensayos in situ para establecer estos parámetros.

Con base en los resultados de la componente experimental y actividades de documentación realizado durante este trabajo de investigación, se propuso formulaciones para establecer los parámetros que representan el comportamiento mecánico de depósitos aluviales grueso granulares. Las formulaciones generadas de los ensayos de corte directo y triaxiales pueden ser empleadas en diseños preliminares para representar el comportamiento de materiales aluviales grueso granulares in situ y remoldeados, siempre y cuando se dé la debida consideración a la correspondencia granulométrica y de densidad. Ellas también pueden emplearse para estimar parámetros de resistencia para suelos con granulometrías que incluyan tamaños mayores si, primero, las curvas granulométricas de los materiales aquí ensayados corresponden a curvas homotéticas de las granulometrías de interés, y segundo, las densidades son similares.

Con base en el trabajo realizado y en los equipos desarrollados se ha complementado la infraestructura física mínima necesaria para ser utilizada por los integrantes de un área de investigación en Bimrocks que se ha implementado en el área de geotecnia del Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Minas, Universidad Nacional de Colombia sede Medellín. Con los resultados de los trabajos a desarrollar allí en el futuro inmediato y a mediano plazo se espera generar la información necesaria para mejorar los productos de este trabajo.

Influencia de la geología de la cuenca.

La geología de la cuenca se ve representada en la litología de las partículas que conforman un depósito y en su composición granulométrica. En general las litologías de mayor resistencia se ven representadas en las partículas de mayor tamaño mientras que las más débiles aportan mayoritariamente a las partículas más finas. Cuando en una cuenca existen litologías de resistencias contrastantes, se configuran geomاسas conformadas por partículas mayores de

resistencia alta envueltas en una matriz de partículas más débiles. De esta manera la coexistencia o no de litologías de materiales que exhiben resistencia contrastante, la abundancia relativa de cada una de ellas, la distancia del depósito a la fuente de las distintas partículas, y el tiempo, inciden en el comportamiento mecánico del depósito.

Influencia de la génesis del depósito.

El comportamiento mecánico de un depósito es influido por aspectos como homogeneidad, isotropía y estructura. A su vez estas características están asociadas al evento o secuencia de eventos que dieron origen a su formación. En consecuencia, el comportamiento mecánico del depósito se encuentra asociado a su génesis.

Comportamiento mecánico.

Como ya se mencionó, la conformación de las probetas utilizadas para la realización del trabajo experimental llevado a cabo en laboratorio durante esta investigación consideró principalmente granulometría del material y densidad de la probeta. Inicialmente se realizaron los ensayos de corte directo y posteriormente los triaxiales. En el primer caso, por las dimensiones de la muestra, la disponibilidad de espacio y por la robustez de los equipos que contenían la muestra, se utilizó un compactador tipo canguro, único medio con el que se pudo alcanzar en ellas densidades del orden de 23kN/m^3 , las cuales corresponden al material in situ. Para los ensayos triaxiales la susceptibilidad a rasgarse de la membrana que contiene la muestra restringió el uso de equipos robustos pudiéndose emplear solo el apisonado de capas delgadas, método que permitió alcanzar densidades del orden de 20kN/m^3 .

Los resultados de los ensayos reflejan el efecto de la granulometría y densidad de la geomasa sobre aspectos como dilatancia, cohesión y fricción, y por ende sobre el comportamiento mecánico del volumen de material.

Las magnitudes de los ángulos de fricción y cohesión medidos en los ensayos de corte directo y triaxial presentan diferencias y tendencias que reflejan variabilidad en comportamientos.

La comparación de los resultados obtenidos por los dos tipos de ensayo muestra una mayor resistencia friccionante medida en los ensayos de deformación plana o corte directo, que en los ensayos triaxiales. Aunque de estudios previos se conoce que el ángulo de fricción de arenas densas medido en ensayos de deformación plana (plane strain) es mayor en 4° a 9° al medido

en ensayos triaxiales, y en el caso de arenas sueltas la diferencia es de 2° a 4° (Holtz and Kovacs, 1981), el tipo de ensayo no justifica por si solo la magnitud de diferencia en resistencia entre los materiales. La explicación de esta diferencia, la cual varía entre 15° y 20°, entonces se debe a la diferencia de densidades. En el caso de suelos de mayor densidad parte de la resistencia se puede explicar en su comportamiento dilatante.

Tomando como referencia el valor de ángulo de fricción del material retenido por el tamiz $\frac{3}{4}$ ", la adición de tamaños menores tiene efecto diferente en los resultados de los ensayos triaxiales a los de corte directo. Mientras que en los ensayos triaxiales el ángulo de fricción aumenta progresivamente del valor correspondiente al retenido por el tamiz $\frac{3}{4}$ ", desde 26.8° hasta 34.14°, en los ensayos de corte directo la tendencia es inversa, disminuyendo de 53.75° a 50.20°. Este comportamiento puede explicarse en la forma como incide la fracción de tamaño menor en el comportamiento de la estructura del suelo. En los ensayos triaxiales, muestras de menor densidad, los tamaños menores generan estabilidad en la muestra, contrario a lo que ocurre en los ensayos de corte directo, muestras de mayor densidad, donde los tamaños menores se presume se comportan como rellenos que permiten la rotación y el desplazamiento de las partículas mayores.

Tanto en los ensayos triaxiales como en los ensayos de corte directo el ángulo de fricción de los tamaños mayores es superior al ángulo de fricción de los tamaños menores, exhibiendo una misma tendencia en la tasa de cambio del parámetro.

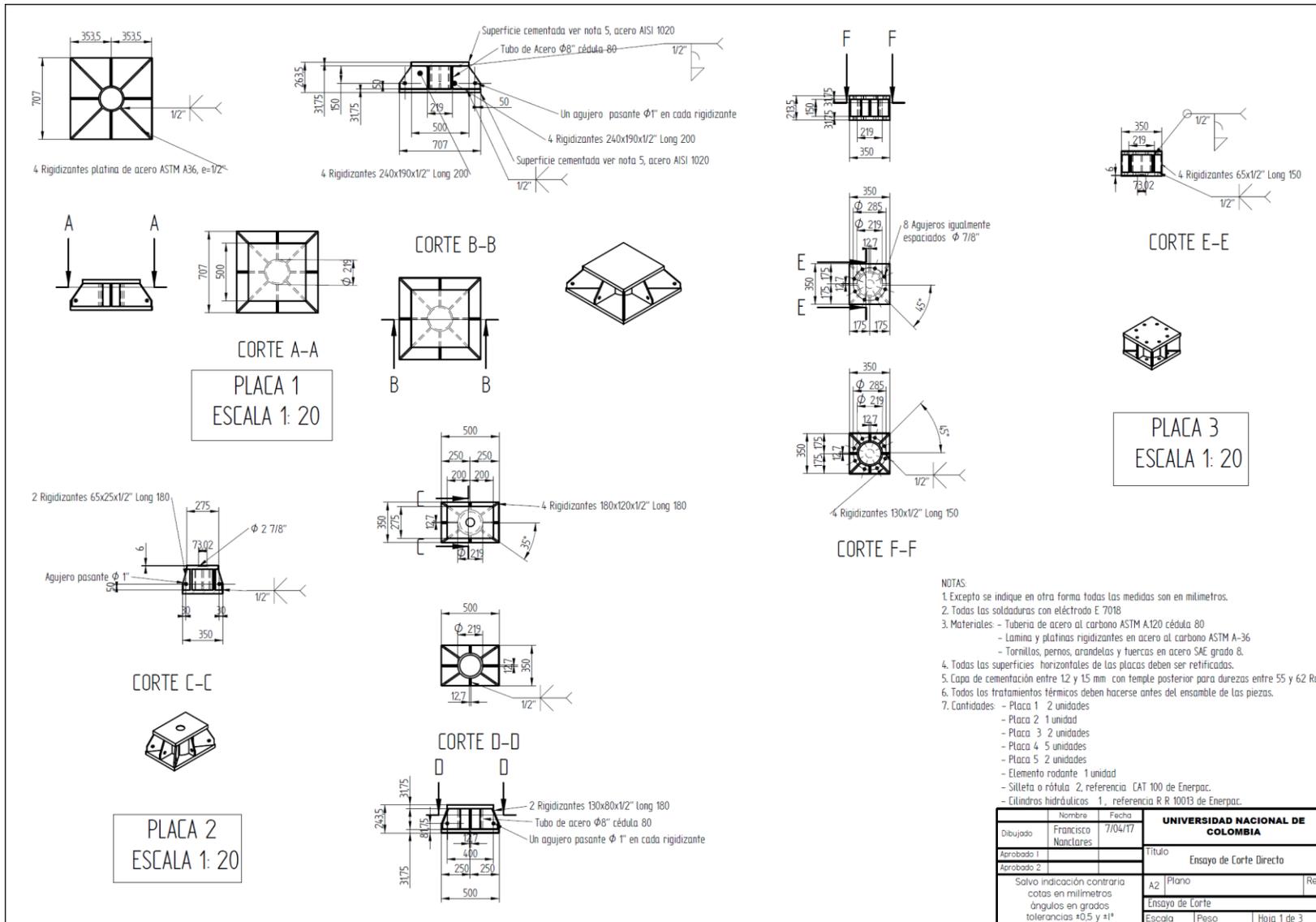
La cohesión exhibe un patrón errático, con algunos valores lógicos. La grava gruesa (retenido tamiz $\frac{3}{4}$ ") presenta una cohesión alta en los dos ensayos. En el caso de los ensayos triaxiales, la cohesión disminuye con la adición de tamaños menores, a una tasa baja al adicionar grava fina y arena gruesa, y de manera considerable y repentina al adicionar arena media a la mezcla anterior. De acuerdo con esta tendencia, la dilatancia, experimentada por la muestra durante el proceso de cizallamiento e interpretada por algunos como cohesión, se ve restringida o limitada por la presencia de partículas menores.

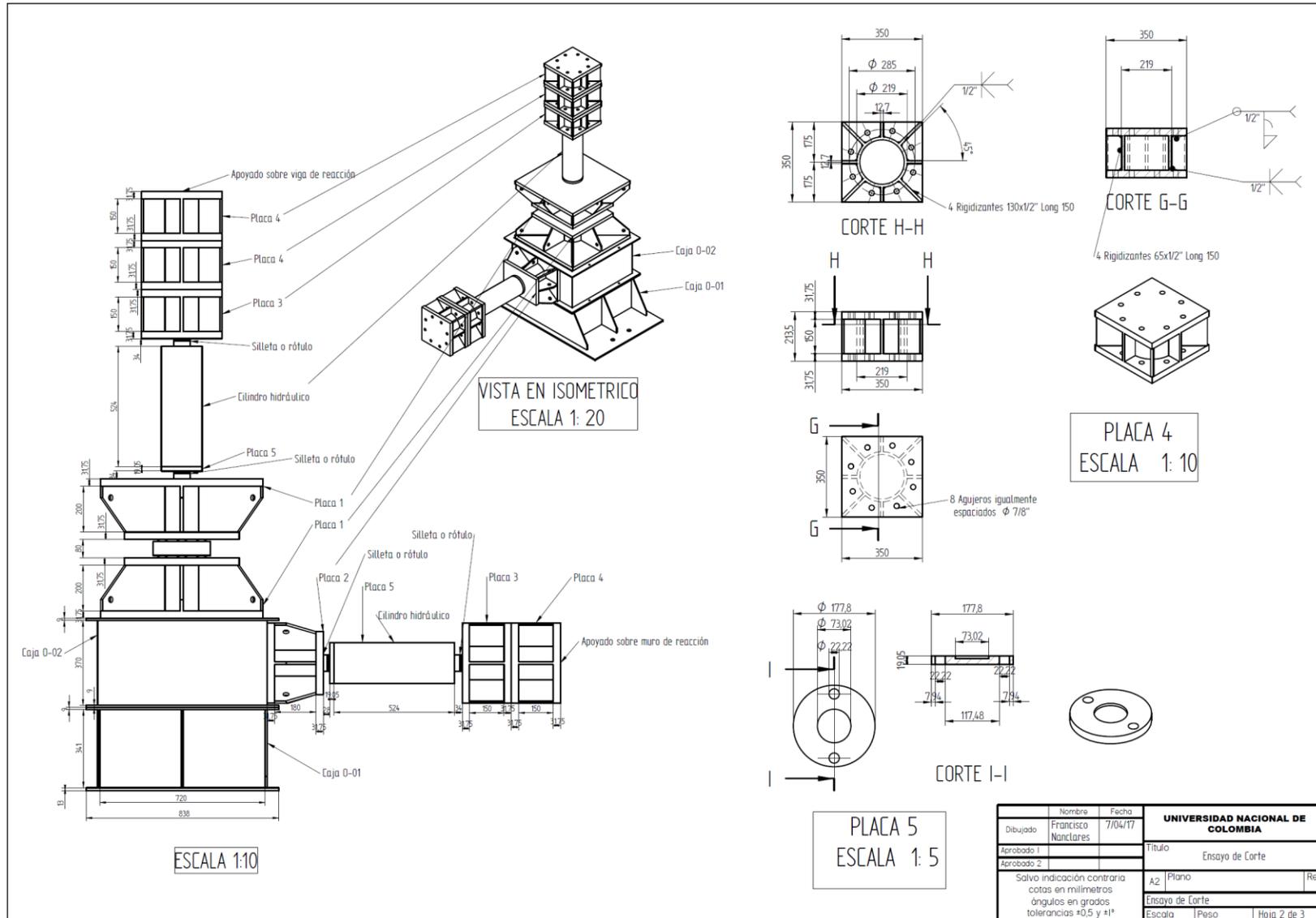
En el caso de los ensayos de corte directo, la cohesión exhibe su valor máximo (186.25kPa) con la grava gruesa (retenido tamiz $\frac{3}{4}$ "), valor que disminuye en un 40% (hasta 110.18kPa) al adicionarle grava fina. Este valor de cohesión aumenta a 120.34kPa al adicionarle arena gruesa y a 165.21kPa al adicionarle a la anterior mezcla arena media. En estos ensayos, donde la

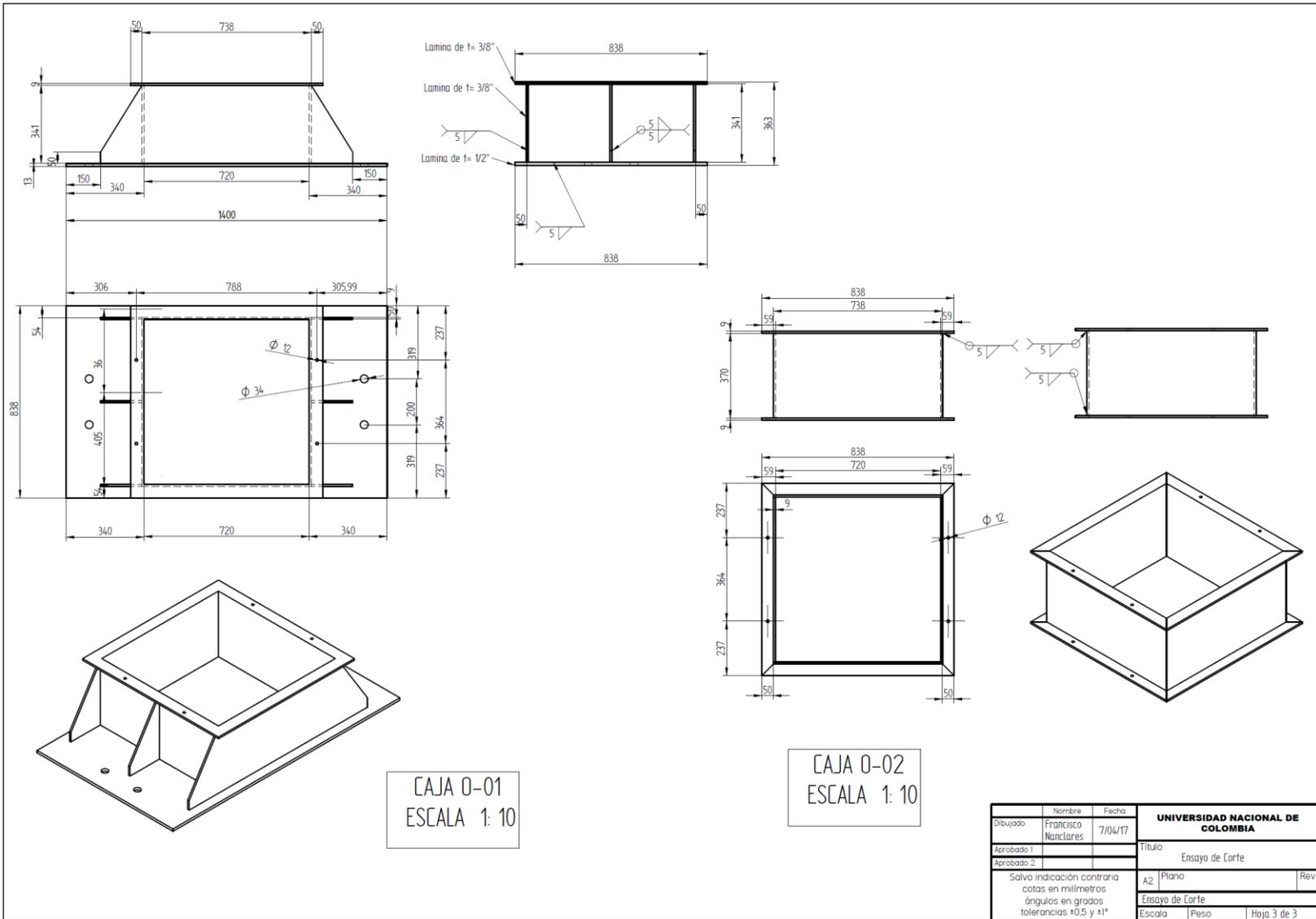
densidad de la muestra es alta, se propone que la adición de grava fina disminuye la dilatancia de las gravas gruesas mientras que el contar con arenas gruesas y medias, le permite desarrollar cohesión “no dilatante”.

A la luz de lo discutido previamente, las correlaciones desarrolladas con base en el enfoque bimrock generan resultados que permiten estimar los parámetros de resistencia, cohesión y fricción, con base en la proporción volumétrica de bloques (VBP) para depósitos aluviales que exhiban densidades similares. Las correlaciones propuestas, además, requieren que la dimensión o tamaño límite entre matriz y bloques sea establecida por el procedimiento que en este documento se propone.

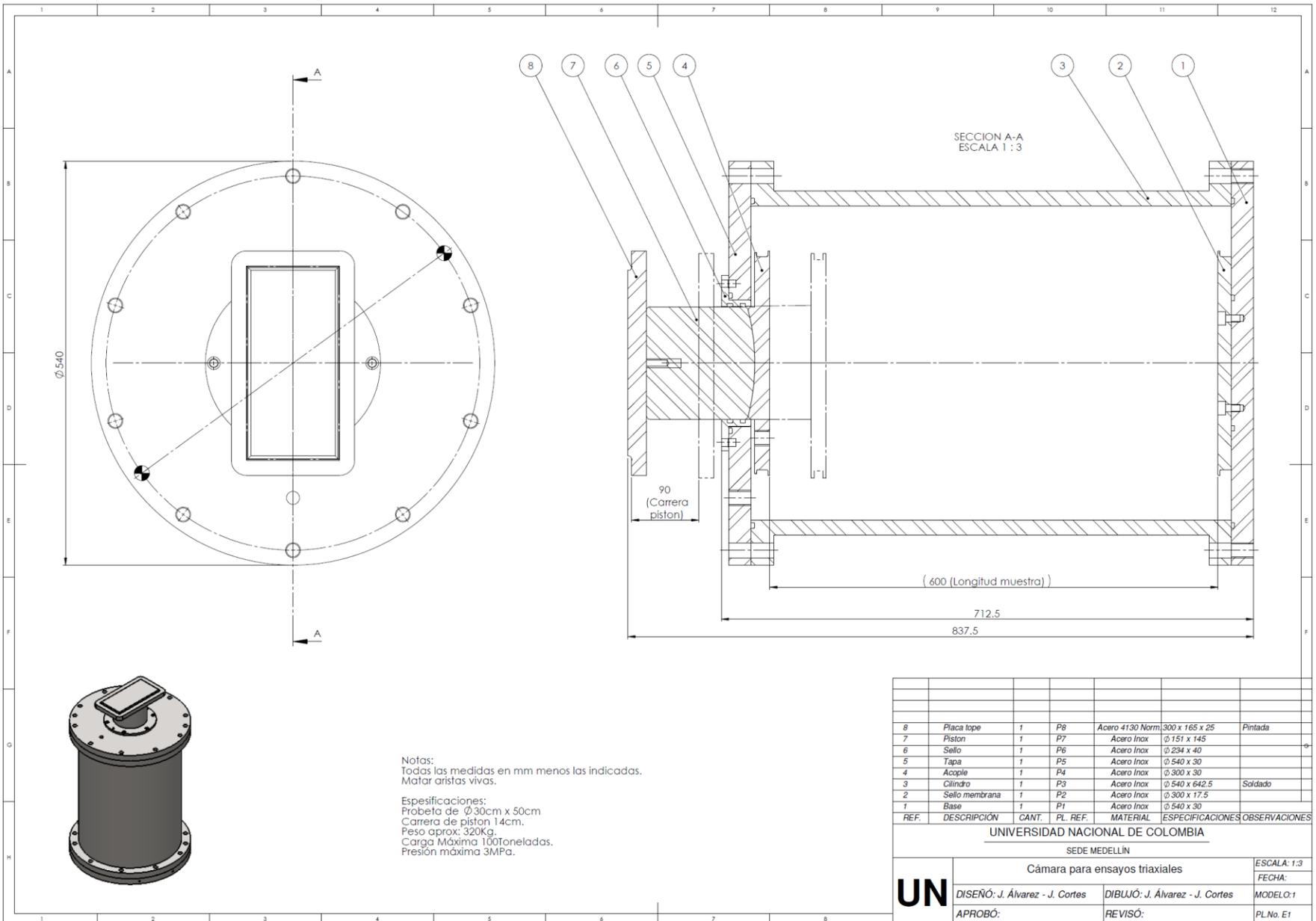
Anexo A: Planos equipo corte directo.

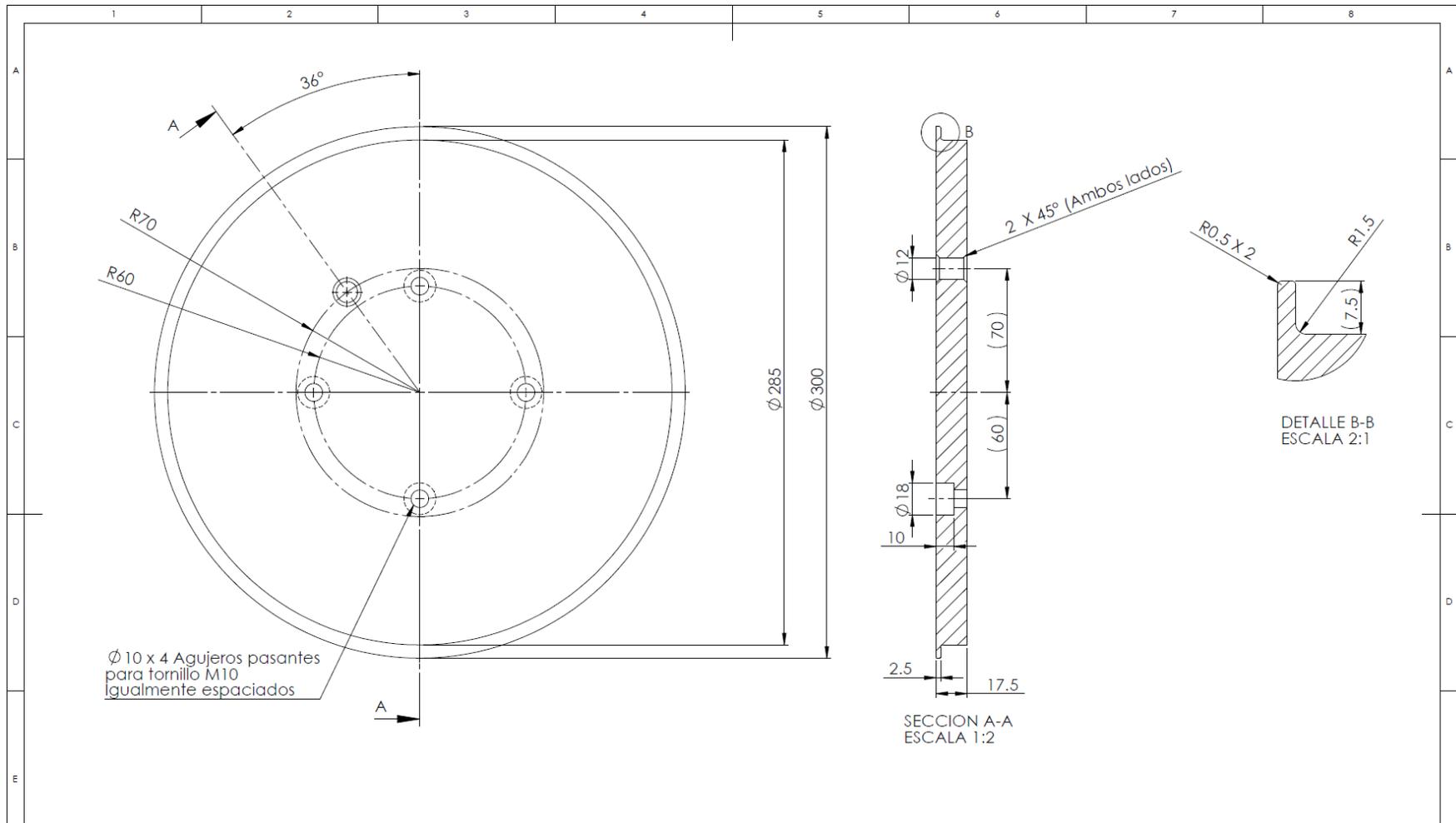




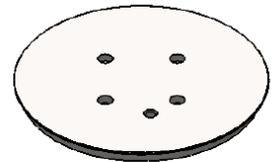


Anexo B: Planos equipo triaxial.

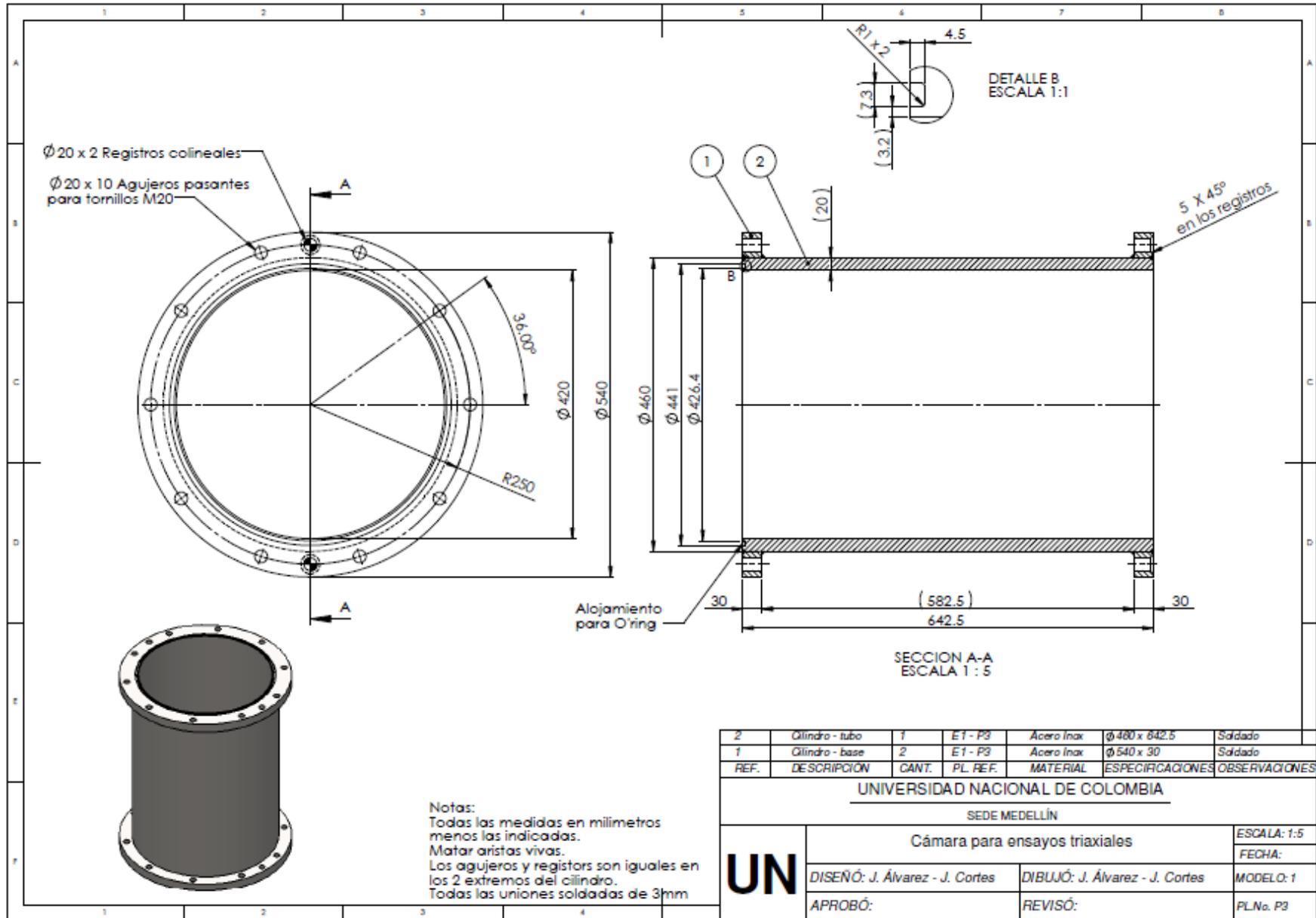


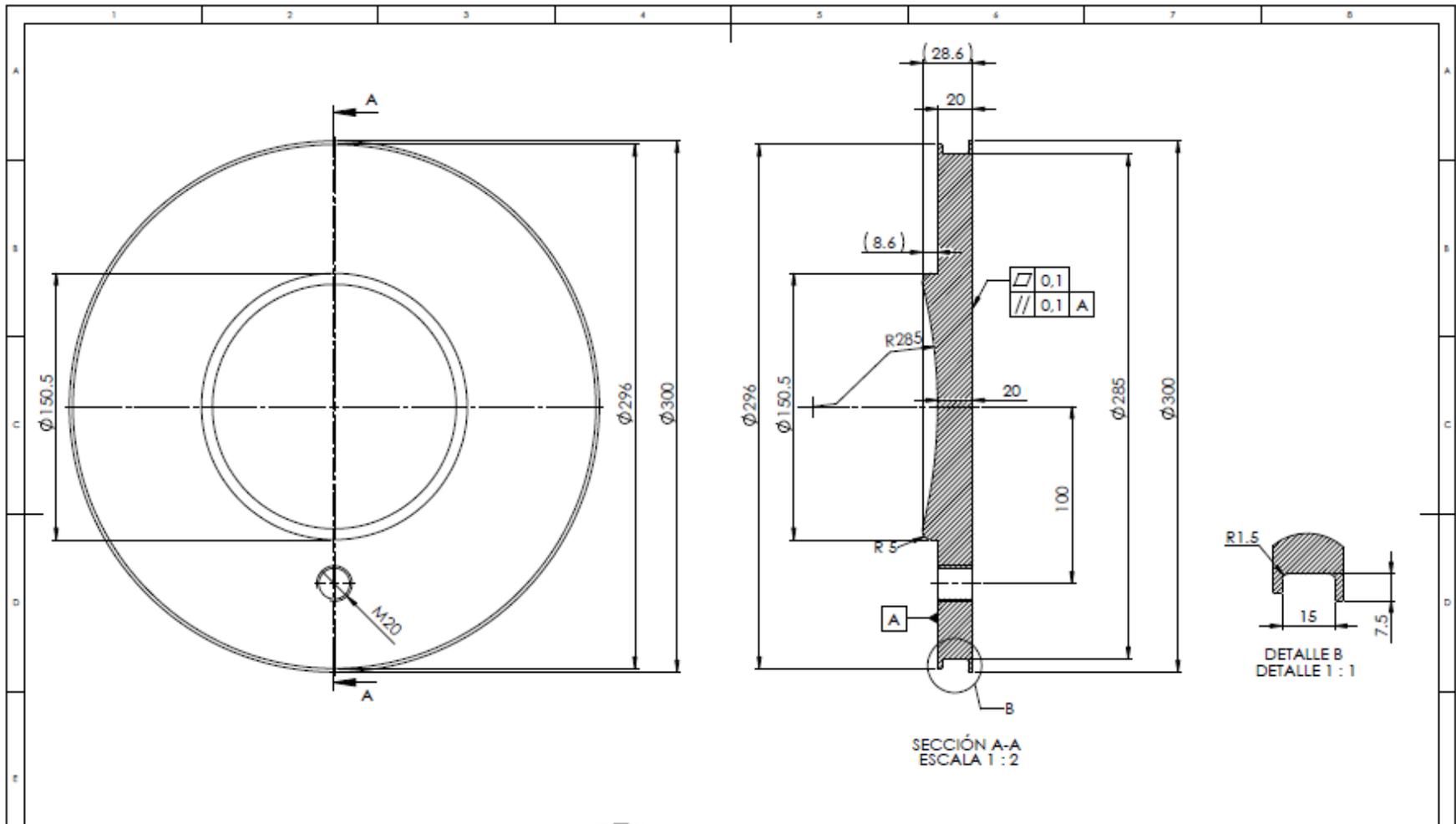


Notas:
 Todas las medidas en mm menos las indicadas.
 Matar aristas vivas.

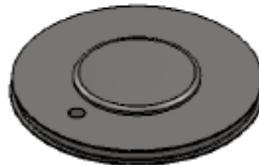


REF.	DESCRIPCIÓN	CANT.	PL. REF.	MATERIAL	ESPECIFICACIONES	OBSERVACIONES
	Sello membrana	1	E1	Acero Inox	φ 300 x 17.5	
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA						
SEDE MEDELLÍN						
UN	Cámara para ensayos triaxiales					ESCALA: 1:2
						FECHA:
	DISEÑO: J. Álvarez - J. Cortes		DIBUJÓ: J. Álvarez - J. Cortes		MODELO: 1	
APROBÓ:			REVIÓ:		PL.No. P2	

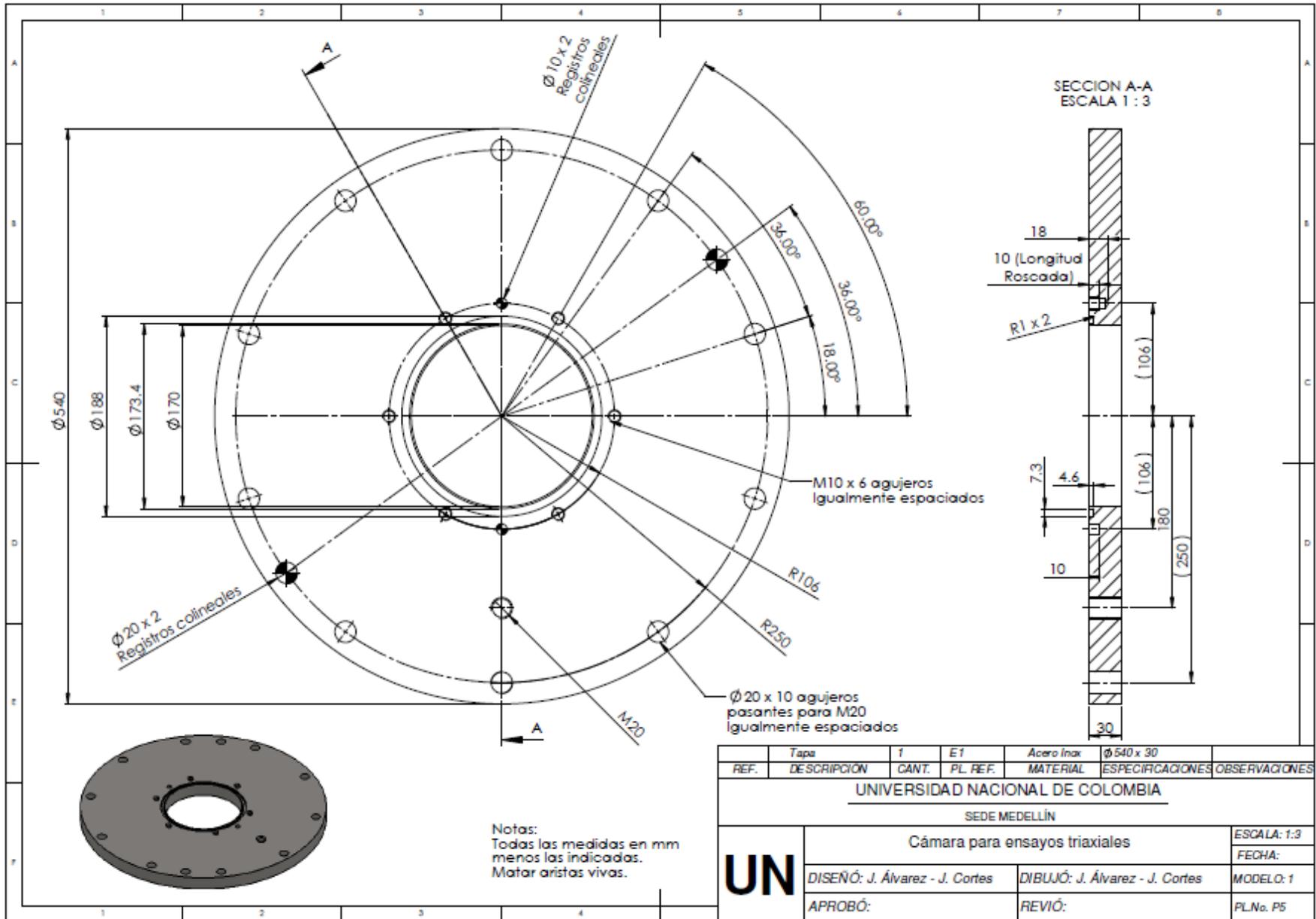


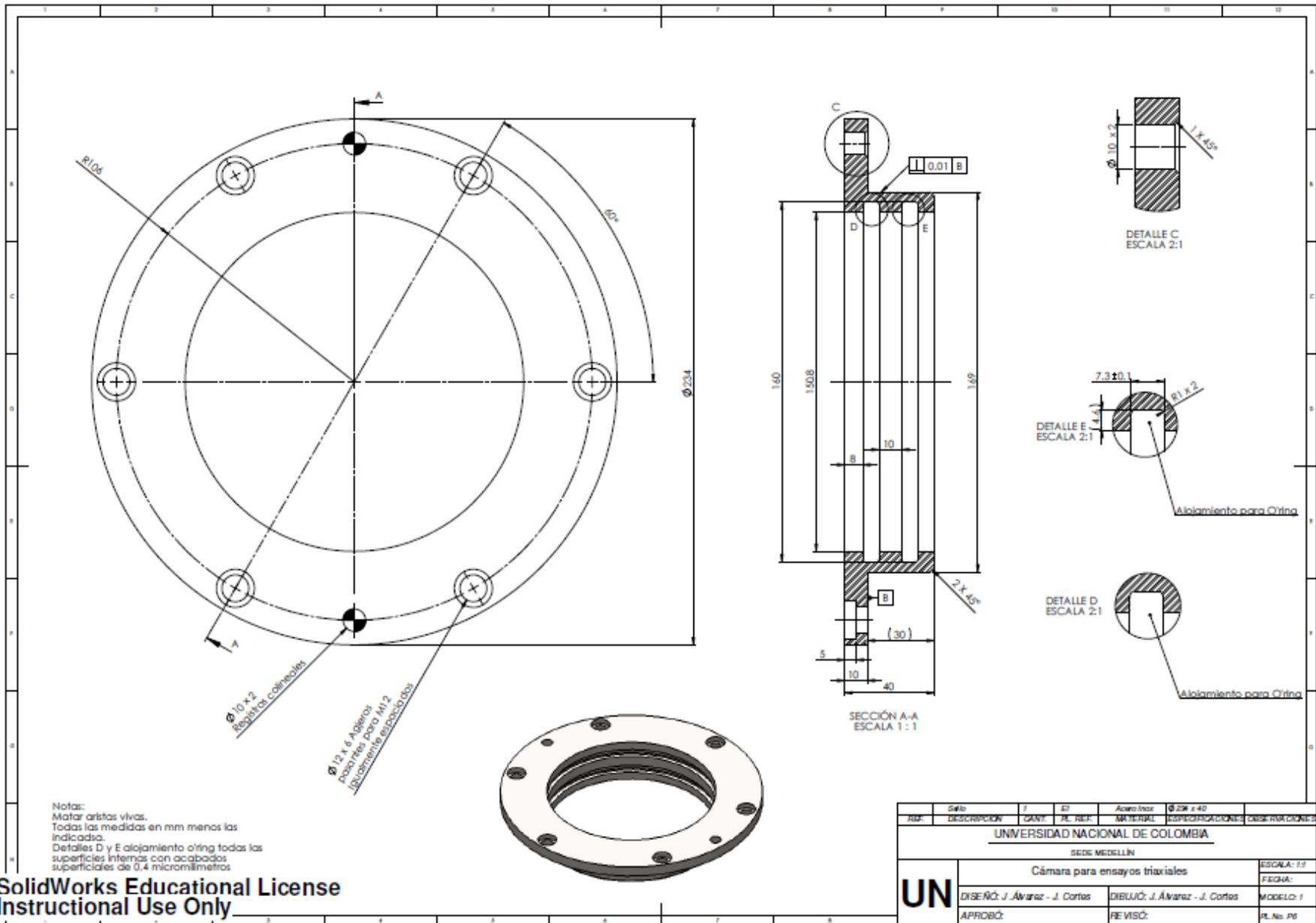


Notas:
 Todas las medidas en mm
 excepto las indicadas.
 Matar aristas vivas.
 Todos los redondeos son de
 1.5mm de radio

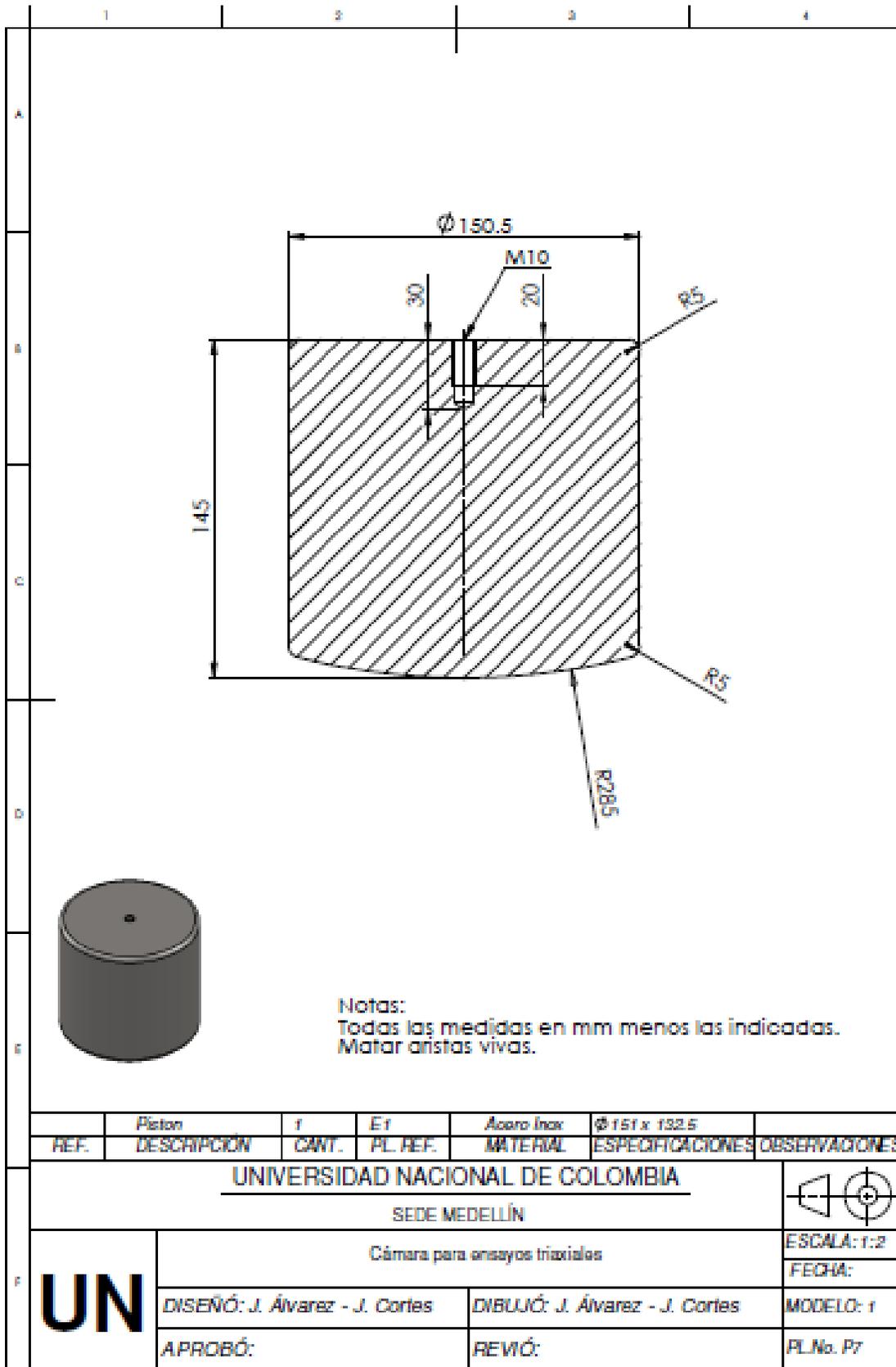


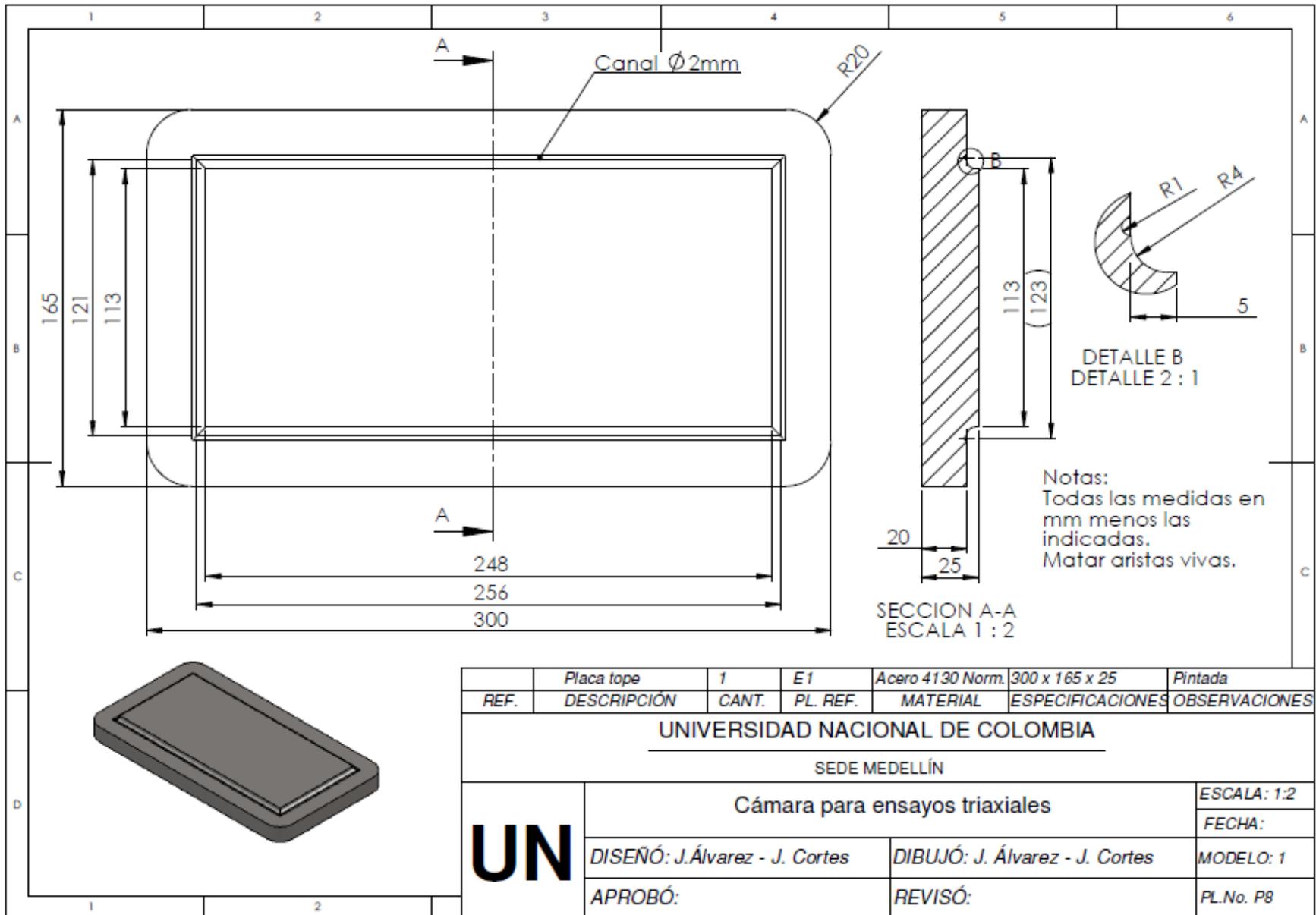
REF.	DESCRIPCIÓN	CANT.	PL. REF.	MATERIAL	ESPECIFICACIONES	OBSERVACIONES
	Acople	1	E1	Acero Inox	Ø 900 x 30	
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA						
SEDE MEDELLÍN						
UN	Cámara para ensayos triaxiales					ESCALA: 1:2
						FECHA:
	DISEÑO: J. Álvarez - J. Cortes		DIBUJÓ: J. Álvarez - J. Cortes		MODELO: 1	
APROBÓ:			REVISÓ:			PL.No. P4





SolidWorks Educational License
 Instructional Use Only





Bibliografía

Akob, D.M. y Küsel, K. (2011). "Where microorganisms meet rocks in the Earth's Critical Zone". *Biogeosciences*, Vol. 8, pp. 3531–3543,

Alonso, E.E. (2003). Exploring the limits of unsaturated soil mechanics: The Behaviour of coarse granular soil and rockfill. The Eleventh Spencer J. Buchanan Lecture.

Alonso, E.E. y Oldecop, L.A. (2000). Fundamentals of Rockfill Collapse. Proceedings of the Asian conference on unsaturated soils. (Unsat-Asia 2000), Singapore, Balkema, Rotterdam. Pp 3-13.

Anagnosti, P. y Popovic, M. (1982). Evaluation of shear strength of coarse granular materials. Fourteenth congress on large dams, Río de Janeiro, Vol. Q55, pp 753-767.

Anderson, S.P., Dietrich, W.E., y Brimhall, G.H Jr. (2002). Weathering profiles, mass-balance analysis, and rates of solute loss: Linkages between weathering and erosion in a small, steep catchment. *Geological Society of America Bulletin*. Vol. 114; no. 9; pp. 1143–1158.

Aristizábal, E., y Yokota, S. (2008). Evolución geomorfológica del Valle de Aburrá y sus implicaciones en la ocurrencia de movimientos en masa. *Bol. Ciencias Tierra*, Número 24, p. 5-18.

ASTM. (2004). ASTM D422 – Standard Test Method for Particle Size Analysis of Soils.

ASTM. (2004). ASTM D653 - Standard Terminology Relating to Soil, Rock, and Contained Fluids.

ASTM. (2004). ASTM D3080 - Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.

ASTM. (2004). ASTM D4554 – Standard Test Method for In Situ Determination of Direct Shear Strength of Rock Discontinuities.

ASTM. (2004). ASTM D7181 - Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils.

Azizi, F. (2000) Applied analyses in geotechnics. E & FN Spon. New York.

Barton, N. y Kjaernsli, B. (1981). Shear strength of rockfill. Journal of Soil Mechanics Foundation Engineering Division, ASCE, vol. 107, No. GT7, pp.873-891.

Barton, N., Lien, R. y Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics, 6 (4), pp. 189-236.

Barton, N.R. y Bandis, S. (1982). Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock. Proceedings of the 23rd U.S. Symposium on Rock Mechanics, Berkelay, California, USA.

Baumann, J., Rodríguez, J.A., y Arellano, J.L. (2006). The effect of rainfall, slope gradient and soil texture on hydrological processes in a tropical watershed. http://tucson.ars.ag.gov/isco/isco15/pdf/Baumann%20J_The%20effect%20of%20rainfall,%20slope%20gradient.pdf

Bettles, R. (2008). Sediment transport and alluvial resistance in rivers. DEFRA, UK.

Bieniawski ZT. (1973). Engineering classification of jointed rock masses. Trans the S Afr Inst Civil Eng; 15: 335–43.

Bieniawski ZT (1984). Rock mechanics design in mining and tunneling. Rotterdam: A.A. Balkema; 272pp.

Bieniawski ZT. (1989). Engineering rock mass classifications. New York: Wiley; 251pp.

Boggs, S. Jr. (2006). Principles of Sedimentology and Stratigraphy. Prentice Hall. 662 p.

Boughton, N.O. (1970). Elastic analysis for behavior of rockfill. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. Vol. 96 (SM5), pp 1715-1733.

Bricker O.P., Paces, T., Johnson C.E., y Sverdrup H. (1994). Weathering and Erosion Aspects of Small Catchment Research. Biogeochemistry of Small Catchments: A Tool for Environmental Research. Edited by B. Moldan and J.Cerny. Published by John Wiley & Sons Ltd.

Bryan, R.B. (2000). Soil erodibility and processes of water erosion on hillslope. *Geomorphology* Vol. 32 pp. 385–415.

Charles, J. A. y Watts K. S. (1980). The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill. *Geotechnique*, Vol 30, Issue 4, pp 353.

Chilingarian, G.V., y Wolf, K.H. (1975). *Developments in sedimentology – Compaction of coarse grained sediments, Introduction, Volume 1*. Elsevier.

Czemuszenko, W. (2016). Transport processes in river systems. *Encyclopedia of Life Support Systems (EOLSS) Volume 2, Fresh Surface Water - UNESCO*. www.eolss.net/Sample-Chapters/C07/E2-07-03-00.pdf.

Czuba, J.A., Czuba, C.R., Magirl, C.S y Voss F.D. (2010). Channel-Conveyance Capacity, Channel Change, and Sediment Transport in the Lower Puyallup, White, and Carbon Rivers, Western Washington. USGS.

Daehyeon, K y Sungwoo, H. (2014). Effects of Particle Size on the Shear Behavior of Coarse Grained Soils Reinforced with Geogrid, *Materials* 7, 963-979

De Melo, V.F.B (1977). Behavior of two Big Rockfill Dams and Desing Aims.

Deacivil. (2010). Estabilidad de Taludes – Pit 1 y Pit 3. Informe técnico preparado para Conasfaltos.

Doruk, P. (1991). Analysis of the Laboratory Strength Data Using the Original and Modified Hoek-Brown Failure Criteria. M.A.Sc, University of Toronto.

Douglas, K.J. (2002). The shear strength of rock masses. PhD Thesis. The University of New South Wales, School of Civil and Environmental Engineering.

Einstein, H.A. (1950). The bed load function of sediment transportation in open channel flows. USDA.

Escuder, I., Andreu, J., y Rechea, M. (2005). An analysis of stress–strain behaviour and wetting effects on quarried rock shells”. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 42: 51–60

Fonseca, J., O'Sullivan, C. y Coop, M. R. (2010). Quantitative Description of Grain Contacts in a Locked Sand". In: A. H. Reed (Ed.), *Advances in Computed Tomography for Geomaterials: GeoX 2010*. (pp. 17-25). Wiley. ISBN 9781848211797.

Fragaszy, R.J., Su, W., Siddiqi, F.H., y Ho, C.L.. (1992). Modeling strength of sandy gravel. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 117 (8) 920–935.

Franke, W.A. (2009). The Durability of Rocks. Developing a Test of Rock Resistance to Chemical Weathering. *American Journal of Science*, Vol. 309, pp. 711–730

García Chevesich, P. (2015). *Erosion Control and Land Restoration*, University of Arizona

Glynn, M.E. (1988). Estimation of in situ strength of weak sandstones. *International journal of mining and geological engineering*. Vol 6, p 273-278.

Gonzalez Garcia, A.J. (1985). Rockfill strength with dimensionless parameters. *Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, Balkema. Vol. 2 pp. 479-485.

Goodman, R.E. (1989). *Introduction to rock mechanics*. 2nd Ed. John Wiley and Sons, pp 562.

Goodman, R.E. (1993). *Engineering Geology – Rock Engineering Construction*. John Wiley and Sons. 412 pp.

Habimana, J., Labiouseb, V., y Descoeudres, F. (2002). Geomechanical characterisation of cataclastic rocks: experience from the Cleuson–Dixence project. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol. 39 p 677–693.

Hamidi, A., Alizadeh M., y Soleimani, S.M. (2009). Effect of Particle Crushing on Shear Strength and Dilation Characteristics of Sand-Gravel Mixtures. *International Journal of Civil Engineering*. Vol. 7, No. 1.

Hermelin, M., (2007). Valle de Aburrá: ¿Quo Vadis? *Gestión y Ambiente*, Vol. 10, No. 2, pg. 7.

Hight, D.W. et al. (2003). The characterization of the Bothkennar clay. In *Characterization and Engineering Properties of Natural Soils*. Balkema, pp 543-597.

Hoek, E., Carranza-Torres, C., y Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. Proceedings of the North American Rock Mechanics Society Meeting in Toronto in July 2002.

Holtz, R.D., y W.D. Kovacs. (1981). An Introduction to Geotechnical Engineering. Prentice Hall. 733 p.

Huang, C.P., Shin, H.M., Allen, H.E., y Cheng, A.H. (1995). Effect of specific chemical reactions on the transformation and the transport of chromium in the soil-water system. New Jersey Department of Environmental Protection and Energy, División of Science and Research.

Huber, M. (2013). Soil Variability and Its Consequences in Geotechnical Engineering. Institut Für Geotechnik Der Universität Stuttgart.

Huggett, R.J. (2007). Fundamentals of Geomorphology – Second Edition. Routledge.

Hunter, G y Fell, R. (2003). The deformation behavior of embankment dams. The University Of New South Wales, UNICIV Report No. R-416, Sydney, Australia.

Hurst, M.D., Mudd, S.M., Walcott, R., Attal, M., y Yoo K. (2012). Using hilltop curvature to derive the spatial distribution of erosion rates. Journal of Geophysical Research. Vol. 117, F02017, doi: 10.1029/2011JF002057.

Indraratna, B., Wijewardena, L.S.S., y Balasubramaniam, A.S. (1993). Large scale triaxial testing of greywacke rockfill. Geotechnique, 43 (1), pp 37-51.

Indraratna, B. (1994). Implications of non-linear strength criteria in the stability assessment of rockfill dams. Proceedings of the Thirteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, Balkema. Vol. 3 pp. 935-938.

INVIAS, (2014). Normas y especificaciones.

Irfan, T.Y. y Tang, K.Y. (1993). Effect of the coarse fraction on the shear strength of colluvium in Hong Kong. Hong Kong: Hong Kong Geotechnical Engineering Office, TN 4/92, 128 p.

ISA (1978). Proyecto Chivor. Presa La Esmeralda – Módulos de deformación del enrocado. Informe Técnico No. 20.

International Society for Rock Mechanics, ISRM. (2015). Rock Characterization, Testing and monitoring. ISRM suggested methods. Brown, E.T. Ed. Commission on testing and monitoring. International Society for Rock Mechanics. Pergamon Press.

Johnson, C E., Litaor, M. I., Billett M.F y Bricker, O.P. (1994). Chemical Weathering in Small Catchments: Climatic and Anthropogenic Influences. Biogeochemistry of Small Catchments: A Tool for Environmental Research. Edited by B. Moldan and J.Cerny SCOPE. Published by John Wiley & Sons Ltd.

Justo, J.L. (1991). Collapse: its importance, fundamentals, and modeling. In *Advances in Rockfill Structures*, Kluwer Academic Publishers, Netherlands, pp. 97-152.

Kahraman, S y Alber, M. (2006). Estimating unconfined compressive strength and elastic modulus of a fault breccia mixture of weak blocks and strong matrix". *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 43:1277–1287

Kahraman, S y Alber, M. (2008). Triaxial strength of a fault breccia of weak rocks in a strong matrix. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. Vol 67, p 435–441.

Kalender, A., Sonmez, H., Medley, E., Tunusluoglu, C., Kasapoglu, K.E. (2014). An approach to predicting the overall strengths of unwelded bimrocks and bimsoils. *Engineering Geology*, Vol 183, p 65-79.

Kondolf, G. M. et al. (2014). Sustainable sediment management in reservoirs and regulated rivers: Experiences from five continents, *Earth's Future*, 2, doi: 10.1002/2013EF000184.

Konhauser, K.O., y Urrutia, M.M. (1999). Bacterial clay authigenesis: a common biogeochemical process. *Chemical Geology*, 161 p.p. 399–413.

Kulatilake, P.H.S.W., Morgan, R. y Um, J. (2001). An experimental setup to investigate fluid flow through single fractures. 38th US Rock Mechanics Symposium, Washington DC.

Lancellota, Renato. (1995). *Geotechnical Engineering*. 2nd ed. A.A. Balkema

Lama, R.D. y Vutukuri, V.S. (1974). *Handbook on Mechanical Properties of Rocks (Vol 2 de 4)* Trans Tech Publications.

Lambe, T.W. y Whitman, R.V. (1969, 2002). *Mecánica de Suelos*. Ed. Limusa.

Leps T.M. (1970). Review of shearing strength of rockfill. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 96 (SM4), pp 1159-1170.

Lindquist E.S, y Goodman R.E. (1994). Strength and deformation properties of a physical model melange. *Proceedings of the first North American rock mechanics symposium*. Balkema. p. 843–50.

Lindquist, E.S. (1994). *The strength and deformation properties of melange*. Ph.D. Dissertation, Dept. of Civil Engineering, Univ. California at Berkeley, California, 262 p.

Little, A.L. (1969). The engineering classification of residual tropical soils. *Proceedings of the specialty session on the engineering properties of laterite soils*, Vol. 1, 7th. International conference on soil mechanics and foundation engineering, Mexico City, pp. 1 - 10.

Lucas, Y., y Chauvel, A. (1982). Soil formation in tropically weather terrains. *Handbook of Exploration Geochemistry. Regolith Exploration Geochemistry in Tropical and Subtropical Terrains*. Elsevier Science Publications.

Mariachi, N.D., Chan, A.M., y Seed, J.M. (1972). Evaluation of properties of rockfill materials. *Soil Mechanics and Foundation Division*, 98 (1) 95-115.

Marsal, R.J., Moreno, E., Nuñez, A., Cuellar, R., y Moreno, R. (1965). *Investigación sobre el comportamiento de suelos granulares y muestras de enrocamiento*. Comisión Federal de Electricidad, Mexico.

Marsal, R.J. (1967). *Comportamiento de suelos granulares*. Curso Panamericano de Suelos, Universidad Católica Andrés Bello.

Marsal, R.J. (1973). Mechanical properties of rock fill. In *Embankment Dam Engineering, Casagrande Volume*. John Wiley and Sons, pp 109-200.

Marshak, S. (2016). *Essentials of Geology*. W.W. Norton Company.

Medley, E.W. (1994 A). The engineering characterization of melanges and similar block-in-matrix rocks (Bimrocks): Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley, California, Ph.D. dissertation; 387 p.

Medley, E.W. (1994 B). Using stereologic methods to estimate the block volumetric proportion in melanges and similar block-in-matrix rocks (Bimrocks): Proceedings 7th Congress of the International Association Engineering Geology, Lisbon, Portugal; Rotterdam, A.A. Balkema.

Medley, E.W. and Lindquist, E.S. (1995). The engineering significance of the scale-independence of some Franciscan melanges in California, USA. In Proc. 35th US Rock Mechanics Symposium, South Lake Tahoe, California. Rotterdam: A.A. Balkema.

Medley, E.W. (1997). Uncertainty in estimates of block volumetric proportion in mélange bimrocks. Proceedings International Symposium of the International Association of Engineering Geology, Athens, Greece; June 23-27; Rotterdam, A.A. Balkema.

Medley, E.W. (2001). Orderly characterization of chaotic Franciscan Melanges. Felsbau 19, No. 4, pp 20-33.

Medley, E.W. (2004 A). Abstract for Short Course and Seminar. Hacettepe University, Geological Engineering Department, Applied Geology Division. Ankara, Turkey, June 21-22.

Medley, E.W. (2004 B). Observations on Tortuous Failure Surfaces in Bimrocks. Felsbau, J. of Engineering Geology, Geomechanics and Tunnelling, v.22: 35-43.

Medley, E.W. (2008). Engineering the Geological Chaos of Franciscan and Other Bimrocks. 42nd U.S. Rock Mechanics Symposium and 2nd U.S.-Canada Rock Mechanics Symposium.

Medley, E.W., y Zekkos, D. (2010). Geopractitioner Approaches to Working with Antisocial Melanges. Geological Society of America.

Miall, A.D. The Geology of Fluvial Deposits. Sedimentary Facies, Basin Analysis, and Petroleum Geology. Springer.

Mitchell, R.J. (1970). On the yielding and mechanical strength of Leda clay. Canadian Geotechnical Journal, Vol 7, No. 3, p. 270.

Mitchell J.K. y Solymar, Z. (1984). Strength gain in freshly deposited or densified sand. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol 110, No. GT 11, pp 1159-1576.

Mitchell J.K. y Soga, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behaviour*. John Wiley and Sons. 3rd Ed.

Morgenstern, N.R. y Eigenbrod, K.D. (1974). Classification of argillaceous soils and rocks. *Journal of Geotechnical Engineering Division. ASCE* 100:1137-1156.

Morris, H.C. (1960). Effect of particle shape and texture on the strength of noncohesive aggregates. *Special Technical Publication, ASTM No. 264*, p 350-364.

Moses, C., Robinson, D., y Barlow J. (2014). Methods for measuring rock surface weathering and erosion: A critical review. *Earth Science Reviews* 125: 141-161.

Mulder, J., y Cresser, M.S. (1994). *Soil and soil solution chemistry. Biogeochemistry of Small Catchments: A Tool for Environmental Research*. Edited by B. Moldan and J.Cerny @ SCOPE. Published by John Wiley & Sons Ltd.

Murthy, V.N.S. (2002). *Geotechnical Engineering-Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering*.

National Soil Resources Institute - Cranfield Univeristy. (2005). *Impacts of Climate Change On Soil Functions*. DEFRA Project Code SP0538.

Naeini, S.A., y Jahanfar, M.A. (2011). Effect of salt solution and plasticity index on undrain shear strength of clays. *International Journal of Chemical, Molecular, Nuclear, Materials and Metallurgical Engineering* Vol: 5, No: 1.

Nakayama, K., Itoga, F., e Inque, Y. (1982). Selection and quality control of materials for rockfill dam of pumped storage project in phyllocrystalline schistose area. *Fourteenth congress on large dams, Rio de Janeiro, ICOLD Q55*, pp 23-45.

Ollier, C., Calcaterra, D, y Parise, M. (2007). Studies in weathering and slope movements - An introduction. *Geomorphology*. Vol 87, Issue 3, pp 101.

Olsson, R. y Barton, N. (2001). An improved model for hydromechanical coupling during shearing of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 38:317–329, 2001.

-
- Powrie, W. (2004). *Soil Mechanics: Concepts and Applications*. 2nd Ed. Taylor and Francis, 711 p.
- Oregon Watershed Enhancement Board, OWEB. (1999). *Oregon Watershed Assessment Manual*.
- Parise, M., Calcaterra, D y Larsen M.C. (2004). Introduction to Weathering and Slope Movement papers. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 37.
- Patton, F.D. (1966). Multiple modes of shear failure in rock. *Proc. 1st. ISRM Congress Vol 1*, pp. 509-513.
- Pettijohn F.J., Potter P.E., y Siever, R. (1972). *Sand and sandstone*. Springer, Berlin, Heidelberg, New York.
- Powrie, W. (2004). *Soil Mechanics concepts and applications*. Second Edition. Spon Press. Abingdon, Oxon, UK.
- Rădoane, M., Rădoane, N., Dumitriu, D., y Miclăuș, C. (2007). Downstream variation in bed sediment size along the East Carpathian Rivers: evidence of the role of sediment sources. *Earth Surface Processes and Landforms Earth Surf. Process. Landforms*. Published on line in Wiley InterScience (www.interscience.wiley.com) DOI: 10.1002/esp.1568
- Renard, K.G., Yoder, D.C., Lightle, D.T., y Dabney, S.M. (2011). *Universal Soil Loss Equation and Revised Universal Soil Loss Equation*. *Handbook of Erosion Modelling*, 1st edition. Edited by R.P.C. Morgan and M.A. Nearing.
- Richards, N. P., y Barton, M. E. (1999). The Folkestone Bed sands: microfabric and strength. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, Vol. 32, pp. 21 -44.
- Rocscience (2004). *RocData - Strength analysis of rock and soil masses using the Generalized Hoek-Brown, Mohr-Coulomb, Barton-Bandis and Power Curve failure criteria; User's guide*.
- Rollins, K.M., Evans D.M., Diehi N.B., y Daily III W.D. (1998). Shear modulus and damping relationships for gravels. *ASCE Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 124(5) 396-405.

Santamarina, J.C. (2001). Soil Behavior at the Microscale: Particle Forces. Proc. Symp. Soil Behavior and Soft Ground Construction, in honor of Charles C. Ladd - October 2001, MIT.

Sarac, Mz. y Popovic, M. (1985). Shear strength of rockfill and slope stability. Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Francisco, pp. 641-645.

Schmertmann, J.H. (1991). The mechanical aging of soils. ASCE Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 117 (9), pp 1288-1330.

Schofield, A.N. (1998) The Mohr Coulomb error. Technical Report Number 305, Cambridge University Engineering Department, Division of Soil Mechanics Group.

Schofield, A.N. (2001). Re-appraisal of Terzagui's Soil Mechanics. Special Lecture at the International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering Conference, Istanbul.

Sklar, L.S., y Dietrich, W.E. (2004). A mechanistic model for river incision into bedrock by saltating bed load. Water Resources Research. Vol. 40, W06301, doi:10.1029/2003WR002496.

Simons, Li. y Associates. (1982). Engineering analysis of fluvial systems. Simons, Li & Associates, Inc. Fort Collins, Colorado. USA.

Simons, D. B., Ward, T. J., y Li, R.M., (1979). Physical processes Governing Response of watershed and Rivers. Presented at Analysis of Watersheds and River Systems, Colorado State University, Fort Collins, Colorado, May 28-June 1, June 4-8.

Simons, D. B., y Sentürk, F. (1992). Sediment Transport Technology – Water and Sediment Dynamics. Water Resources Publications.

Smith, G. N. (2006). Smith's Elements of Soil Mechanics. Blackwell Publishing Company. 8th Ed.

Sönmez, H., Gokceoglu, C., Tuncay, E., Medley, E. y Nefeslioglu, H.A. (2004). Relationship between volumetric block proportions and overall UCS of a volcanic bimrock. Felsbau J. of Engineering Geology, Geomechanics and Tunnelling, v. 22: no. 5, 27-34.

Sönmez, H., Gokceoglu, C., Tuncay, E., Medley, E. y Nefeslioglu, H.A. (2006 A). Estimating the uniaxial compressive strength of a volcanic bimrock. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, vol. 4: 554–561.

Sönmez, H., Altinsoy H., Gokceoglu, C., y Medley, E.W. (2006 B). Considerations in developing an empirical strength criterion for bimrocks. In *Proc. 4th Asian Rock Mechanics Symposium*, Nov 6 -10, Singapore.

Sonmez H., Kasapoglu K.E., Coskun A., Tunusluoglu C., Medley E.W., y Zimmerman R.W. (2009). A Conceptual empirical approach for the overall strength of unwelded bimrocks. Presented at *ISRM Regional Symp. Rock Eng. in Difficult Ground Conditions, Soft Rock and Karst*, Dubrovnik, Croatia, 29-31 Oct. 2009.

Tan, T.S., Phoon, K.K., Hight, E.W., y Leroueil, S. (2003). *Characterization and Engineering Properties of Natural Soils*. Volume 1, Balkema.

Tatone, B.S.A., y Grasselli, G. (2010). A new 2D discontinuity roughness parameter and its correlation with JRC. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, doi: 10.1016/j.ijrmms.2010.06.006.

Taylor, D.W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. John Wiley and Sons. Pp. 700.

Terzaghi, K.; Peck, R. B., y G. Mesri. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley and Sons, 3rd Ed.

Tosun, H., Mirata, T., Mollamahmutoglu, M., y Colakoglu, N.S. (1999). Shear strength of gravel and rockfill measured in triaxial and prismatic wedge shear tests. *Electronic journal of geotechnical engineering*. Paper No. 9903.

United States Geological Service – USGS Imágenes (2012). (<http://tin.er.usgs.gov/geology/state/sgmc-unit.php?unit=ORQf%3B0USGS>).

Vallejo L.E. y Mawby, R. (2000). Porosity influence on the shear strength of granular material-clay mixtures. *Engineering Geology*, Volume 58, Number 2, pp. 125-136.

Vutukuri, V.S., Lama, R.D. y Saluja, S.S., (1974). Handbook of Mechanical Properties of Rock, Volume 1, Trans Tech Publications.

Wakabayashi, J., y Medley, E.W. (2004). Geological characterization of melanges for geopractitioners. Felsbau, J. of Engineering Geology, Geomechanics and Tunnelling, Vol. 22, No. 5, p. 10-18.

Walling D.E (1997). Erosion and sediment yield in a changing environment. In Study of erosion, riverbed deformation and sediment transport in river basins as related to natural and man-made changes. UNESCO, Paris.

Wohl, E., Bledsoe, BP., Jacobson, R.B., Poff, NL. Rathburn, SL., Walters, DM., y Wilcox, AC. (2015). The Natural Sediment Regime in Rivers: Broadening the Foundation for Ecosystem Management. BioScience. 65 (4): 358-371.

Wu, W., y Wang, S. S. Y. (2006). Formulas for sediment porosity and settling velocity. Journal of Hydraulic Engineering, 132(8), pp. 858-862.

Washington State Department of Natural Resources, WSDNR. (2000). Forest Practices Board Manual.

Zare, M. y Koch, M. Analysis of some common theoretical and empirical relationships between settling velocity of a sediment particle as a function of particle size and water temperature and development of new empirical nonlinear regression equations. www.uni-kassel.de/fb14/geohydraulik/koch/.../Stokes_Sedimentation_Paper.pdf.