

**ESTUDIO DE LA SENSIBILIDAD EN SUELOS DERIVADOS DE CENIZAS
VOLCÁNICAS EN CUATRO SITIOS DEL ÁREA DE EXPANSIÓN URBANA DE
LA CIUDAD DE PEREIRA.**

**INVESTIGADOR AUXILIAR:
DIEGO ANDRÉS MONTOYA LEÓN**



**UNIVERSIDAD LIBRE SECCIONAL PEREIRA
FACULTAD DE INGENIERÍAS
INGENIERÍA CIVIL
PEREIRA
2014**

**ESTUDIO DE LA SENSIBILIDAD EN SUELOS DERIVADOS DE CENIZAS
VOLCÁNICAS EN CUATRO SITIOS DEL ÁREA DE EXPANSIÓN DE LA
CIUDAD PEREIRA.**

Investigador principal

GLORIA MILENA MOLINA VINASCO

INGENIERA CIVIL

TRABAJO DE GRADO

PARA OPTAR POR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Investigador Auxiliar.

DIEGO ANDRÉS MONTOYA LEÓN



UNIVERSIDAD LIBRE SECCIONAL PEREIRA

FACULTAD DE INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL

PEREIRA

2014

NOTA DE ACEPTACIÓN:

Firma del presidente del jurado

Firma del jurado

Firma del jurado

Pereira, Junio de 2014

TABLA DE CONTENIDO.

Contenido

RESUMEN.....	1
1. INTRODUCCIÓN.....	3
2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	5
3. JUSTIFICACIÓN.....	6
4. OBJETIVOS.....	8
4.1 OBJETIVO GENERAL.....	8
4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	8
5. MARCO GEOGRÁFICO.....	9
5.1 LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN GENERAL DEL MUNICIPIO.....	9
5.2 ZONAS DE EXPANSIÓN URBANA DE PEREIRA.....	10
5.3 DIVISIÓN POLÍTICO-ADMINISTRATIVA.....	11
5.4 DESCRIPCIÓN DE LAS PRINCIPALES FALLAS GEOLÓGICAS DE PEREIRA.....	11
5.5 CLIMATOLOGÍA.....	11
5.5.1 PRECIPITACIÓN.....	12
5.6 GEOLOGÍA GENERAL.....	12
5.6.1 FORMACIONES SUPERFICIALES.....	12
5.7 Zonas de extracción de muestras.....	14
6. MARCO DE REFERENCIA.....	15
7. MARCO TEÓRICO.....	24
7.1 CENIZAS VOLCÁNICAS.....	24
7.1.1 Formación cenizas volcánicas.....	25
7.2 PARAMETROS FISICOS Y MECANICOS.....	27
7.2.1 Granulometría.....	28
7.2.2 Granulometría por hidrómetro.....	30
7.2.3 Consistencia del suelo.....	31
7.2.4 Clasificación de suelos (SUCS).....	33
7.3 PARAMETROS MECANICOS EN LA MASA DE SUELO.....	35

7.3.1 Resistencia al corte de los suelos	35
7.3.2 Ensayo compresión no confinada.	39
7.3.3 Sensibilidad suelos.	41
7.3.4 COMPACTACION DE SUELOS.	44
7.3.4.1 Compactación suelos derivados de cenizas volcánicas.	45
7.4 CAPACIDAD DE SOPORTE DE CIMENTACIONES.	49
7.4.1 Capacidad de carga admisible.....	53
8. MARCO JURIDICO.	54
8.1 (NTC- 2121) OBTENCIÓN DE MUESTRAS CON TUBOS DE PARED DELGADA.	54
8.2 (NTC-1495) ENSAYO PARA DETERMINAR EL CONTENIDO DE HUMEDAD DE SUELOS Y ROCAS CON BASE EN LA MASA.	54
8.3 NTC-78 METODO PARA DETERMINAR POR LAVADO EL MATERIAL QUE PASA EL TAMIZ 75 μm EN AGREGADOS MINERALES.	55
8.4 NTC-4630 MÉTODO DE ENSAYO PARA LA DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO, DEL LÍMITE PLÁSTICO Y DEL ÍNDICE DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS COHESIVOS.	55
8.5 I.N.V.E- 152-07 COMPRESIÓN INCONFINADA EN MUESTRAS DE SUELOS.....	55
8.6 NTC- 1974 METODO DE ENSAYO PARA PESO ESPECIFICO DE SOLIDOS DE SUELO CON PICNOMETRO DE AGUA	55
8.7 NTC -77 METODO PARA EL ANALISIS POR TAMIZADO DE LOS AGREGADOS FINOS Y GRUESOS.	56
8.8 I.N.V.E – 124 – 07 ANALISIS GRANOLUMETRICO POR MEDIO DEL HIDROMETRO.....	56
8.9 I.N.V.E – 121 – 07 DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO ORGÁNICO EN SUELOS MEDIANTE PÉRDIDA POR IGNICIÓN.	56
9. MARCO METODOLÓGICO.....	57
9.1 OBTENCION Y RECOLECCION DE INFORMACION.	57
9.2 DELIMITACIÓN GEOGRÁFICA DE ESTUDIO Y TOMA DE MUESTRAS...58	
9.3 ENSAYOS DE LABORATORIO.	61
9.3.1. Límites de consistencia.....	62
9.3.2 Gravedad específica.	66
9.3.3 Granulometría por tamizado.	69

9.3.4 Granulometría por hidrómetro (materiales finos).	70
9.3.5 Lavado el material que paso el tamiz #200 en agregados minerales (Muestras alteradas).	73
9.3.6 Contenido de humedad suelos.	75
9.3.7 Compresión inconfiada en muestras de suelos (Muestras inalteradas).	76
9.3.8 Determinación del contenido orgánico en suelos mediante pérdida por ignición.....	81
9.4 CALCULOS VARIABLES DEPENDIENES.....	81
9.4.1 COHESION:.....	82
9.4.2 SENSIBILIDAD:	82
9.4.3 PESOS UNITARIOS HUMEDO (γ_h):	82
9.4.4 PESO UNITARIO SECO (γ_d):.....	83
9.4.5 CAPACIDAD DE SOPORTE.	83
10. ANALISIS DE RESULTADOS.....	85
10.1 ANALISIS DE LAS MUESTRAS SOMETIDAS A COMPRESION.....	89
10.1.1 Análisis de fallas por compresión.	89
10.1.2 Análisis de fallas por deformación.	90
10.1.3 Cambios de fallas al someterlos al remoldeo.	92
10.1.1 Tipos de falla y clasificación según figura 16 y Figura 17.	98
10.2 CONSISTENCIA DE LOS SUELOS ESTUDIADOS.....	103
10.3 SENSIBILIDAD SUELOS ESTUDIADOS.....	105
10.4 COMPARACIÓN DE LAS PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DEL SUELO CON LA SENSIBILIDAD.	106
10.5 RESULTADOS POR SONDEOS RESISTENCIA VS DEFORMACION. ...	120
11. CONCLUSIONES.	125
BIBLIOGRAFIA.....	128

LISTA DE FIGURAS.

Figura 1: Microzonificación sísmica de Pereira. Fuente: (Carder, 2005).	7
Figura 2 Localización de Pereira en departamento de Risaralda. Fuente: (Carder, 2005)	9
Figura 3: Perímetro urbano y expansión urbana de la ciudad de Pereira. Fuente: Alcaldía de Pereira. 1998	10
Figura 4: Localización sondeos realizados. Fuente: Google Earth, 2014.	14
Figura 5: Distribución espacial de los volcanes (▲) y de los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia Fuente: Lizcano et al 2006.	24
Figura 6: Formación de los suelos derivados de cenizas volcánicas. Fuente: Lizcano et al 2006.	25
Figura 7: Tipos de curvas granulométricas. Fuente: DAS, 1994.	29
Figura 8: Limites de consistencia. Fuente: DAS, 1994.	31
Figura 9: Copa de Casagrande. Fuente: Braja. M DAS, 1994	32
Figura 10: Rollitos limite plástico. Fuente: Propia.	33
Figura 11: Clasificación de suelos (USCS). Fuente: Casagrande, 1942.	34
Figura 12: Carta de plasticidad.	35
Figura 13: Deformación: Fuente: González, 2000.	37
Figura 14: Diagrama esfuerzo vs Deformación: Fuente: González (2000).	37
Figura 15: Modulo de elasticidad. Fuente: González (2002)	38
Figura 16: Tipos de falla por esfuerzo. Fuente: Universidad de granada (España).	39
Figura 17: Tipos de falla por deformación. Fuente: Universidad de granada (España).	40
Figura 18: Curva muestra inalterada y muestra remoldeada. Fuente: Valle, 1982.	42
Figura 19: Curva principios de compactación: Fuente: Braja, M DAS, 1994.	45
Figura 20: Curva de compactación obtenida con suelo secado al aire, pasando tamiz No. 40. Fuente: (Lizcano et al 2006).	47
Figura 21: Ensayo edométrico para muestras remoldeadas. Una muestra es ensayada a la humedad natural $w_o=31\%$. La otra muestra es cargada a $\sigma'_v=100$ kPa y saturada antes del ensayo. (Localización: Manizales.)	47
Figura 22: Procedimiento constructivo de muros, en tierra reforzada-suelos derivados de cenizas volcánicas. (Pereira, Colombia). Fuente: Herrera, 2006.	48
Figura 23: Tipos de cimentaciones. Fuente: DAS, 1994.	50
Figura 24: Naturaleza de las fallas por capacidad de carga en suelos (a) falla cortante general (b) falla de cortante local (c) Falla por punzonamiento. Fuente: DAS, 1994.	51
Figura 25: Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua rugosa. Fuente: Braja, M DAS, 1994.	52

Figura 26: Perforación Batara.....	59
Figura 27: Extracción por barreno (muestra alterada).	59
Figura 28: Extracción tuvo Shelby (muestra inalterada).	60
Figura 29: Muestras Parafinadas.....	60
Figura 30: Muestras en secado a temperatura ambiente.	63
Figura 31: Mezcla de material con agua destilada.....	63
Figura 32: Muestra Ranurada sobre copa Casagrande.	64
Figura 33: Unión de las dos mitades de la muestra. Fuede: NTC 4630.....	65
Figura 34: Rollos de suelos para límite plástico.	66
Figura 35: Picnómetro con lechada.	67
Figura 36: Desaireación de la lechada. Método calor.....	68
Figura 37: Desaireación de la lechada. Método vacío.	68
Figura 38: Tamizadora eléctrica.	69
Figura 39: Peso de tamices con material retenido.....	70
Figura 40: Muestra en cilindro de sedimentación,.....	71
Figura 41: Figura: agitación muestra.	72
Figura 42: Lectura hidrómetro.	72
Figura 43: Peso del material y tamiz.	73
Figura 44: Lavado tamiz #200.	74
Figura 45: Material retenido al tamiz #200.	74
Figura 46: Material retenido tamiz # 200 horno.	74
Figura 47: Muestra de suelo (Papel aluminio y bolsa hermética).....	76
Figura 48: Muestra inalterada totalmente destruida.	77
Figura 49: Tubo metálico para emplear remoldeo.	78
Figura 50: Peso de muestra remoldeada (peso unitario).	78
Figura 51: Muestra en la prensa e ingreso de datos.....	79
Figura 52: Falla muestra inalterada.....	79
Figura 53: Porcentaje tipos de falla por compresión para muestras inalteradas.....	89
Figura 54: Porcentaje tipos de falla por compresión para muestras remoldeadas.....	90
Figura 55: Porcentaje tipos de falla por deformación para muestras inalteradas.....	91
Figura 56: Porcentaje tipos de falla por deformación para muestras remoldeadas.....	91
Figura 57: Cambios de tipo de falla por compresión.....	92
Figura 58: Cambios de tipo de falla por deformación.	93
Figura 59: Contenido de humedad vs sensibilidad.	106
Figura 60: Relación de vacíos vs sensibilidad.	107
Figura 61: Peso unitario húmedo vs sensibilidad.....	108
Figura 62: Peso unitario seco vs Sensibilidad.	109

Figura 63: Contenido de arenas vs profundidad.....	111
Figura 64: Cohesión suelos inalterados vs sensibilidad.	112
Figura 65: Cohesión suelos remoldeados vs sensibilidad.	113
Figura 66: Modulo de elasticidad suelos inalterados vs sensibilidad.	114
Figura 67: Modulo de elasticidad remoldeado vs sensibilidad.....	115
Figura 68: Capacidad de soporte suelos inalterados vs sensibilidad.	116
Figura 69: Capacidad de soporte suelos remoldeados vs sensibilidad.	117
Figura 70: Capacidad de soporte zapara aislada suelos inalterados vs sensibilidad.	118
Figura 71: Capacidad de soporte zapata aislada suelos remoldeados vs sensibilidad.	119
Figura 72: Contenido de arenas vs sensibilidad.....	120
Figura 73: Grafica esfuerzo deformación muestras alteradas y remoldeadas (Batara S1).....	121
Figura 74: Grafica esfuerzo deformación muestras alteradas y remoldeadas (Santa Clara S2).	122
Figura 75: Grafica esfuerzo deformación muestras alteradas y remoldeadas (Villa verde S3).	123
Figura 76: Grafica esfuerzo deformación muestras alteradas y remoldeadas (Villa verde S4).	124

LISTA DE TABLAS.

.....Tabla 1: Localización y coordenadas sondeos.	14
.....	14
Tabla 2: Tamaños de mallas estándar. Fuente: DAS, 1994.	28
Tabla 3: Clasificación consistencia del suelo. Fuente: INVIAS 2007.	41
Tabla 4: Valores de sensibilidad de los suelos. Fuente: Valle, 1982.....	42
Tabla 5: Tabla: Lista de normas utilizadas en la investigación.	54
Tabla 6: Variables e indicadores a estudiar.....	58
Tabla 7: Códigos asignados para cada muestra extraída.	61
Tabla 8: Lista de ensayos realizados a cada muestra.	62
Tabla 9: Propiedades físicas suelos estudiados.....	86
Tabla 10: Propiedades mecánicas suelos estudiados.	87
Tabla 11: Tabla de sensibilidad.	88
Tabla 12: Registro de probetas inalteradas y remoldeadas sin fallar (Sondeo-1 Batará).	94
Tabla 13: Registro de muestras inalteradas y remoldeadas sin fallar (Sondeo 2 Santa Clara).....	95
Tabla 14: Registro de muestras inalteradas y remoldeadas sin fallar (Sondeo 3 Villa Verde hasta 9m).....	96
Tabla 15: Registro de muestras inalteradas y remoldeadas sin fallar (Sondeo 3 profundidad 12m- Sondeo 4 hasta 7.5m) Villa verde.	97
Tabla 16: Registro de fallas para muestras inalteradas y remoldeadas (sondeo1 profundidad 4-5m – 10.5m)	98
Tabla 17: Registro de fallas para muestras inalteradas y remoldeadas (sondeo 2 profundidad 4-5m – 10.5m)	99
Tabla 18: Registro de fallas para muestras inalteradas y remoldeadas (sondeo 3 profundidad 1.5m -. 9m)	100
Tabla 19: Registro de fallas para muestras inalteradas y remoldeadas (sondeo 3 profundidad 12m y sondeo 4 profundidad 1.5m-. 9m).....	101
Tabla 20: Registro de fallas para muestras inalteradas y remoldeadas (s4 profundidad 7.5m – 12m)	102
Tabla 21: Consistencia muestras inalteradas.	103
Tabla 22: Consistencia muestras remoldeadas.	104
Tabla 23: Sensibilidad de suelos estudiados.	105
Tabla 24: valores de Tipo de suelo, peso unitario húmedo, peso de los sólidos, cohesión, contenido de arenas.....	110

RESUMEN.

Este proyecto presenta el informe de la investigación sensibilidad en suelos derivados de cenizas volcánicas en cuatro lugares de la zona de expansión urbana de la ciudad de Pereira, como requisito para obtener el título de ingeniero civil.

Se analizaron los cambios de resistencia a la compresión inconfiada cuando el suelo es sometido a remodelado y se clasifican según su sensibilidad desde insensible hasta ultrasensible, de acuerdo con Valle, 1982.

Se confrontan las propiedades como contenido de humedad, relación de vacíos, pesos unitario húmedo, peso unitario seco, cohesión, módulo de elasticidad, con la sensibilidad para encontrar si hay alguna tendencia. Por último se calcula la capacidad de soporte para los suelos inalterados y remodelados.

Para Los resultados obtenidos de sensibilidad en los materiales estudiados se encuentran en valores desde 1.55 considerado como insensible, hasta 13.05 calificado como muy sensible con un promedio de 5.79. Al someterlos a remodelado.

A la luz de los resultados experimentales y de los problemas geotécnicos observados en campo, se evidencia la necesidad de realizar este tipo de técnica para optimizar el desempeño de estos suelos en aplicaciones constructivas, se recomienda evitar el remodelado en los suelos al momento de la construcción, de igual manera se recomienda evitar diseños para construcción de terraplenes con valores de resistencia a la compresión en muestras inalteradas.

ABSTRACT

This work presents the research report sensitivity in soils derived from volcanic ash in four places in the area of urban expansion of the city of Pereira, as a requirement for the degree of civil engineer.

Changes unconfined compression strength when soil analyzed is subjected to reshaping and sorted according to their sensitivity from ultra insensitive according to Valle, 1982.

Properties such as moisture content, void ratio, wet unit weight, dry unit weight, cohesion, modulus of elasticity, with the sensitivity to find whether there are any trends are compared. Finally the ability to support and remoulded undisturbed soils is calculated.

The results for sensitivity in the materials studied are in securities considered insensitive from 1.55 until 13.05 qualified as sensitive with an average of 5.79. When subjected to remolding.

In light of the experimental results and problems encountered in the geotechnical field, demonstrates the need for this type of technique to optimize the performance of these soils in construction applications, avoid smearing in the soil at the time of construction, just as you should avoid designs for embankments valued compressive strength on undisturbed samples.

1. INTRODUCCIÓN.

Según la CARDER, 2005 Pereira es una ciudad que presenta una dinámica demográfica de gran intensidad. Su estratégica ubicación en el *triángulo de oro* de Colombia la ha hecho receptora de masivos grupos humanos, cada uno más complejo y diverso que otro, y en eje comercial del denominado triángulo del café. Este fenómeno ha tenido gran influencia en el desarrollo y en la transformación espacial y urbana de la urbe. Cada vez es más común observar cómo se construyen terrenos que antes no se percibían útiles para el habitad humano. Sí a esto se le añade el hecho que Pereira está localizada en una región propensa a la actividad sísmica (con un largo historial de sismos de gran magnitud y otros con magnitudes intermedias pero que causaron gran cantidad de daños y víctimas), se podría deducir que se hace menester la caracterización y análisis de los suelos sobre los que se diseñan y construyen estructuras urbanas.

Esta problemática involucra un área de investigación relacionada con el cambio en el comportamiento de la resistencia del suelo en estado inalterado y remodelado que ocurre en el momento de la intervención de los terrenos para la construcción.

En esta investigación se establece una tipología de suelos y sus condiciones en el marco de la moderna ingeniería. Para ello se utiliza una marco investigativo que a lo largo de la propuesta sirve de soporte para adentrarse a una temática que aún se encuentra lejos de ser un objeto de estudio en la ciudad, esto es: el estudio del nivel de sensibilidad que manifiestan los suelos que derivan y se conforman, mayormente, por ceniza volcánica.

A través de los conceptos de granulometría, compactación, resistencia a la cortante, sensibilidad de ceniza volcánica, interpretación del valor de sensibilidad, capacidad de soporte y otros, se desarrolla el marco teórico de la investigación. Por medio de este se estructura la relación entre práctica y teoría.

En el marco de referencia se deja evidencia que la temática de los suelos derivados de cenizas volcánicas carece de una importante tradición investigativa en Colombia. No obstante, algunos aportes prácticos y teóricos sirven para iniciar los análisis de suelos en la ciudad de Pereira. Por su parte, en el marco jurídico se resumen las normas que contienen las disposiciones para la realización de este proyecto de investigación, todos los ensayos se fundamentan en los estándares de las normas ICONTEC.

El marco metodológico presenta cada una de las fases de desarrollo de la investigación. Las técnicas, las herramientas y los procesos de análisis quedan resumidos con el objeto de identificar características y tipologías de suelos en la

ciudad de Pereira. Con el seguimiento geotécnico en el sitio se pretende extraer conclusiones relacionadas con el comportamiento de los materiales involucrados. El marco metodológico está conformado por cuatro fases. La primera definida de campo.

En la segunda fase del proyecto se procedió a la determinación de parámetros físicos. Se procedió a la realización de pesos unitarios, contenido de humedad, gravedad específica, límites, contenido de materia orgánica. En lo que corresponde a ensayos de laboratorio efectuados en las muestras obtenidas a través de los sondeos profundos, a más de pruebas de clasificación (granulometría) en los materiales efectivamente encontrados en el campo, se practicaron ensayos de resistencia (ensayos de compresión simple, ensayos de y ensayos de consolidación).

En la tercera fase, determinación de sensibilidad, se procedió a colocar la muestra centrada en la placa inferior del equipo de carga, se ajustaron cuidadosamente de manera que la placa superior quedara justamente en contacto con la muestra, y se colocó en cero los controles. En la última fase se procedió al análisis de los resultados del proceso.

La cuarta fase equivalió al análisis de resultados de los materiales ensayados y sacar conclusiones del este estudio.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.

Los fenómenos dinámicos en el suelo existen desde la formación de la tierra, pero solo hasta años muy recientes e impulsado por los daños generados por estos, se evidencio la necesidad de estudios detallados para tener un óptimo manejo de ellos.

De acuerdo con Lizcano et al 2006, en Colombia los suelos derivados de cenizas volcánicas ocupan el 11.6% de su territorio los cuales hacen parte de departamentos de Antioquia, caldas, Risaralda y Quindío.

Generalmente a la hora de construir un terraplén o un lleno con suelos derivados de cenizas volcánicas en sus diseños se trabaja con valores de resistencia del suelo pero en su estado inalterado y no se tiene en cuenta que en sus condiciones de trabajo ocurre un cambio de la estructura como también de sus propiedades del suelo. Este tipo de suelo sufren de sensibilidad la cual se refiere al tiempo y las variaciones de presión y condiciones ambientales desde el instante de la formación pueden dar lugar a que cualquier suelo tenga una mayor resistencia en estado inalterado al momento de someterlos a un remoldeo obtiene un cambio de las propiedades mecánicas.

Causa:

Las técnicas de experimentación utilizadas para determinar las propiedades de estos suelos pueden conducir a resultados que difieren significativamente de las propiedades in situ, debido a que estos suelos derivados de las cenizas volcánicas presentan una alta sensibilidad a la fabricación de la muestra y al método seguido durante el ensayo esto causa que pierdan su estructura de suelo, por la forma de compactación la cual no se debe de realizar a manera semejante de otros suelos.

Efecto:

Puede causar la perdida de resistencia que puede generar una inseguridad durante las etapas de diseño y construcción. También problemas de tipo geotécnicos comúnmente asociados a este tipo de suelos donde pueden ocurrir inestabilidad de taludes, alta sensibilidad, agrietamiento y problemas durante el manejo como materiales de construcción (excesiva humedad, consistencia muy blanda).

3. JUSTIFICACIÓN.

Este proyecto se realizara para conocer las repercusiones que tiene construir sobre los suelos derivados de ceniza volcánica al remodelar el suelo y cómo puede afectar sus cambios mecánicos a las construcciones que se realizan con dicho material.

De acuerdo con el estudio de microzonificación sísmica de la ciudad de Pereira como se muestra en la figura 1 (CARDER 2005). La ciudad está dividida por zonas de acuerdo con el tipo de suelo generalmente de cenizas volcánicas y sus espesores. De acuerdo con el Decreto 932 de octubre del 2011 de la alcaldía de Pereira la zona 1 se ubica san Jorge la cual se caracteriza superficialmente por depósitos de cenizas volcánicas con espesores de 2 a 10 metros de buena rigidez, en la zona 2 donde se ubica el aeropuerto batallón y parte de la zona de cuba con depósitos característicos de cenizas volcánicas de 10 a 20 metros de espesor con una buena rigidez, la zona 3 conformada por Centro, Álamos, el poblado, quebrada el chocho y la Villa olímpica-Galicia, la secuencia general de materiales consiste en cenizas volcánicas de 20 a 25 metros de espesor de buena rigidez y cementación, la zona 4 donde se ubica en Ciudadela Perla del Otún - Naranjito con depósitos de cenizas volcánicas de espesores de 25 a 35 metros sobre conglomerados de buena rigidez, la zona 5 está conformada por rio Otún, rio Consota, Mercasa, Asturias, quebrada el oso los cuales están conformados por depósitos aluviales semiconsolidados, con espesores entre 8 y 15 metros de buena rigidez y la zona 6 se clasifican todos los llenos constituidos por ser blandos y de espesores de 6 a 15 metros en algunas ocasiones, y en la zona 7 está conformada por Canceles, Villa Santana y la quebrada de Erazo constituidos por cenizas volcánicas, con espesores menores a 8 metros sobre suelo residual arcilloso que alcanza profundidades hasta de 22 metros. Por lo cual es necesario conocer que tan sensible es dicho suelo, que tan viable es construir sobre él, que cambios tiene a la hora de ser transportado a otra construcción como un terraplén, relleno y demás construcciones que se elaboren con este material.

3.1 Efectos Sociales:

Al hacer este estudio se puede lograr un factor de seguridad o algunas precauciones tanto para construir sobre estos tipos de suelos derivados de ceniza volcánica o para usarlos como material.

3.2 Efectos Económicos:

Los aspectos económicos en este proyecto los cuales son uno de los más importantes se realizaran diseños de cimentaciones con valores de resistencia en estado inalterado y diseños con la perdida de la resistencia y hacer una comparación de costos.

3.3 Efectos Teóricos:

Estudio de la sensibilidad de suelos derivados de cenizas volcánicas en la ciudad de Pereira lo cual se realizaron unos ensayos en zonas puntuales de la ciudad para determinar esta sensibilidad y tener la información para los ingenieros de la región para aplicar factores de seguridad en los diseños y para aplicar medidas de seguridad durante la construcción.

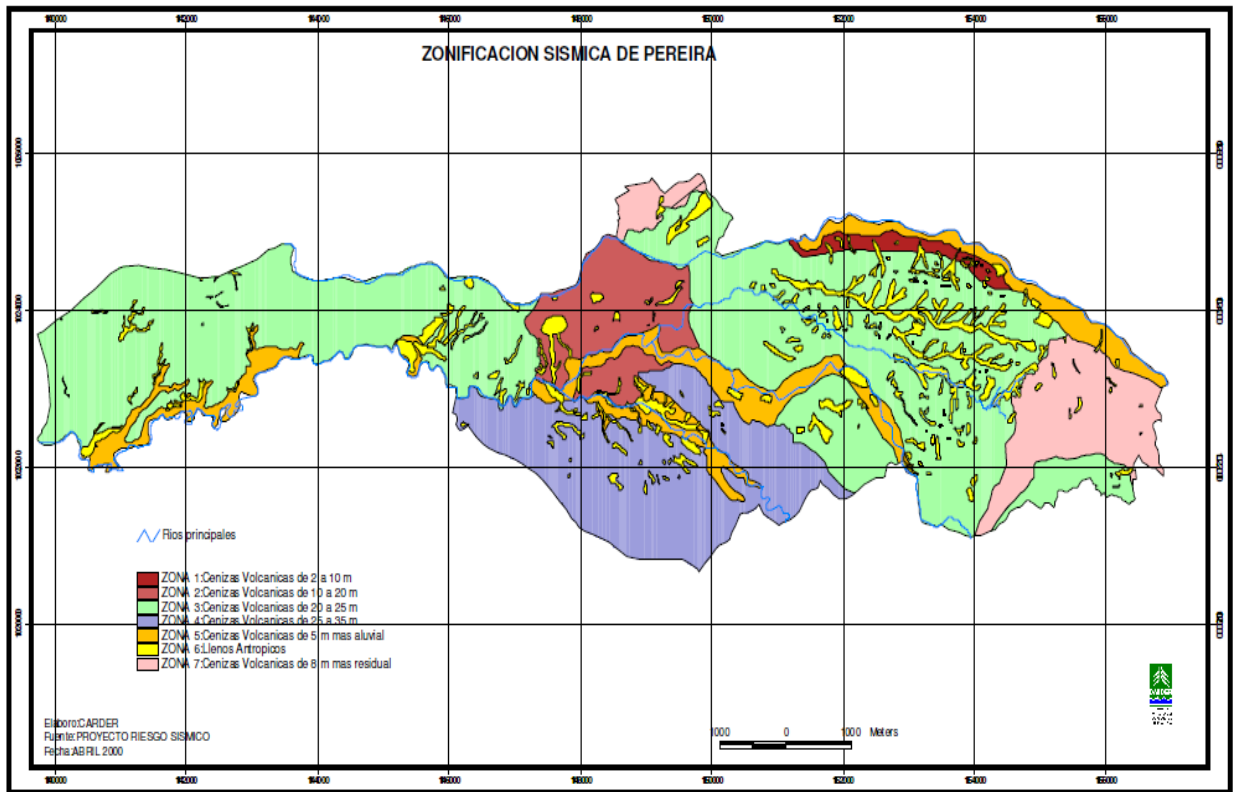


Figura 1: Microzonificación sísmica de Pereira. Fuente: (Carder, 2005).

4. OBJETIVOS.

4.1 OBJETIVO GENERAL.

Determinar la sensibilidad y cambio de propiedades mecánicas de los suelos derivados de cenizas volcánicas en los sectores de Batara, urbanización Santa clara y Villa Verde lugares ubicados en la zona de expansión urbana de la ciudad de Pereira.

4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

- Determinar cambios de resistencia a la compresión no confinada y relacionarlas con propiedades físicas de los suelos analizados.
- Caracterizar los suelos de cenizas volcánicas en los lugares Batara, Urbanización Santa Clara, y Villa Verde.
- Determinar la capacidad de soporte con valores de resistencia a la compresión simple en estado inalterado y remoldeado para conocer la influencia de este fenómeno en las edificaciones de la zona.

5. MARCO GEOGRÁFICO.

En este capítulo se encontrara la localización, descripción, zona de expansión urbana, división política, climatología, y geología de la ciudad de Pereira y los respectivos lugares en los cuales se extrajo el material correspondiente a suelos derivados de cenizas volcánicas.

5.1 LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN GENERAL DEL MUNICIPIO.

En el diagnóstico de riesgos ambientales del municipio de Pereira se describe que fue fundada el 30 de agosto de 1863 y erigido municipio el 20 de enero de 1870. Se encuentra localizado en el llamado “Triángulo de Oro” conformado por Bogotá, Medellín y Cali en la vertiente occidental de la Cordillera Central, desde los 5.000 m.s.n.m. en el Nevado de Santa Isabel hasta los 900 m.s.n.m. en el Río Cauca sobre los sectores oriental y occidental del municipio respectivamente como se muestra en la figura 2 (CARDER, 2005)

Pereira conforma el Área Metropolitana Centro Occidente con los municipios de Dosquebradas y La Virginia, además pertenece a la Subregión 1 con los municipios de Dosquebradas, Santa Rosa de Cabal y Marsella como se ve en la Figura 2,; de acuerdo al proceso de Planificación Ambiental del Territorio realizado por la CARDER; ya que estos cuatro municipios presentan características biofísicas, socioeconómicas y culturales similares, además de concentrarse allí la mayoría de la población y los procesos económicos y sociales más significativos del departamento (CARDER, 2005).

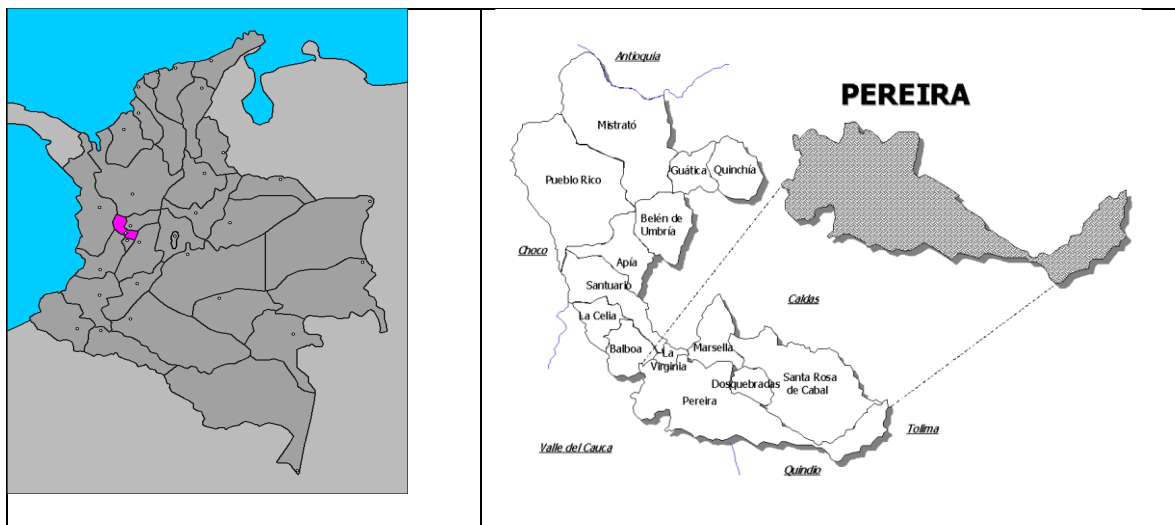


Figura 2 Localización de Pereira en departamento de Risaralda. Fuente: (Carder, 2005)

La ciudad de Pereira tiene una altura sobre el nivel del mar (ASNM) de 1.411 m, una superficie 609 km² y una temperatura promedio de 21° C. De igual forma, presenta una Precipitación Media Anual de 2.108 mm. Sus principales ríos son el Otún (el área de la cuenca es de 494 Km², tiene una longitud total de 67 Km. siguiendo una trayectoria en sentido oriente- occidente desde la Laguna del Otún, donde nace a 4000 m.s.n.m., hasta confluir en el Río Cauca a 950 m.s.n.m. en la Vereda Estación Pereira.), el río Consota (nace cerca del Alto Morroazul, a unos 2.200 m.s.n.m. inicialmente su recorrido es paralelo al Río Otún pasando por el costado sur de Pereira, luego gira hacia el suroccidente para desembocar en el Río La Vieja, entre Cerritos y Cartago. Tiene un recorrido de aproximadamente 45 km) y el río Barbas (nace cerca del Alto Morroazul, a unos 2.200 m.s.n.m. inicialmente su recorrido es paralelo al Río Otún pasando por el costado sur de Pereira, luego gira hacia el suroccidente para desembocar en el Río La Vieja, entre Cerritos y Cartago. Tiene un recorrido de aproximadamente 45 km) (CARDER, 2005)

5.2 ZONAS DE EXPANSIÓN URBANA DE PEREIRA.

Como se muestra en la figura 3 el municipio de Pereira está dividido en zona urbana y zona de expansión urbana. El Plan de Ordenamiento Territorial P.O.T- especifica que la zona de expansión urbana en el año 2007 era de un área de 820 ha para el sector occidental de la ciudad, de 496.2 Ha para el sector sur de la ciudad, de 164 Ha para el sector oriental de la ciudad, de 39.5 Ha sector sur-oriental de la ciudad y de 63.1 Ha en el costado norte de la ciudad (P.O.T Pereira, 2007). Por su parte, el P.O.T de Pereira definió y delimitó las zonas suburbanas del Municipio de Pereira en cinco (5) zonas. De éstas, es el sector de Combia la que presenta la mayor zona de expansión (con un área de 1580 Ha) y la zona occidental, que corresponde al sector de cerritos, con un área de 2710.5 Ha.

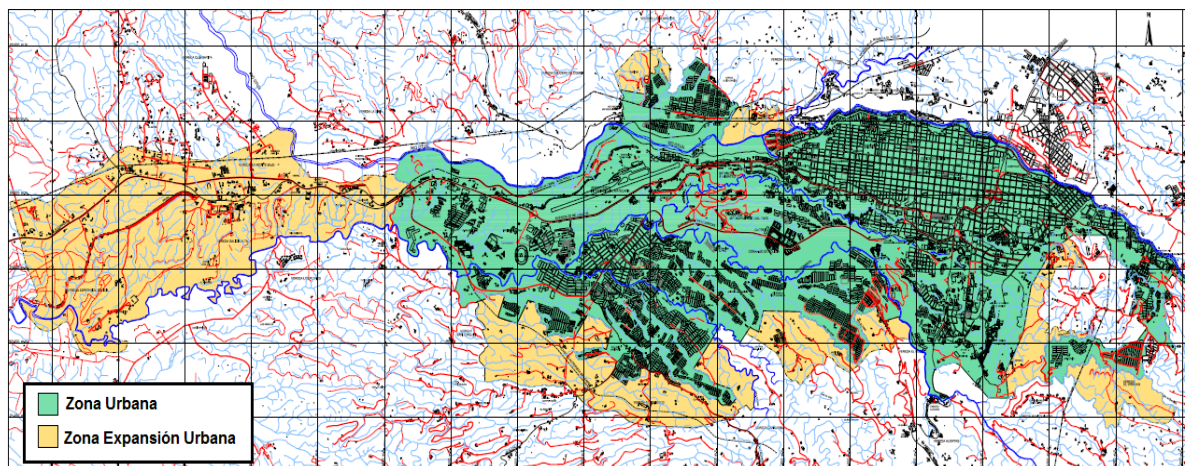


Figura 3: Perímetro urbano y expansión urbana de la ciudad de Pereira.
Fuente: Alcaldía de Pereira. 1998

5.3 DIVISIÓN POLÍTICO-ADMINISTRATIVA.

Comunas: Río Otún, Centro, San Joaquín, Del café, Boston, El Oso, Consota, Cuba, El Poblado, Universidad, Villa Santanta, Oriente, Olímpica, Perla del Otún, Villavicencio, Ferrocarril, Jardín, San Nicolás y El Rocío.

Corregimientos: Altagracia, Arabia, Caimalito, Cerritos, Combia Alta, Combia Baja, La Bella, La Estrella-La Palmilla, La Florida, Morelia, Puerto Caldas, Tribunales-Córcega.

5.4 DESCRIPCIÓN DE LAS PRINCIPALES FALLAS GEOLÓGICAS DE PEREIRA.

Falla San Jerónimo: Cruza en el sector oriental de Pereira, Santa Rosa Manizales y Neira. En el estudio en mención se le atribuye una tasa de actividad baja a moderada.

Falla Santa Rosa: Fallamiento de dirección NE-SW que morfológicamente se define en una longitud de 24 Km. Puede identificarse, en la vía Dosquebradas-Santa Rosa a la altura de Boquerón.

Falla Río Otún: Afecta litologías de la Formación Pereira, se evidencia en la cuenca del Río Otún, ya que existe una diferencia de nivel entre el bloque norte (bloque levantado- Municipio de Dosquebradas) y sur (bloque hundido- casco urbano de Pereira), delimitados por la falla. Según algunos estudios, se concluyó que la actividad sísmica es tan baja que parece poco probable que las laderas del río puedan verse afectadas por ella (CARDER, 2005).

Falla Consota: Fallamiento con dirección NW, paralelo a la falla Otún, presenta sus mismas características, en el sentido de estar limitando bloques con diferencia de nivel, levantando el del norte (Av. de las Américas) y hundido el del sur (barrios Poblado y 2.500 lotes). Esta falla posiblemente se evidencia en la vía Pereira- La Bella, en este corredor vial a la altura del K9+300, sector "El Aguacate" (CARDER, 2005).

5.5 CLIMATOLOGÍA.

El clima es el conjunto de fenómenos atmosféricos que caracteriza el ambiente de una región. Es un factor determinante en la formación y evolución de suelos y vegetación, meteorización de rocas y desarrollo de procesos erosivos y en el régimen hidrológico propio de una zona. Influye igualmente en todos los aspectos de la vida humana, especialmente en las actividades económicas y en el uso de la tierra. Los fenómenos de mayor importancia en la caracterización del clima son la

lluvia y la temperatura, en función de los cuales se encuentran otros como la humedad, el brillo solar, los balances hídricos, los vientos y la nubosidad (CARDER, 2005).

5.5.1 PRECIPITACIÓN.

Pereira posee un régimen de lluvias de distribución bimodal: 2 periodos lluviosos y 2 periodos secos o de lluvias bajas. Los periodos lluviosos ocurren con posterioridad a los equinoccios de primavera y otoño y corresponden a los meses de abril a mayo, con lluvias máximas en mayo (294 mm en promedio); y de octubre a noviembre, cuyo extremo máximo ocurre en octubre (promedio de 390 mm). Por su parte, los periodos secos corresponden a los meses de enero a febrero (177 mm) y de julio a agosto (184 mm). La precipitación media anual es de 2.750 mm. (CARDER, 2005).

5.6 GEOLOGÍA GENERAL.

El municipio de Pereira se caracteriza litológicamente por el predominio de depósitos de carácter aluvial, glacial, flujos volcánicos (cenizas, lavas, lapilli); por tal motivo, los afloramientos rocosos son fácilmente identificables por su abrupta topografía que contrasta con las formas suavizadas de los depósitos.

En el Municipio afloran diferentes tipos de rocas pertenecientes a las formaciones: Grupo Diabásico, Pórfido Dacítico de la Virginia, Zarzal, Cartago, La Paila, Pereira y los depósitos aluviales de los ríos Cauca y La Vieja (CARDER, 2005).

5.6.1 FORMACIONES SUPERFICIALES.

Las principales litologías aflorantes a nivel local, caracterizan las llamadas formaciones superficiales, como los depósitos encontrados inmediatamente debajo de la capa vegetal, entre los que se cuentan las rocas del basamento y sus respectivos saprolitos, los depósitos de origen aluvial, coluvial, volcano-sedimentarios, de caída de piroclastos y los de rellenos antrópicos y depósitos de vertiente y de relleno de pantano (CARDER, 2005).

- Rocas de basamento (Formación Barroso y Grupo Arquía): El basamento geológico de mayor densidad y rigidez está conformado por rocas basálticas y gabroicas pertenecientes a la Formación Barroso. Este tipo de basamento caracteriza el sector más occidental de Pereira y Dosquebradas (CARDER, 2005).
- Abanico o Glacis del Quindío (Formación Pereira): Este tipo de depósitos se distribuye dentro de la mayor parte de la ciudad. Se relaciona con grandes

erupciones volcánicas, que han dado lugar a flujos de escombros, flujos de lodo y flujos piroclásticos, usualmente subyacen las cenizas volcánicas y los depósitos aluviales (CARDER, 2005).

- **Cenizas volcánicas:** Las cenizas volcánicas presentan un vasto recubrimiento sobre la mayor parte del área municipal lo que se relaciona a su origen sub-aéreo, relacionado con las erupciones volcánicas ocurridas sobre el eje de la Cordillera Central, durante los últimos 100.000 años, con una contribución, notable en espesor, para los últimos 10.000 años. Los conos volcánicos principales del sector son los Nevados del Ruiz, Santa Rosa, Quindío, Tolima y el Volcán Cerro Bravo.
- **Depósitos aluviales:** Los principales depósitos aluviales son aquellos relacionados con las cuencas de los ríos Otún, Consota y San Eugenio y las quebradas El Oso y Dosquebradas. La información de refracción sísmica sugiere espesores hasta de 25 m.
- **Depósitos :** Los materiales más recientes forman depósitos, los cuales se distribuyen de forma dispersa a lo largo del lecho de los ríos Otún, Consota, San Eugenio, y sus principales tributarios.
- **Llanuras de inundación:** Las llanuras de inundación se encuentran distribuidas de forma discontinua a lo largo de los cauces, como es el caso del sector de la Universidad Católica para el río Consota.
- **Abanicos aluviales:** Otro tipo de depósitos aluviales presentes en la zona es el denominado abanico o cono aluvial, y en muchos casos coluvial-aluvial. Éstos se generan hacia los piedemontes de diversas cuencas, los cuales originan fenómenos de flujos aluvio-torrenciales.
- **Terrazas aluviales:** Las principales terrazas aluviales se localizan en diversos sectores de los ríos Otún y Consota, y las quebradas El Oso, La Chillona y Los Frailes. Se destaca el sector de San Fernando (Cuba), debido a que está localizado sobre una terraza de dimensión considerable.
- **Coluviones:** Corresponden a depósitos heterogéneos, originados en laderas principalmente de alta pendiente, y se distribuyen de forma dispersa en el área del municipio, su presencia puede dar lugar a fenómenos de remoción en masa.
- **Rellenos antrópicos:** Desde la década comprendida entre los años 1930 y 1940, varias clases de rellenos antrópicos fueron desarrollados en particular en la ciudad de Pereira.

5.7 Zonas de extracción de muestras.

De acuerdo con el Plan de Ordenamiento Territorial (POT), El territorio municipal se encuentra dividido en zona urbana y expansión urbana como se muestra en la (Figura 3). La investigación se limitó al análisis de suelos derivados de cenizas volcánicas en la zona de expansión urbana específicamente en los sectores de Batara, Santa Clara (cuba), y villa verde, como se muestra en la (figura 4) en donde se realizaron sondeos para la obtención de muestras inalteradas del suelo de acuerdo a la (NTC-2121) (Obtención de muestras con tubos de pared delgada) hasta una profundidad de 12m.

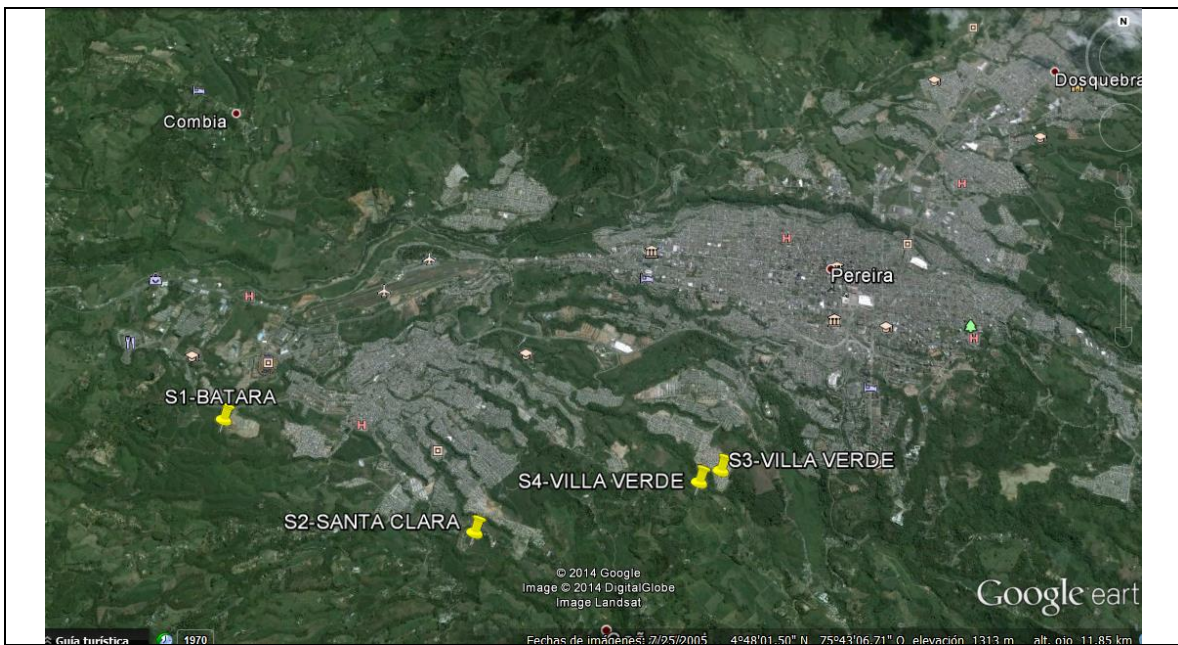


Figura 4: Localización sondeos realizados. Fuente: Google Earth, 2014.

Como muestra la (figura 4) los sondeos realizados en las 4 zonas, Batara (S1), Santa clara (S2), Villa verde (S3), Villa verde (S4). Con las siguientes coordenadas geográficas. En la tabla 1, se escriben las coordenadas para cada uno de los sondeos realizados.

ZONA	SONDEO	LOCALIZACION	Coordenadas en Datum BOGOTÁ Gauss-Kruger	
			LATITUD	LONGITUD
4	S1	Batara	4° 47' 50.91" N	75° 45' 22.11" O
3	S2	SantaClara	4°47'11.33"N	75°43'50.50"O
3	S3	VillaVerde	4° 47' 32.28" N	75° 42' 25.90" O
3	S4	VillaVerde	4° 47' 28.21" N	75° 42' 33.51" O

Tabla 1: Localización y coordenadas sondeos.

6. MARCO DE REFERENCIA.

En este capítulo se presenta un resumen de las investigaciones realizadas sobre sensibilidad así como los objetos y alcance de la misma. A continuación se realiza un resumen de los aportes de dichos antecedentes, en relación con las cenizas volcánicas o con la sensibilidad de los suelos.

6.1 Suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia, (Lizcano et al, 2006).

Este estudio es de importante para la investigación ya que es especializado en suelos derivados de cenizas volcánicas en el país con ensayos de geotecnia en muestras de la región cafetera. Este comienza con dar a conocer de origen y formación los suelos derivados de cenizas volcánicas tras las evoluciones in situ de los suelos residuales, donde estos se caracterizan por una granulometría más fina próxima a la superficie donde la alteración ha sido más intensa, a pesar de esta generalización, existen suelos residuales que reflejan mayor alteración en profundidad; este es frecuente el caso de los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia. Para entender los mecanismos que gobiernan sus propiedades físicas, el comportamiento mecánico y las principales consecuencias geotécnicas. El programa experimental incluye el estudio de propiedades químicas, termales, eléctricas y mecánicas, y su interpretación en términos de estructura interna, composición e interacción entre partículas y fluidos. A la luz de los resultados experimentales y de los problemas geotécnicos observados en campo, se evidencia la necesidad de realizar las técnicas de caracterización y diseño para optimizar el desempeño de estos suelos en aplicaciones de ingeniería.

Los resultados a la luz de esta investigación se encuentran características como contenido de humedad el cual establece que los suelos próximos a la superficie tiene entre 1.5m y 5.5m tienen menor grado de meteorización y una mayor densidad y mayor contenido de limos y arenas. Lo que estos suelos tienen menor capacidad de alojar agua (56%) y una mayor sensibilidad de succión al cambio de humedad.

En este estudio los límites de consistencia de los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia fueron estudiados a humedad natural que indica que estos suelos son por lo general, limos de alta o baja plasticidad

De las propiedades mecánicas se basan de la historia de formación y resultados experimentales indican que este tipo de suelos su relación de vacíos indican que varían entre $e=2.2$ y $e=2.7$.

A la hora de hablar de sensibilidad se dice que en comparación con suelos de origen sedimentario de similar plasticidad, se ha observado que algunos suelos derivados de cenizas volcánicas presentan baja sensibilidad y el ángulo de fricción presenta ligeras diferencias entre estado de resistencia pico y residual de acuerdo con datos reportados para suelos de dominica (West India), Indonesia, Papua New Guinea y Tanzania (Rao, 1995, Wesley, 1977) citados por Lizcano et al., 2006. Estas ligeras diferencias pueden estar relacionadas con la presencia de alofana, haloisita e imogolita. Wesley (1977) citado por Lizcano et al., 2006 sugiere que las partículas de alofana, debido a su estructura no cristalina (no laminar), no alcanzan una orientación preferencial única más allá de la resistencia máxima y consecuentemente las diferencias entre los estados de resistencia máxima y residual son ligeras.

Una Tendencia distinta ha sido reportada en suelos derivados de cenizas volcánicas en Nueva Zelanda usando ensayos de compresión no confinada se ha obtenido valores de sensibilidad variando entre 5 y 55 (Jaquet, 1990) Citado por Lizcano et al., 2006.

La sensibilidad de suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia en este estudio se determinó mediante el ensayo de veleta sobre muestras superficiales. Estas presentan alta variabilidad en sus propiedades físicas (i.e, consistencia, plasticidad, tamaño de partículas). La resistencia pico de las muestras ensayadas en este estudio varía entre 70 kPa y 195 kPa. En comparación Wesley (1973) citado por Lizcano et al 2006, encontró valores del ensayo de veleta variando entre 70kPa y 100 kPa para suelos derivados de cenizas volcánicas de Nueva Zelanda. La resistencia residual encontrada para muestras presentaron una leve variación entre la resistencia máxima y residual (sensibilidad: 1-3).

Otra de las propiedades que son importantes en este estudio es la compactación la que tradicionalmente implica la aplicación de un procedimiento por medio de la cual se reducen los vacíos del suelo con el fin de obtener una estructura más rígida, con mayor resistencia y menor compresibilidad y permeabilidad. En los suelos derivados de cenizas volcánicas la aplicación de este criterio ha llevado a resultados disímiles respecto a los que son convencionalmente encontrados. Estos resultados disímiles son controlados por el grado de secado y remoldeo aplicados al material (Townsend, 1985; Wesley, 2003). Citado por Lizcano et al., 2006.

6.2 Suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia: estudio fundamental e implicaciones en ingeniería, (Herrera, 2006).

Con este estudio se conoce los mecanismos que confieren las propiedades que los suelos derivados de cenizas volcánicas presentan in situ como resultado de su evolución, los procesos que las modifican y las condiciones que inducen

problemas geotécnicos en estos materiales, esta investigación obedece preocupación de tipo científico y social. Las regiones de Colombia se caracterizan por tener suelos derivados de cenizas volcánicas concentran aproximadamente el 10% de la población y representan un alto porcentaje del crecimiento económico nacional. Estas regiones se caracterizan por presentar problemas de tipo geotécnico relacionados con inestabilidad de taludes, agrietamiento superficial, erosión y complicaciones en la construcción de estructuras geotécnicas.

La ocurrencia de problemas geotécnicos en estos suelos esta principalmente relacionada con los cambios de sus propiedades debido a la alteración de su condición in situ. Esta alteración puede ser de carácter físico, general producida por cambios de humedad, remoldeo o destrucción de la estructura natural, o de carácter químico, relacionada con los procesos de disolución de compuestos y meteorización de materiales primarios. La ocurrencia de deslizamientos es un problema que ha ocasionado numerosas muertes y millonarias pérdidas económicas durante los últimos 50 años en estas regiones. Frecuentemente, la falla taludes tiene elevado potencial destructivo debido a la velocidad que la masa en movimiento desarrolla, tienen elevado potencial destructivo debido a la velocidad que la masa en movimiento desarrolla, la extensa longitud que recorre y el hecho que las zonas afectadas son por lo general, densamente pobladas.

La experiencia de la utilización de los suelos derivados de cenizas volcánicas en la construcción de estructuras de contención (e.g. muros, rellenos, presas, etc.) indica que las técnicas de compactación tradicionalmente implementadas no son las apropiadas para obtener buen rendimiento y costo efectivo. En el eje cafetero se aplican técnicas de compactación basadas en minimizar la alteración del suelo por medio del control de la energía de compactación y simular la densidad natural a la condición de humedad in situ. Esta tesis doctoral es importante tenerla en cuenta por que se encuentran estudios realizados a la cenizas volcánicas y también tener encuentra el manejo de la compactación en campo de la zona cafetera y la alteración del material.

6.3 Singularidades de propiedades geotécnicas de los suelos complejos en regiones sísmicas, (VERDUGO, 2008).

Resultados de la actividad volcánica en una amplia gama de tipos de suelos con características muy inusuales, el más notable de las cuales es arcillas de ceniza volcánica que contiene los minerales de la arcilla alófono e Imogolita. Además de estos suelos, la actividad volcánica a menudo produce las especiales condiciones ambientales que resultan en la formación de suelos diatomeas, es decir, agua rica en sílice disuelta. Estos suelos consisten en partículas individuales que contienen intrapartículas huecos llenados de agua, dando lugar a una morfología muy

singular partículas porosas que es bastante diferente de suelos sedimentarios estereotipados. Este documento presenta una serie de pruebas de laboratorio con cuidado en las muestras de los materiales encontrados en Chile. Estas pruebas demuestran que los suelos resistidos de cenizas volcánicas desarrollan presiones de rendimiento que son similares a la presión pre consolidación de suelos sedimentarios. Este tipo de suelo también muestra un cambio drástico en las propiedades debido a la sequía. Además, los suelos diatomeas y aquellos que contienen alófono tienen densidades muy bajas, a pesar de que se desarrollan notablemente alta fuerza de esquilero. La necesidad de sus propiedades ser correctamente entendida y tenidas en cuenta en el diseño geotécnico, especialmente diseño sísmico, se acentúa, ya que la ubicación de estos suelos generalmente coincide con la actividad sísmica, que, como la actividad volcánica, surge de la interacción de la placa tectónica.

Los resultados a la luz de esta investigación para los suelos derivados de cenizas volcánicas en Santa Bárbara se clasifican según Casagrande como MH

También se encuentran valores como contenido de humedad las cuales tiene un rango entre 78.1% y 124.2%, la densidad de los sólidos tiene un intervalo entre 5.9 kN/m³ y 7.06 kN/m³. Como dato importante el comportamiento de las muestras inalteradas la sección presenta una cizalladura.

Las relaciones de vacíos en este estudio estuvieron en un intervalo de 2 a 6 con una resistencia a la compresión de 800 kPa en estado inalterado.

Esta información es muy importante ya que sirve de comparación para los resultados de nuestra investigación y para complemento ya que hay tipos de ensayos que no se realizaron en esta.

6.4 Variación de las propiedad de las arcillas alófanas en Colombia al variar grado de saturación. (Betancur et al 2013).

Las erupciones volcánicas pueden destruir los ecosistemas a su alrededor y las cenizas que producen lo cubren todo a su paso. No obstante, esas cenizas devastadoras originan algunos de los más productivos y complejos suelos del mundo. Bajo el propósito de conocer las propiedades y el comportamiento de estos suelos en condiciones naturales, el presente estudio muestra cómo, a través de ensayos de laboratorio, se relacionó la variación constante en el tiempo el grado de saturación del suelo con sus parámetros de resistencia. Muestras de suelo extraídas de la ciudad de Pereira, fueron llevadas a la falla para obtener los parámetros de resistencia al corte en condición UU. En los resultados obtenidos se evidencia una tendencia de variación de la cohesión con la variación del grado de saturación. Causas alternativas para este comportamiento del suelo son

discutidas, así como su aplicación en la optimización del que hacer ingenieril en estos suelos.

Los resultados de este estudio son muy importantes tenerlos en cuenta ya que se realizaron con muestras de la ciudad de Pereira. Estas muestras fueron clasificadas según la carta de plasticidad de Casagrande en la zona correspondiente a suelos MH (limos arenosos y arcillosos de alta media compresibilidad. De estos ensayos realizados por esta investigación se identifica el índice de plasticidad entre 16.1 y 28.8, y limite liquido entre 66.1% y 134.6%

Entre otras propiedades se encuentra el contenido de humedad donde se ubicaron entre el 60% y el 138%

Para los peso unitario seco se ubicó entre 5.88kN/m³ y 9.3 kN/m³ (muestras sin saturar).

El peso unitario húmedo para las muestras sin saturar se ubicó entre 11.9 kN/m³ y 14.4 kN/m³

Las curvas de esfuerzo deformación presentan una configuración típica en la que el esfuerzo cortante crece rápidamente con el desplazamiento hasta alcanzar el esfuerzo de falla. A partir de este punto en esta investigación se determinan las relaciones existentes entre el grado de saturación y los valores de cohesión y ángulo de fricción el cual se debe a los cambios en las propiedades mecánicas del suelo que al aumentar el grado de saturación aumenta la cohesión y se disminuye el ángulo de fricción esto se puede producir por el cambio de la composición interna de la masa del suelo al aumentar el volumen de agua y por consiguiente el volumen de vacíos.

6.5 Evaluación del método de Hilf para el control de compactación de mezclas con suelos volcánicos del aeropuerto del café, en palestina, caldas. Manizales, (SANCHES 2008).

Esta investigación tiene como objetivo evaluar la aplicación del método rápido de J.W. Hilf basado en el proctor estándar para el control de compactación de terraplenes que involucran suelos derivados de cenizas volcánicas y suelos residuales, en la construcción del aeropuerto del café. En este estudio se deben de tener en cuenta la construcción de los terraplenes para el proyecto ya que se enfrenta con retos para la ingeniería geotécnica derivados de altas precipitaciones la abrupta topografía, la compleja geología y las características poco convencionales del proyecto y la velocidad de los métodos habituales de control, conjunto a esto causan la extensión de los tiempos de construcción a magnitudes inaceptables desde el punto de vista técnico y económico. En este estudio se muestra el procedimiento de la construcción de terraplenes y la manera que se

realiza la compactación en campo pero de manera particular ya que son suelos de origen volcánico. En esta parte se hace claridad que los terraplenes se usa material de lleno el cual es obtenido mayoritariamente de los bancos de préstamo cercanos al terraplén y en menor medida de la excavación realizada para el abarcamiento. Según esta tesis las cenizas volcánicas son particularmente susceptibles al remoldeo que ocasiona el paso continuo de los buldóceres. Las actividades son frecuentemente detenidas cuando el material se encuentra a humedades muy altas, puesto que el paso de los equipos se hace imposible. En este caso se hace referencia a unas de las técnicas utilizadas para controlar el remoldeo en suelos derivados de cenizas volcánicas que ha funcionado la técnica de mezclado de esta cenizas con el suelo residual excavado del mismo banco de préstamo, con lo cual se disminuye dicha susceptibilidad cuando el material se encuentra en humedades no aptas para la construcción. Estos terraplenes se envuelven en geotextil de refuerzo se dispone dentro cada 1.5m dentro terraplén (cada 1.0m en la corona) con un traslapo lateral mínimo entre telas y una longitud que depende de la altura total del terraplén.

En esta proyecto se comparó las densidades máximas y más humedades optimas de compactación obtenidas por el método del control convencional (usando densidades secas), con las encontradas por el método HILF, con base en el proctor estándar, a partir de los datos suministrados por el proyecto. Se evaluó las diferencias entre los valores de humedad encontrados en el laboratorio de la obra usando un horno no convencional y los resultados obtenido en el laboratorio mediante el equipo estándar. Se preparó y se ensayó las muestras en compresión inconfiada como testigos del control de compactación de terraplenes mediante el método rápido y se encuentran correlaciones entre densidad y resistencia a la compresión inconfiada.

Ventajas de la aplicación del método:

La utilización del método de Hilf ha agilizado de forma considerable el control de las capas compactadas comparativamente a la utilización del método convencional de control de compactación. Por tanto la evaluación del grado de compactación no ha sido causal de retraso de las actividades programadas en el proyecto. En lo que respecta a las labores de compactación la mayor dificultad del proyecto ha sido, la alta humedad que alcanzan los suelos derivados de ceniza volcánica como resultado de la frecuencia e intensidad de las lluvias en la zona, debiendo compactar las capas de los terraplenes en un repetido número de casos a valores muy superiores al de su humedad óptima.

6.6 Influencia de los minerales no cristalino en el importe total, resistencia y composición molecular de la materia orgánica en los suelos de cenizas volcánicas (HERNANDEZ, et. al, 2012)

En este estudio se encuentra un respectivo análisis de la materia orgánica de los suelos los cuales se tomaron la cantidad total, resiliencia y estructura molecular de la materia orgánica del suelo se determinó en una serie de suelos de ceniza volcánica de la isla de Tenerife (España), con una gama de minerales amorfos, carbono orgánico (C) y minerales de la arcilla. Hasta 120 principales descriptores analíticos de la SOM fueron procesados por uno y análisis estadísticos multivariados. Corto alcance ordenados minerales se estimaron desde el índice, calcularon en la proporción de estos: A los complejos órgano-metálicos y minerales cristalinos se determinaron mediante difracción de rayos x. Los ácidos húmicos fueron aislados, purificados y analizados por espectroscopia de resonancia magnética nuclear C visible, infrarroja y 13 y analítica de la pirolisis. Además, CO₂ suelte las curvas del suelo toda las muestras se utilizaron para obtener índices de resistencia materia orgánica de los suelos. Los resultados revelaron que la cantidad y la resiliencia de la materia orgánica del suelo dependían de la presencia de corto alcance ordenados minerales: cuanto mayor sea el contenido de minerales no-cristalino, cuanto mayor sea la estabilización de la C. Sin embargo, no se encontraron ninguna relación significativa entre estos minerales amorfos y compuestos aromáticos, que son indicadores de resiliencia en ha. Por el contrario, ciertas características moleculares de la Has, tales como la densidad óptica a 465 nm, la concentración de pigmentos de hongos tipo quinona, los rendimientos de los derivados de hidratos de carbono y compuestos de N, destacó el papel de alófono-tamaño de las nano partículas en la protección de microbianas metabolitos producidos durante la descomposición y es también probable que proporcionan sitios activos para estabilización de suelo C a escala coloidal. Con este estudio se determinó que cuando los suelos con un gran contenido de minerales amorfos son sometidos a las prácticas agrícolas y la continua exposición de los agregados de los suelos a los ciclos de desecación – rehumectación podría aumentar la precipitación de sílice y cristalización, lo que lleva a la formación de minerales cristalinos de tipo halloysita. Reduciendo así el potencial de los suelos para estabilizar las diferentes formas de carbono, en los suelos estudiados este efecto parece tener lugar a los minerales amorfos cuando estos materiales se añaden a los suelos a baja altura. El suelo resultante debido a estas mezclas carece de sus propiedades andicas originales que resultan el aumento de la liberación de contenido de materia orgánica en forma de CO₂ a la atmosfera podría proponer ningún modelo definitivo en cuanto a la naturaleza de las interacciones órgano – minerales que podrían ser causalmente involucrados en la estabilidad de los suelos derivados de cenizas volcánicas. Algunos estudios han postulado el papel protector de los minerales amorfos en contenido de materia

orgánica de los suelos, ya sea con la formación de micro agregados estables donde la materia orgánica se encapsula en largo plazo. En este estudio los resultados mostraron una mínima participación de tales procesos, debido a los grandes contenidos de lignina

6.7 Micro morfología de suelos derivados de cenizas volcánicas en Europa, (G. STOOPS, 2007).

Se ha realizado un análisis de la literatura disponible sobre suelos de ceniza volcánica europeo. La mayoría ha sido publicado en actas de congresos y revistas de las sociedades nacionales, menos de la mitad en inglés. Según Stoops, 2007 Más de la mitad de los papeles de lidiar con los suelos en las Islas Canarias. Muchos estudios énfasis solamente un aspecto y descripciones completas se encuentran sólo en publicaciones recientes. A menudo el uso de la terminología morfológica micro vaga y la ausencia de datos analíticos hace interpretación y comparaciones difíciles o imposibles. Sin embargo, surgen algunas características generales. En los suelos menos-resistentes, primeras capas alrededor de los componentes gruesos gránulos más adelante, finalmente dando lugar a una microestructura granular suelta en el suelo y una granular compactada en los horizontes Bw de andic típica materiales. El b-tejido de la masa micro es indiferenciado. Con el aumento de erosión, revestimientos arcillosos aparecen, la microestructura se convierte más bloque y la b-tela se convierte manchada o incluso estriada. En Vertisoles y aridisoles, características micro morfológicas no son muy diferentes de aquellos en los suelos no volcánico comparables, excepto generalmente por la tendencia a microestructuras granulares (intrapedal). En los suelos islandeses, se observan micro estratificación, microestructura lenticular y preservación de residuos vegetales como consecuencia de las condiciones cryic y permanente actividad volcánica y las islas Eolias. Meteorización de vidrio volcánico en condiciones bien drenadas rinde alófono alteromorfo similares a palagonita, que son fácilmente objeto de fragmentación por pedoturbación. Se discute la posible influencia del transporte de superficie y el entierro en la formación de Bw-horizontes en materiales andicos.

Este artículo se complementa todo lo relacionado con el origen, formación, micro morfología y estudio de sus minerales de los suelos derivados de cenizas volcánicas en Europa en países como España Italia y Grecia y las islas canarias donde solo unos territorios abarca este tipo de suelos y son escasos los estudios como lo justifica el artículo

6.8 Estudios de laboratorio de dos suelos comunes en Hong Kong, (WANG, YANG 2006),

Se estudiaron dos suelos residuales saprolitos comúnmente encontrados en Hong Kong, Toba volcánica erosionada de granito resistido, utilizando muestras intactas de alta calidad. Las muestras intactas exhibieron cuasi-pre consolidación presión o tensión de rendimiento bajo compresión isotrópica debido a sus estructuras de

servidumbre, pero el rendimiento fue progresiva y no brusca. A medida que aumenta la tensión, se midieron significativos cambios volumétricos. Estos cambios se asemejaron a comportamiento tipo arcilla. Los suelos también exhibieron anisotrópico deformación bajo isotrópico carga y descarga, que se asoció con las características de las rocas de sus padres. Durante los ensayos drenados, esquila en in situ el estado de estrés produce fuerza máxima y la dilatación volumétrica. Corte sin drenar mostraron estrés complicados caminos y comportamiento de dilatancia en estos suelos. Transformación de fase Estados y cizalla dilatativa fracaso fueron observados fácilmente, que se asemeja a un comportamiento típico tipo de arena. Cizalla distintas bandas_ apareció en los especímenes WT durante la esquila, mientras que un tipo de insuficiencia abultado aparecía en los especímenes. Los suelos en última instancia, acercaron al correspondiente estado guiado por una línea de estado crítico única, independientemente de sus complejos estados iniciales en relación con la estructura de servidumbre y condiciones de drenaje

Como detalle experimental de este estudio se tiene que todos los ensayos triaxial presentados en este estudio y se implementó placas finales de célula se han modificado para incorporar un sistema extremo lubricado en que las membranas de látex intercaladas junto con silicona se inserta grasa de vacío entre el rodillo y el extremo espécimen. El extremo lubricado era 85 mm de diámetro, que es mayor que el diámetro de la muestra de manera que la muestra de suelo siempre estaba sentado en el plato final durante la prueba. Para controlar de estas pruebas con altas presiones.

Esta investigación complementa información ya que se habla de un análisis más especializado en estos tipos de suelos y complementa ensayos de triaxial tipo cu y muestras drenadas.

7. MARCO TEÓRICO.

Este capítulo es la reunión de la información documental de la investigación la cual proporciona un conocimiento profundo de la teoría que abarca esta investigación a partir de las teorías existentes sobre el estudio. Encontramos información desde el origen y formación de las cenizas volcánicas, parámetros físicos, parámetros mecánicos de los suelos. Este estudio esta específicamente definido para suelos derivados de cenizas volcánicas las cuales se localizan en las regiones alrededor del cinturón del fuego del pacifico, estas corresponden a zonas de intensa actividad volcánica. Estos depósitos cubren el 0.84% del planeta y se concentran principalmente (60%) en países tropicales (Lizcano et al 2006).

7.1 CENIZAS VOLCÁNICAS.

De acuerdo con Lizcano et al 2006, en Colombia los suelos derivados de cenizas volcánicas ocupan cerca del 11.6% del territorio y se localizan en regiones de importante crecimiento demográfico y económico. Estos suelos se extienden desde el eje cafetero (departamentos de Antioquia, Caldas, Risaralda y Quindío) en la figura 5 muestra la distribución de los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia y la ubicación de los principales volcanes.

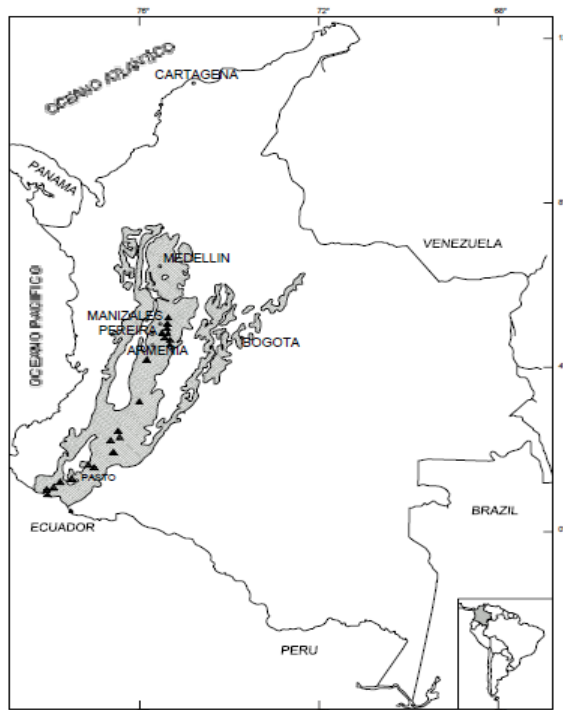


Figura 5: Distribución espacial de los volcanes (▲) y de los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia Fuente: Lizcano et al 2006.

7.1.1 Formación cenizas volcánicas.

Según Lizcano et al 2006 El proceso de formación de los suelos de cenizas volcánicas como se presenta en la figura 6. Este proceso inicia con la generación de una nube de piroclastos durante la erupción volcánica, conformada por partículas de diámetro inferior a 2 mm, conocidas como cenizas volcánicas. En Colombia las cenizas volcánicas que dieron origen a los suelos emanaron durante las erupciones del complejo de volcanes del Ruiz- Tolima en los Holocenos y Pleistocenos (recientes 20.000 años) periodo cuaternario.

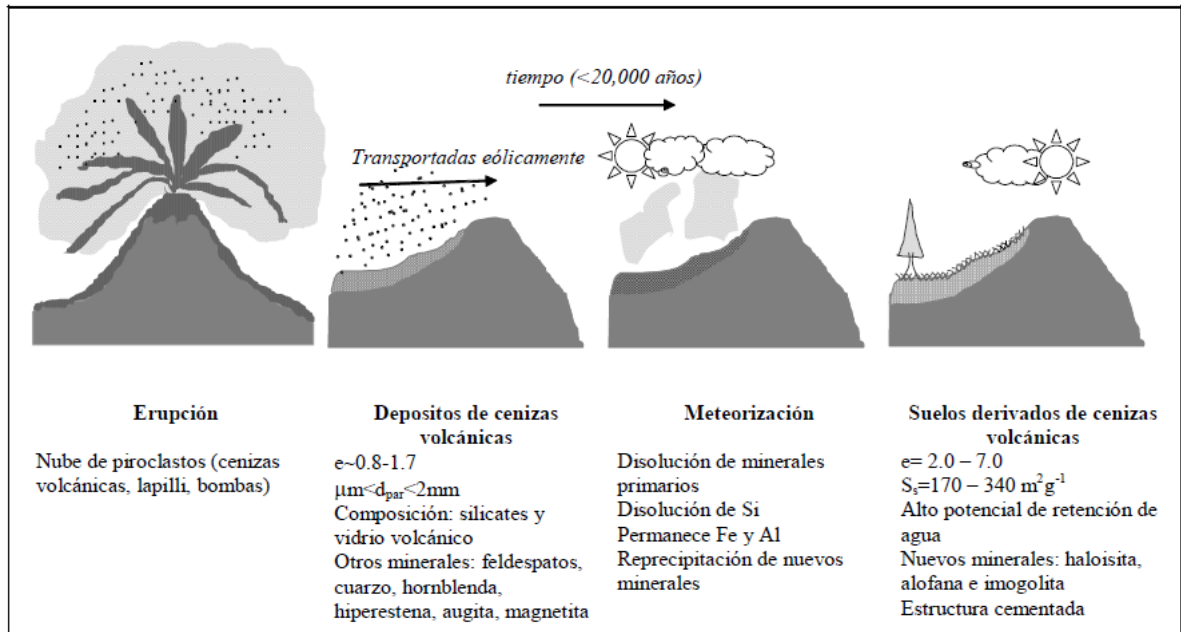


Figura 6: Formación de los suelos derivados de cenizas volcánicas. Fuente: Lizcano et al 2006.

Las cenizas volcánicas son generadas a partir de la fragmentación del magma y de materiales en el cono del volcán provenientes de erupciones anteriores (Wohletz y Krinsley, 1982; Büttner et al., 1999). Tres mecanismos han sido identificados como los principales generadores de cenizas volcánicas: la ruptura del magma debido a vesiculación, la fragmentación del magma debido a los elevados esfuerzos térmicos y la pulverización de la lava en las paredes de la chimenea del volcán durante la erupción. El mecanismo de formación de las cenizas define la morfología en bloque o vesicular. Las cenizas en bloque tienen superficies planas resultado de la fractura vítrea del magma. Las cenizas vesiculares pueden tener texturas de gota de agua o superficies formadas por la ruptura del material a través de zonas que presentaban burbujas de aire (Wohletz y Krinsley, 1982).

La cantidad de agua consumida en la transferencia de energía térmica en energía mecánica también afecta la producción de cenizas volcánicas. Las erupciones secas (agua completamente consumida) llevan a la formación de capas de lapilli densamente laminadas y capas espesas de cenizas (escala: dm – m). Las erupciones húmedas (agua parcialmente consumida) llevan a capas de cenizas de bajo espesor (escala: cm) (Büttner et al., 1999).

La energía de la erupción volcánica controla el tamaño de la nube de cenizas y la altura que ésta alcanza. Las fuertes corrientes de viento pueden elevar y mover la nube de cenizas varios kilómetros lejos de la fuente. A medida que las partículas van cayendo la nube se hace menos densa hasta desaparecer. Las partículas transportadas en esta nube pueden permanecer suspendidas en la atmósfera por un período que puede variar de días a meses (Riley et al., 2003).

La morfología y textura de las cenizas volcánicas varía desde que son emanadas hasta su deposición. Las propiedades superficiales de las partículas depositadas dependen ampliamente de la abrasión que soportan durante su transporte. La distancia de transporte depende de características de las partículas que incluyen forma, esfericidad, rugosidad, superficie específica, composición química y carga electrostática (Riley et al., 2003). Estas propiedades afectan la interacción entre partículas y consecuentemente determinan la separación o agregación de las mismas. La forma y superficie de las partículas afectan la velocidad de depositación y la distancia de viaje; a medida que se incrementa el área superficial se produce una mayor fuerza de dragado y consecuentemente aumenta la distancia al lugar de depositación. Adicionalmente, las partículas más finas (< 20 μm) pueden acercarse debido a la atracción electrostática generada por la presencia de fluidos o gases como el ácido sulfúrico. Este mecanismo explica la ocurrencia de partículas muy finas cerca de los volcanes, depositadas en forma de agregaciones (Gilbert et al., 1991).

Las cenizas están compuestas predominantemente por minerales primarios livianos (contenido: 70-95%, $G_s < 2,8$) y en menor proporción por minerales pesados ($G_s > 2,8$) (Shoji et al., 1993). Por lo general, los minerales presentes incluyen feldespatos ($G_s = 2,2 - 2,4$), cuarzo ($G_s = 2,6 - 2,65$), hornblenda ($G_s = 3,0 - 3,4$), hiperestena ($G_s = 3,2 - 3,9$), augita ($G_s = 3,2 - 3,6$), magnetita ($G_s = 4,5 - 5$), biotita ($G_s = 2,9 - 3,4$), apatita ($G_s = 3,1 - 3,2$) y principalmente vidrio volcánico ($G_s = 2,2 - 2,4$) (Nanzyo, 2004). El vidrio volcánico es un mineral que tiene una estructura pobremente ordenada y una resistencia muy baja a la meteorización química (Tazaki et al., 1992; Shoji et al., 1993). Este mineral primario juega un importante papel en la formación de los minerales actualmente encontrados. Las cenizas volcánicas son convencionalmente clasificadas de acuerdo con su composición, en particular con base en el contenido de sílice. Decreciendo en el contenido de sílice las cenizas se clasifican en riolíticas,

dacíticas, andesíticas, basalto-andesíticas (Shoji et al., 1993). La mayor parte de las cenizas que han llevado a la formación de suelos en Colombia son de tipo dacítico, ricas en feldespato plagioclasa, vidrio volcánico, anfíbola y piroxena y pobres en cuarzo (Arango, 1993).

Suelos residuales derivados de las cenizas volcánicas se desarrollan a través de procesos de alteración física y química de los depósitos de cenizas volcánicas (disolución, lixiviación y precipitación de compuestos). Estos procesos transforman los minerales, la forma y el tamaño de las partículas, la fábrica y la porosidad. Su influencia es controlada por las condiciones climáticas y el tiempo. Las condiciones climáticas (precipitación, temperatura, humedad y viento) determinan la presencia de fluidos disponibles para las reacciones químicas, la tasa a la cual estas reacciones ocurren, la migración de compuestos, la erosión, entre otros procesos (Chadwick et al., 2003; Townsend, 1985). El tiempo por su parte, gobierna la secuencia para la síntesis de minerales secundarios y la distribución de tamaños de partículas. El efecto del material parental es más importante en las etapas iniciales de la formación del suelo que en etapas avanzadas. La meteorización del material parental depende de la presencia de minerales ácidos o básicos. En general, los minerales ácidos (e.g. cuarzo, feldespato, horblenda, mica) son más resistentes a la meteorización que los minerales básicos (e.g. olivino, piroxena y plagioclasa cálcico; Townsend, 1985). Durante la meteorización generalmente se obtiene una composición elemental rica en Si, Al y cationes base (e.g. Na, Ca). El Si y los cationes base son disueltos y removidos de las capas superficiales y el Al tiende a permanecer. A medida que el clima se hace más húmedo ocurre mayor disolución y se alcanza a remover Al progresivamente (Ziegler et al., 2003; Nanzzyo, 2004). Los mecanismos de disolución y lixiviación son muy importantes para la formación de los suelos derivados de cenizas volcánicas ya que llevan a zonas superficiales altamente porosas y la disponibilidad de las soluciones necesarias para la síntesis de minerales secundarios.

7.2 PARAMETROS FISICOS Y MECANICOS.

Los parámetros físicos y mecánicos que se van a manejar en esta investigación van desde la granulometría para ver la dispersión de partículas en los suelos estudiados y así asignarle una clasificación según el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), hasta el manejo de humedades obteniendo los índices de consistencia como límite líquido y límite plástico.

7.2.1 Granulometría.

Juárez y Rico (2005), describen como en los comienzos de la investigación de las propiedades de los suelos se creyó que las propiedades mecánicas dependían directamente de la distribución de las partículas constituyentes según sus tamaños; por ello era preocupación especial de los ingenieros la búsqueda de métodos adecuados para obtener tal distribución. Con suficiente experiencia, es posible deducir las propiedades mecánicas de los suelos a partir de su distribución granulométrica o descripción por tamaños.

Para ambos autores, solamente en suelos gruesos, cuya granulometría puede determinarse por mallas, la distribución por tamaños como se muestra en la tabla 2 puede revelar algo de lo referente a las propiedades físicas del material, los suelos gruesos bien gradados, o sea con amplia gama de tamaños, tienen comportamiento ingenieril más favorable, en lo que atañe a algunas propiedades importantes, que los suelos de granulometría muy uniforme (Juárez y Rico, 2005):

Malla	Abertura(mm)
4	4.75
6	3.35
8	2.36
10	2
16	1.18
20	0.85
30	0.6
40	0.425
50	0.3
60	0.25
80	0.18
100	0.15
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

Tabla 2: Tamaños de mallas estándar. Fuente: DAS, 1994.

Más aún en los suelos gruesos, el comportamiento mecánico e hidráulico está principalmente definido por la compacidad de los granos y su orientación, las cuales son destruidas al momento de hacer la prueba debido al modo de

realizarse, de modo que todas esas propiedades decisivas se pierden (Juárez y Rico, 2005).

Existen diversos métodos para la caracterización granulométrica de una muestra de suelos, sin embargo en el curso estudiamos únicamente el método de tamizado para gruesos y el de hidrómetro para finos (Juárez y Rico, 2005). Ensayo por tamizado como su nombre lo indica, consiste en hacer pasar una muestra de suelo seco por un arreglo de tamices organizados de mayor a menor tamaño de abertura de tal forma que van quedando retenidos en cada uno las partículas con un diámetro menor a la abertura del tamiz anterior y mayor al del tamiz en el que están retenidas. De esta forma es posible determinar el porcentaje de masa de cada uno de los tamaños de grano. (Juárez y Rico, 2005).

Los resultados del análisis mecánico (análisis granulométrico) se presentan generalmente en gráficas semilogarítmicas como curvas de distribución granulométrica (o de tamaño de grano). Los diámetros de las partículas se grafican en escala logarítmica y el porcentaje correspondiente de finos en escala aritmética.

Las curvas de distribución granulométrica no solo como muestran el rango de tamaños de partículas en el material si no la presencia de varios tamaños de partículas como se muestran en la (figura 7). Observamos que la curva I representa un tipo de suelo en el cual la mayoría de granos son del mismo tamaño y este se llamado suelo mal graduado. La curva II representa un suelo en que el tamaño de las partículas está distribuidas en un amplio rango y se les llama suelo bien graduado. La curva III representa un suelo en el que los tamaños son muy variables lo cual se le llaman suelos de granulometría discontinua (Das, 1994).

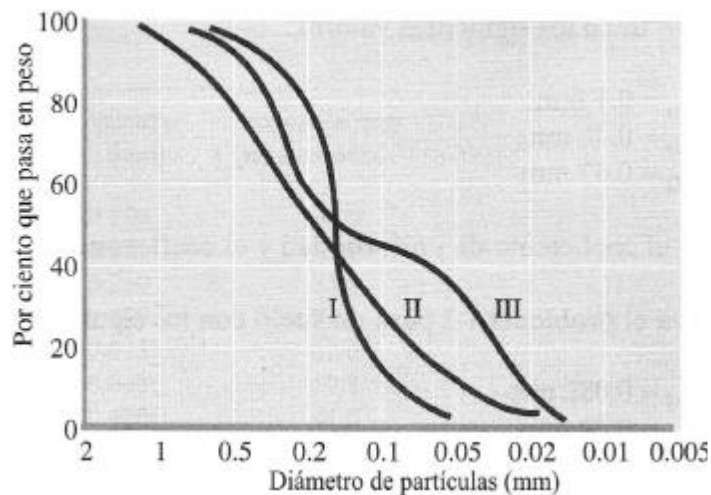


Figura 7: Tipos de curvas granulométricas. Fuente: DAS, 1994.

7.2.1.1 Graduación de materiales.

Según (DAS, 1994) las curvas granulométricas se usan para comparar diferentes suelos. Además, tres parámetros básicos del suelo se determinan con esas curvas que se usan para clasificar los suelos granulares. Los tres parámetros del suelo son:

- Diámetro efectivo.
- Coeficiente de uniformidad.
- Coeficiente de curvatura.

El diámetro en la curva de distribución del tamaño de las partículas correspondiente al 10% de finos se define como diámetro efectivo. El coeficiente de uniformidad está dado por la relación. Como se muestra en la siguiente ecuación.

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \text{Ecuación (1)}$$

Donde:

Cu = coeficiente de uniformidad,

D60 = diámetro correspondiente al 60% de los finos en la curva de distribución granulométrica.

Coeficiente de curvatura se expresa:

$$Cz = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad \text{Ecuación (2)}.$$

Donde:

Cz = coeficiente de curvatura,

D30= diámetro correspondiente al 30% de finos.

7.2.2 Granulometría por hidrómetro.

El análisis hidrométrico se basa en el principio de la sedimentación de granos de suelo en agua. Cuando un espécimen de suelo se dispersa en agua, las partículas se asientan a diferentes velocidades, dependiendo de sus formas, tamaños y pesos. Por simplicidad, se supone que todas las partículas de suelo son esferas y que la velocidad de las partículas se expresa por la ley de Stokes, como se muestra en la ecuación 3

$$V = \frac{\rho_s - \rho_w}{18\eta} D^2 \quad \text{Ecuación (3)}$$

Donde:

V= velocidad,

ρ_s = densidad de partículas de suelo,

ρ_w = densidad del agua,

n = viscosidad del agua,

D= diámetro de las partículas.

Para conocer el diámetro de las partículas es necesario la impletacion de ecuación adicional, como lo muestra la ecuación 4

$$D(mm) = K \sqrt{\frac{l(cm)}{t(\text{minutos})}} \text{ Ecuación (4)}$$

Donde:

$$K = \sqrt{\frac{30n}{(G_s-1)}} \text{ Ecuación (5)}$$

G_s = gravedad específica,

L= longitud,

T= tiempo.

7.2.3 Consistencia del suelo.

Según (Lambe, 1999) Los límites se basan en el concepto de que en un suelo de grano fino solo pueden existir cuatro estados de consistencia según su humedad. Así, un suelo se encuentra en estado sólido, cuando está seco. Al agregársele agua poco a poco va pasando sucesivamente a los estados de semisólido, plástico, y finalmente líquido. Como se muestra en (la figura 8) Los contenidos de humedad en los puntos de transición de un estado al otro son los denominados límites de Atterberg.

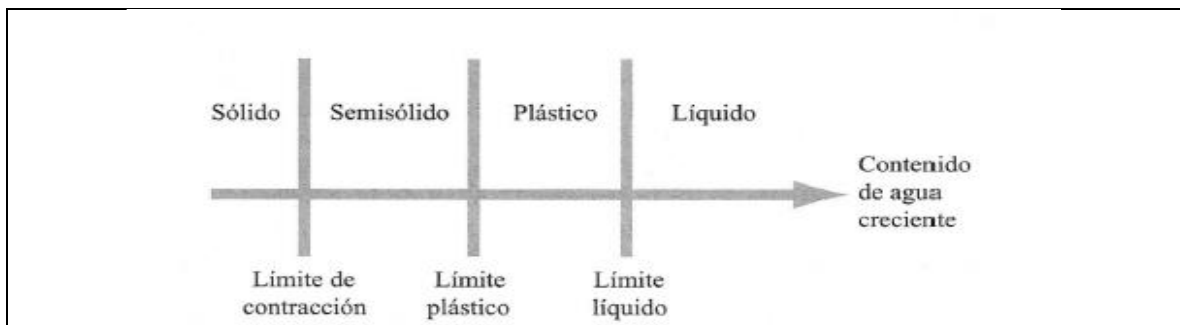


Figura 8: Límites de consistencia. Fuente: DAS, 1994.

7.2.3.1 Límite líquido.

El Límite Líquido (LL) Como se mencionó anteriormente, fue definido por Atterberg en 1911 y ha estado sujeto a distintas variaciones en su determinación. En 1927 Terzaghi le sugirió a Casagrande que diseñara un dispositivo mecánico que pudiera eliminar en lo posible los errores en la determinación de este límite, y así fue, Casagrande desarrollo un dispositivo normalizado, conocido como la cazuela o copa de Casagrande.

El límite líquido, puede establecerse como la humedad que tiene un suelo amasado con agua colocado en una cazuela de Casagrande que se golpea consecutivamente contra la base de la máquina, haciendo girar la manivela, hasta que el suelo se cierra en una longitud de 13 mm tras haber dejado caer 25 veces la mencionada cazuela desde una altura de 10 mm sobre una base también normalizada, con una cadencia de 2 golpes por segundo como se muestra en la (figura 9). La altura de caída, como las dimensiones de la ranura y el material de la base, son factores de influencia en los resultados obtenidos.

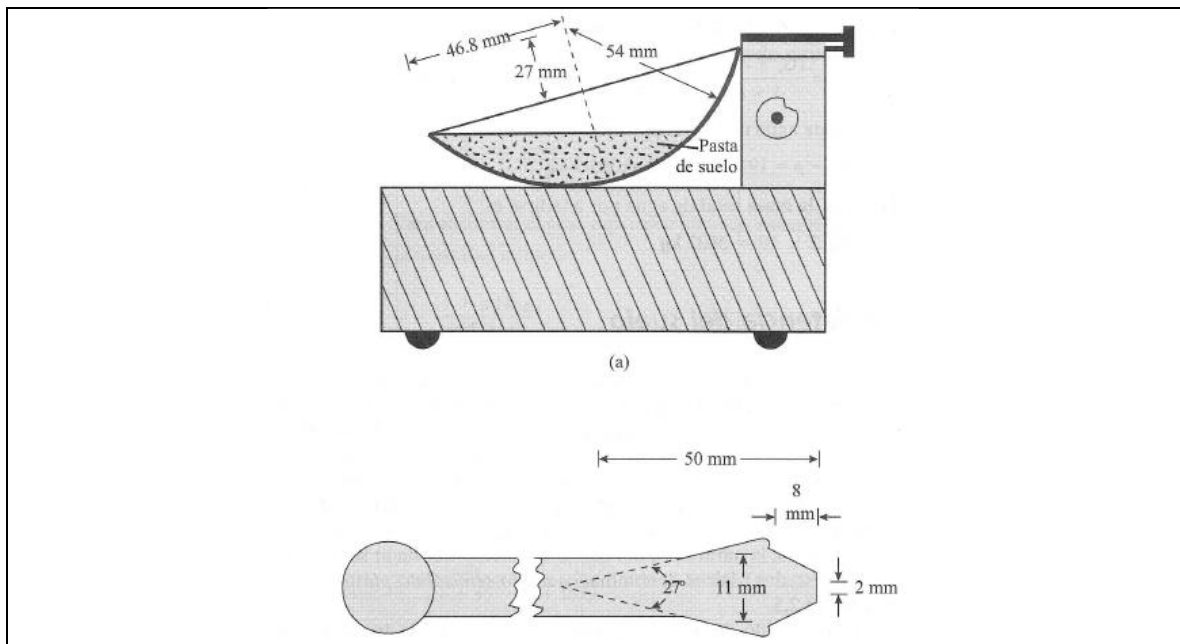


Figura 9: Copa de Casagrande. Fuente: Braja. M DAS, 1994

7.2.3.2 Límite plástico.

La prueba para la determinación del límite plástico, tal como Atterberg la definió, no especifica el diámetro a que al que debe llegarse al formar el cilindro del suelo requerido. Por otra parte Terzaghi agregó la condición de que el diámetro sea 3 mm. La formación de los rollitos se hace manualmente sobre una hoja de papel, para acelerar la pérdida de humedad del material. Cuando los rollitos llegan a los 3

mm, se doblan y presionan y vuelven a rodarse hasta que en los 3 mm justos ocurra el desmoronamiento y agrietamiento, como se muestra en la (figura 10) en este momento se determinara su contenido de agua el cual llamamos limite plástico. (JUARES Y RICO 2005).



Figura 10: Rollitos limite plástico. Fuente: Propia.

7.2.3.3 Índice de plasticidad.

Atterberg encontró que la diferencia entre el límite líquido y límite plástico, denominada índice de plasticidad (IP), representaba una medida satisfactoria del grado de plasticidad de un suelo. Luego sugirió que estos dos límites sirvieran de base en la clasificación de los suelos plásticos. Acorde al valor del índice de plasticidad, distinguió los siguientes materiales.

- Suelos desmenuzables ($IP < 1$),
- Suelos débilmente plásticos ($1 < IP < 7$),
- Suelos medianamente plásticos ($7 < IP < 15$),
- Suelos altamente plásticos ($IP > 15$).

Todos los límites se expresan en porcentaje de agua contenida sobre suelo seco. (Universidad de Cataluña).

7.2.4 Clasificación de suelos (SUCS).

Según Das, 1994 la forma original de este sistema fue propuesto por Casagrande en 1942 para usarse en la construcción de aeropuertos emprendida por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército durante la Segunda Guerra Mundial. En cooperación

con la Oficina de Restauración de Estados Unidos, el sistema fue revisado en 1952. Hoy en día, es ampliamente usado por los ingenieros (Prueba D-2487 de la ASTM). Como se muestra en la (figura 11) el sistema de clasificación de suelos (USCS) consta de un mapa conceptual en el cual se debe conocer el porcentaje (%) que pasa a través del tamiz #200 siguiendo una serie de pasos mediante la figura llegar a conocer el tipo de suelo con el que se está trabajando.

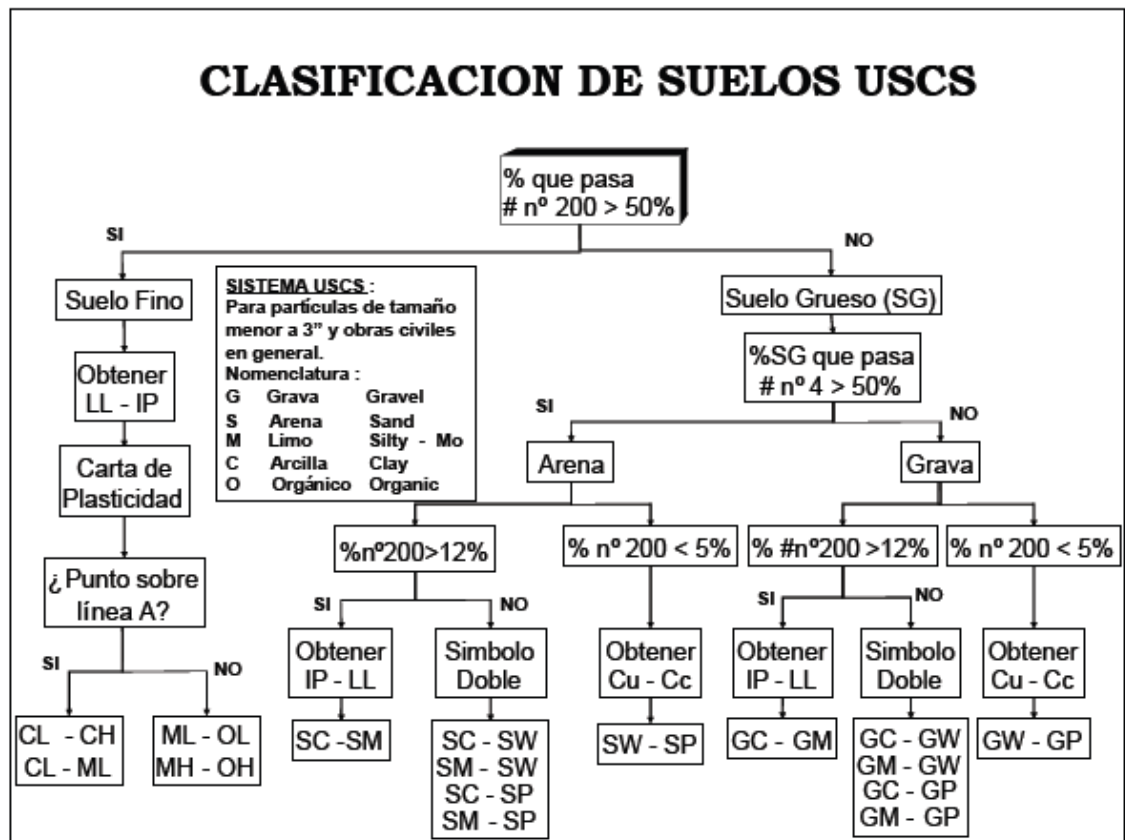


Figura 11: Clasificación de suelos (USCS). Fuente: Casagrande, 1942.

La figura 11 nos muestra la clasificación de suelos USCS la cual va acompañada de la carta de plasticidad como se muestra en la figura 12, consta en la clasificación para los suelos finos según su índice de plasticidad y limite líquido, para determinar el tipo de material con el que se está trabajando.

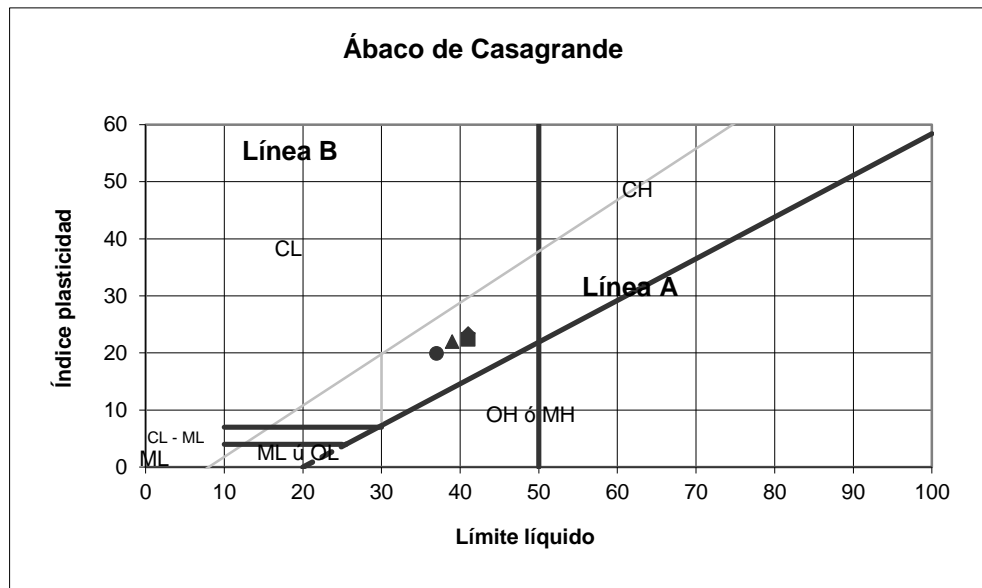


Figura 12: Carta de plasticidad.

7.3 PARAMETROS MECANICOS EN LA MASA DE SUELO.

Estos parámetros hacen parte de la información teórica para entender cada propiedad del suelo, su cálculo y su importancia para la investigación, en este se notan resistencia al corte de los suelos, resistencia ultima, módulo de elasticidad, cohesión, ensayo a la compresión no confinada, sensibilidad, compactación usada para el eje cafertero, y capacidad de soporte para dos cimentaciones específicas.

7.3.1 Resistencia al corte de los suelos

El esfuerzo se define como una de las fuerzas componentes internas distribuidas que resisten un cambio en la forma de un cuerpo. Existen tres clases básicas de esfuerzos: tensivo, compresivo y corte. El esfuerzo se encuentra sobre la base de las dimensiones del corte transversal de una pieza o probeta antes de la aplicación de la carga, que usualmente se llaman dimensiones originales. El esfuerzo se define en términos de fuerza por unidad de área. (DAVIS et al, 1970)

En algunos casos, como en el esfuerzo normal directo, la fuerza aplicada se reparte uniformemente en la totalidad de la sección transversal de la muestra a ensayar; en estos casos el esfuerzo puede calcularse con la simple división de la fuerza total por el área de la parte que resiste la fuerza, como se muestra en

ecuación 6, el nivel del esfuerzo será el mismo en un punto cualquiera de una sección transversal cualquiera. (MOTT, 1999). Citador por Davis et al.

$$\sigma = \frac{\text{Fuerza}}{\text{Area}} \quad \text{Ecuación (6).}$$

Concepto deformación.

La deformación se define como el cambio de forma de una muestra en este caso de suelo, el cual se debe al esfuerzo, al cambio de humedad o a otras causas. En conjunción con el esfuerzo directo, la deformación se supone como un cambio lineal y determina en unidades de longitud.

La deformación se define como el cambio por unidad de longitud en una dimensión lineal de un cuerpo, el cual va acompañado por un cambio de esfuerzo que generalmente aumenta con una determinada velocidad, se denomina deformación unitaria debida a un esfuerzo. Es una razón o número no dimensional, y es, por lo tanto, la misma sin importar las unidades expresadas figura 13, su cálculo se puede realizar mediante la ecuación 7:

$$\varepsilon = \frac{e}{L} \quad \text{Ecuación (7).}$$

Donde:

ε = Deformación unitaria,

e = es la deformación,

L= Longitud inicial.

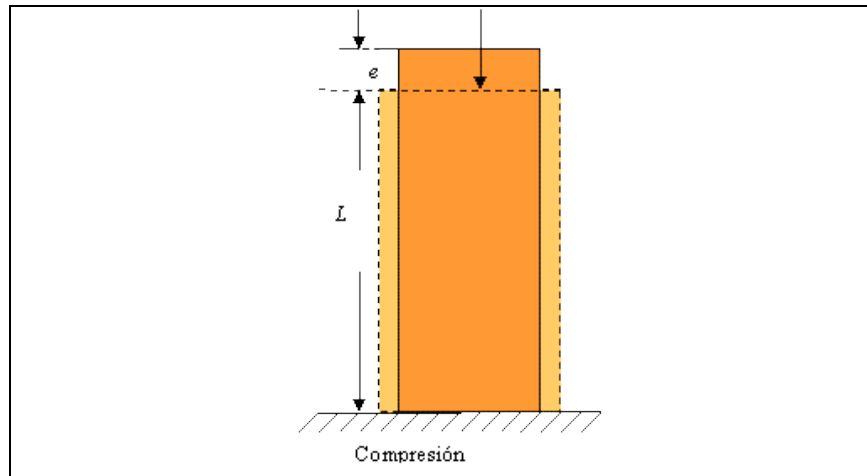


Figura 13: Deformación: Fuente: González, 2000.

Resistencia Última.

La resistencia a la compresión es el máximo esfuerzo de compresión que un material es capaz de desarrollar. Con un material quebradizo que falla en compresión por ruptura, la resistencia a la compresión posee un valor definido. El valor obtenido para la resistencia a la compresión es un valor arbitrario que depende del grado de distorsión considerado como falla efectiva del material. Como se ilustra en la (figura 14) observamos los diagramas característicos de esfuerzo y deformación para materiales dúctiles y no dúctiles en compresión (CASTILLO, 1997).

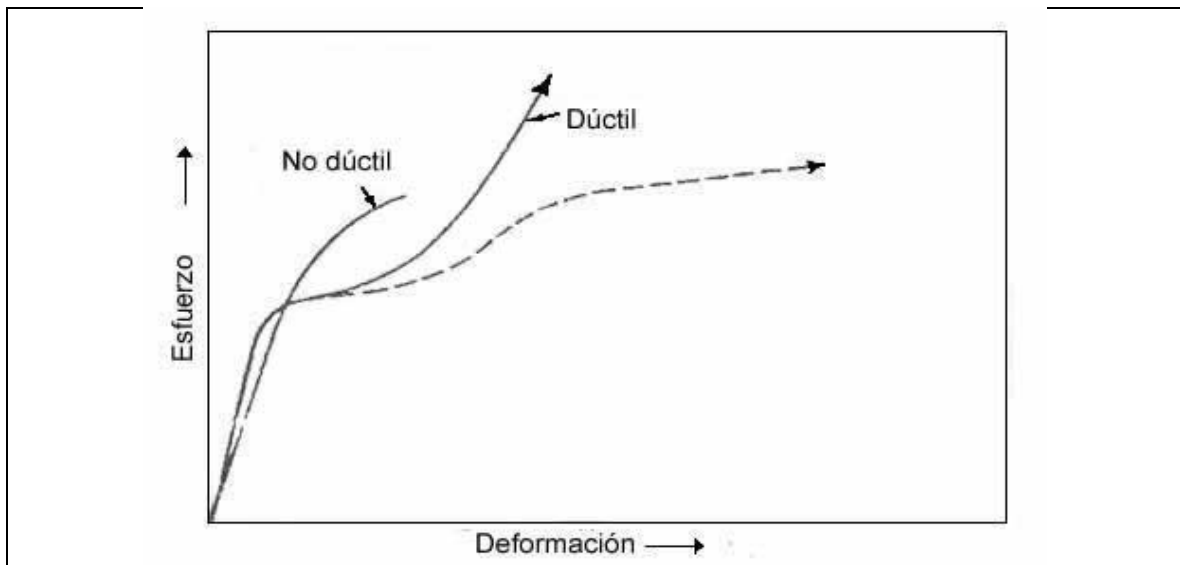


Figura 14: Diagrama esfuerzo vs Deformación: Fuente: González (2000).

Módulo de elasticidad en compresión.

La rigidez tiene que ver con la deformabilidad relativa de un material bajo carga. Se le mide por la velocidad del esfuerzo con respecto a la deformación. Mientras mayor sea el esfuerzo requerido para producir una deformación dada, más rígido se considera que es el material. Bajo un esfuerzo simple dentro del rango proporcional, la razón entre el esfuerzo y la deformación correspondiente es denominada módulo de elasticidad (E). Bajo el esfuerzo de tensión, esta medida de rigidez se denomina módulo de Young; bajo corte simple la rigidez se denomina módulo de rigidez. En términos del diagrama de esfuerzo y deformación, el módulo de elasticidad es la pendiente del diagrama de esfuerzo y deformación en el rango de la proporcionalidad del esfuerzo y la deformación como se muestra en la (figura 15).

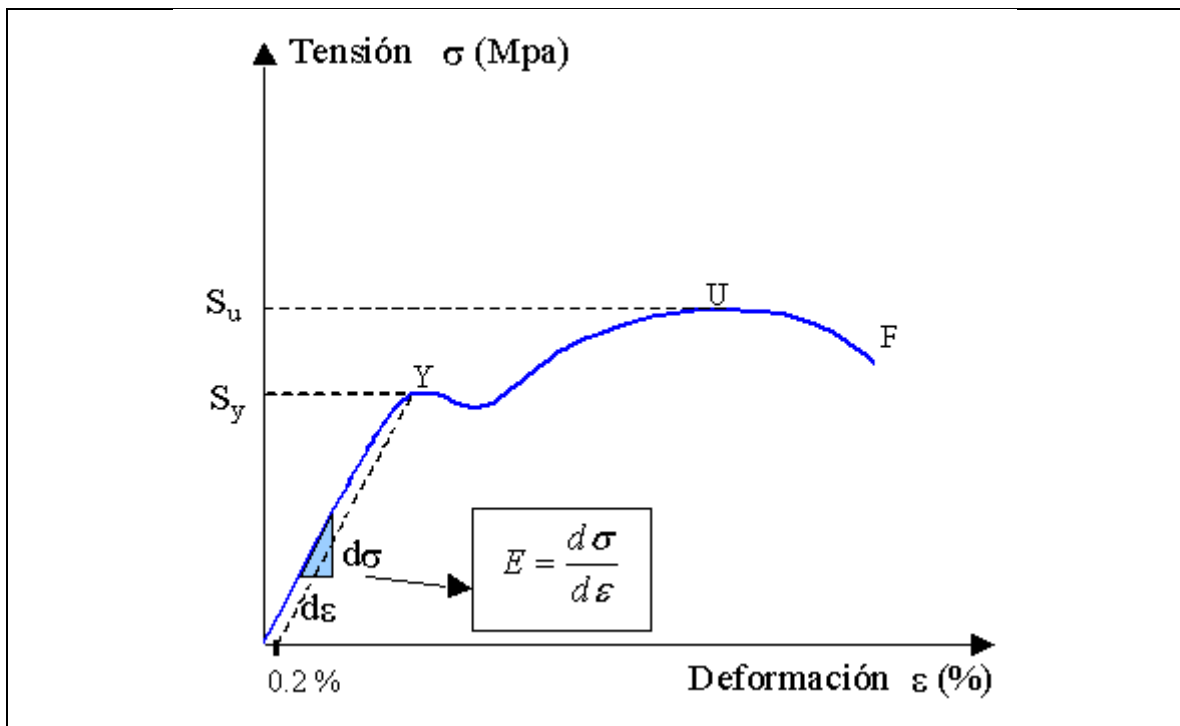


Figura 15: Modulo de elasticidad. Fuente: González (2002)

Cohesión.

La cohesión del terreno es la propiedad por la cual las partículas del terreno se mantienen unidas en virtud de fuerzas internas, que dependan entre otras cosas el número de puntos de contacto que cada partícula tiene con sus valor se obtiene por medio de la ecuación 8).

$$C = \frac{qu}{2} \quad \text{Ecuación (8).}$$

7.3.2 Ensayo compresión no confinada.

La resistencia a la compresión es la carga (o peso) por unidad de área a la que el material falla (se rompe) por fracturación por cizalla o extensional como se muestra en la Figura 16. De igual manera las deformaciones tienen sus tendencias de falla como se muestra en la figura 17 Esta propiedad es muy importante en la mecánica de materiales, tanto en situación no confinada (i.e., uniaxial) como confinada (i.e., triaxial). Dado que los materiales cerca de la superficie terrestre, incluyendo los edificios, suelen estar sometidos a condiciones no confinadas, consideraremos exclusivamente esta situación. En este caso, la resistencia a la compresión uniaxial (i.e., longitudinal) se mide en una prensa hidráulica que registra el esfuerzo compresor aplicado sobre una probeta de material en una dirección del espacio, y la deformación lineal inducida en esa misma dirección.

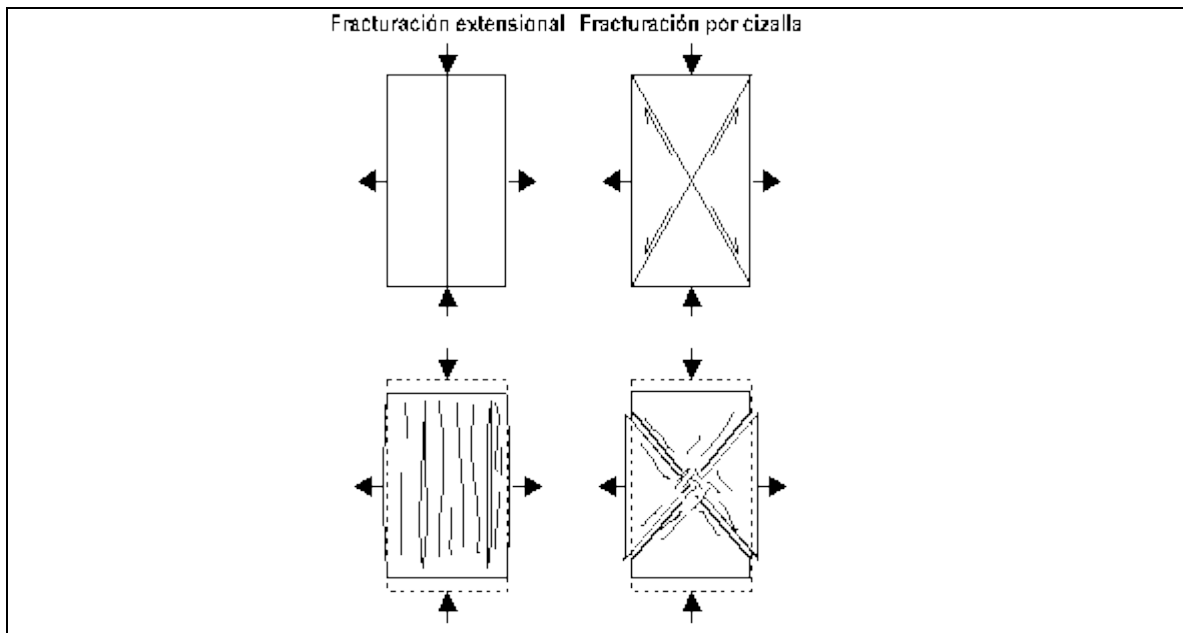


Figura 16: Tipos de falla por esfuerzo. Fuente: Universidad de Granada (España).

Este método de ensayo es aplicable solo a materiales cohesivos que no expulsan agua durante la etapa de carga del ensayo y que mantienen su resistencia intrínseca después de remover las presiones de confinamiento, como las arcillas o los suelos cementados.

- Los suelos secos friables, los materiales fisurados o que tienen estructuras de falla, algunos tipos de loess o de cenizas volcánicas, las turbas, las arcillas muy blandas, materiales laminados o varvados, o muestras que tienen cantidades significantes de limos o arenas, (todos los cuales tienen normalmente propiedades cohesivas) no pueden ser analizados por este método para obtener valores significativos de la resistencia a la compresión no confinada (Jiménez y Justo, 1975).

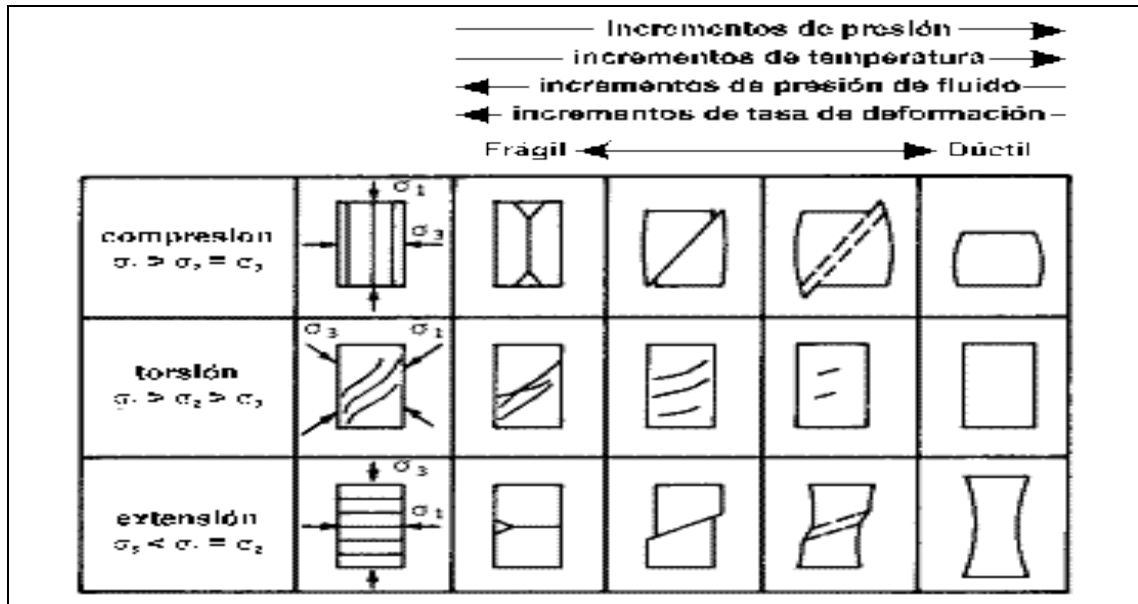


Figura 17: Tipos de falla por deformación. Fuente: Universidad de granada (España)

7.3.2.1 Consistencia a la compresión no confinada.

La resistencia a la compresión inconfiada se emplea también para calificar la consistencia del suelo como muy blanda, blanda, mediana, firme, muy firme y dura de acuerdo con el valor obtenido como se muestra en la Tabla 3. (INVIAS, 2007).

CONSISTENCIA DEL SUELO	Resistencia a la Compresión Inconfinada	
	Kg/cm ²	(kPa)
Muy blanda	< 0.25	(<25)
Blanda	0.25-0.50	(25 - 50)
Mediana	0.50-1.00	(50 - 100)
Firme	1.99-2.00	(100 - 200)
Muy firme	2.00-4.00	(200 - 400)
Dura	>4.00	(>400)

Tabla 3: Clasificación consistencia del suelo. Fuente: INVIAS 2007.

7.3.3 Sensibilidad suelos.

Según Valle 1982 la sensibilidad del material puede ser determinado si se llevan a cabo ensayos sobre la misma muestra en condiciones alterada e inalterada.

Es la relación entre la resistencia a la compresión no confinada (CNC) en estado inalterado y la resistencia a la compresión no confinada (CNC) en estado remoldeado, de una muestra de suelo cohesivo. Debido a que algunas arcillas al ser remoldeadas y sin variar su humedad pierden resistencia, como se muestra en la tabla 4 se señala un criterio de comportamiento de la arcilla según el grado de sensibilidad.

Para muchos depósitos naturales de suelo arcilloso, el esfuerzo de compresión inconfinada se reduce grandemente cuando el suelo a ensayar es remoldeado aunque no se presente un cambio en el contenido de humedad del suelo; esta propiedad del suelo arcilloso es conocida como sensibilidad (Crespo, 2004, p. 59). El grado de sensibilidad se expresa como el cociente del esfuerzo de compresión inconfinada en un estado inalterado y remodelado, como se muestra en la ecuación 9.

$$S = \frac{Q_u (\text{Material inalterado})}{Q_u (\text{Materia remoldeado})} \quad \text{Ecuación (9).}$$

S=Sensibilidad,

Qu (material inalterado)= Esfuerzo mayor a la compresión inconfinada,

Qu (material remoldeado)= Esfuerzo mayor a la compresión remoldeada.

COMPORTAMIENTO	RANGO DE VARIACION DE SENSIBILIDAD
Insensible ó que no se ve afectada cuando se la remoldea	$S < 2$
Moderadamente sensible	$2 < S < 4$
Muy sensible	$4 < S < 8$
Ultrasensible. Estas generalmente se convierten en líquidos viscosos	$S > 16$

Tabla 4: Valores de sensibilidad de los suelos. Fuente: Valle, 1982

El comportamiento de la gráfica de ambos estados tanto el inalterado como el remoldeado puede tener un comportamiento similar para cada ensayo que se realice como se muestra en la (figura 18).

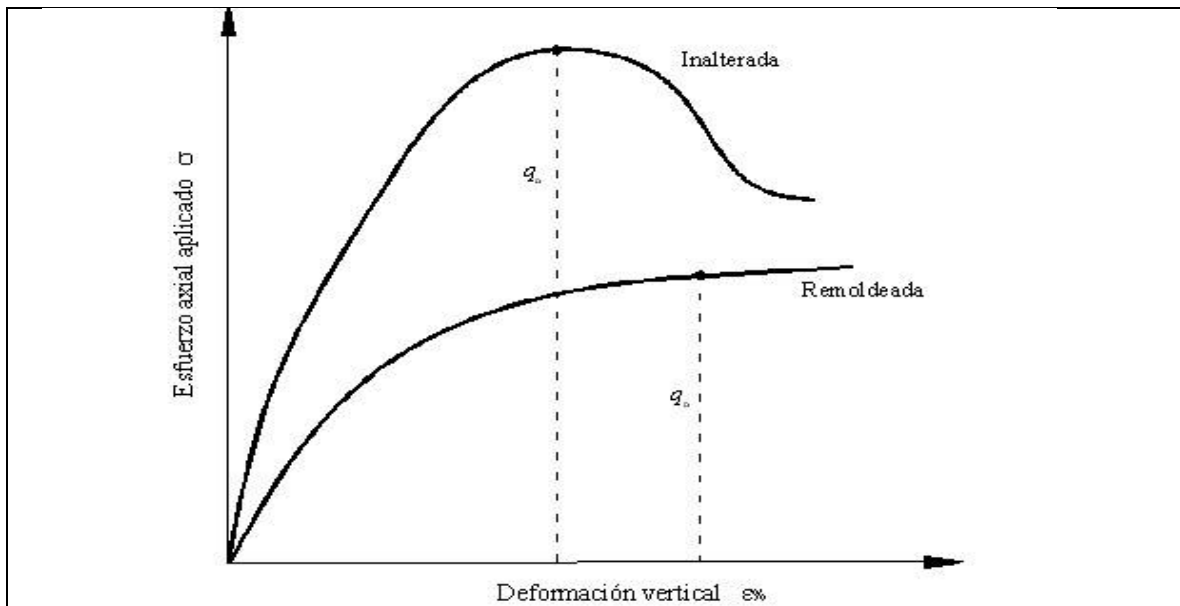


Figura 18: Curva muestra inalterada y muestra remoldeada. Fuente: Valle, 1982.

Para referirse la relación entre resistencia natural y la resistencia remoldeada en suelos arcillosos, se ha generalizado el término “sensibilidad” (Lambe y Whitman,

1997; no así para los suelos predominantemente arenosos con un bajo contenido de arcilla, los cuales se asocian mejor con “potencial de colapso”. El término sensibilidad se emplea para describir esta diferencia de resistencia, la cual viene determinada por la relación entre las resistencias correspondientes al estado inalterado y al remoldeado. La sensibilidad está relacionada con el índice de liquidez, ya que la máxima pérdida de resistencia debería producirse en un suelo floculado cuyo contenido de agua fuera muy grande respecto a su límite líquido determinado con suelo remoldeado (Lambe y Whitman, 1997).

7.3.3.1 Sensibilidad en suelos derivados de cenizas volcánicas.

Según (Lizcano et al 2006) en su estudio de sensibilidad de suelos derivados volcánicas encontró que En comparación con suelos de origen sedimentario de similar plasticidad, se ha observado que algunos suelos derivados de cenizas volcánicas presentan baja sensibilidad. El ángulo de fricción presenta ligeras diferencias entre el estado de resistencia pico y residual de acuerdo con datos reportados para suelos de Dominica (West India), Indonesia, Papua New Guinea y Tanzania (Rao, 1995, Wesley, 1977). Estas ligeras diferencias pueden estar relacionadas con la presencia de alofana, haloisita e imogolita. Wesley (1977) sugiere que las partículas de alofana, debido a su estructura no cristalina (no laminar), no alcanzan una orientación preferencial única más allá de la resistencia máxima y consecuentemente las diferencias entre los estados de resistencia máxima y residual son ligeras.

Una tendencia diferente ha sido reportada en suelos derivados de cenizas volcánicas en Nueva Zelanda. A partir de ensayos de compresión inconfiada se han obtenido valores de sensibilidad variando entre 5 y 55 (Jacquet, 1990). Estos valores han sido atribuidos a una resistencia excepcionalmente alta en condición inalterada, determinada por la presencia de alofana y haloisita (Torrance, 1992).

La sensibilidad de los suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia se estudió mediante el ensayo de veleta sobre muestras superficiales. Las muestras presentan alta variabilidad en sus propiedades físicas (i.e. color, consistencia, plasticidad, tamaño de partículas). La resistencia pico de las muestras ensayadas varió entre 70 kPa y 195 kPa. En comparación, Wesley (1973) encontró valores del ensayo de veleta variando entre 70 kPa y 100 kPa para suelos derivados de cenizas volcánicas de Nueva Zelanda. La resistencia residual encontrada para las mismas muestras de la Zona Cafetera varía entre 38 kPa y 170 kPa. La mayoría de las muestras presentaron una leve variación entre la resistencia máxima y residual (sensibilidad: 1 – 3).

7.3.4 COMPACTACION DE SUELOS.

En la construcción de terraplenes para carreteras, presas de tierra y muchas otras estructuras de la ingeniería, los suelos sueltos deben ser compactados para incrementar sus pesos específicos. La compactación incrementa las características de resistencia de los suelos, aumentando así la capacidad de carga de las cimentaciones construidas sobre ellos. La compactación disminuye también la cantidad de asentamientos indeseables de las estructuras e incrementa la estabilidad de los taludes de los terraplenes. Los rodillos de ruedas lisas, los rodillos patas de cabra, los rodillos con neumáticos de hule y los rodillos vibratorios son usados generalmente en el campo para la compactación del suelo. Los rodillos vibratorios se usan principalmente para la densificación de los suelos granulares. (DAS, 1994).

En general la compactación es la desificación del suelo por remoción de aire, lo que requiere energía mecánica. El grado de compactación de un suelo se mide en términos de su peso específico seco. Cuando se agrega agua al suelo durante la compactación, esta actúa como un agente ablandador de las partículas de suelo, que se hace que se deslicen entre si y se muevan en una posición que de empaque más denso. El peso específico seco desde de la compactación se incrementa primero conforme aumenta el contenido de agua como se observa en la (figura 19). Note que a un contenido de agua $w=0$, el peso específico húmedo (γ) es igual al peso específico seco (γ_d), (ecuación 10)

$$\gamma = \gamma_d (w=0) = \gamma_1 \quad \text{Ecuación (10).}$$

Donde:

(γ) = Peso específico húmedo,

(γ_d) = Peso específico seco,

W = Contenido de agua.

Cuando el contenido de agua es gradualmente incrementado y se usa el mismo esfuerzo compactador para la compactación, el peso de los sólidos del suelo en un volumen unitario crece en forma gradual. Por ejemplo, en $w = w_1$ el peso específico húmedo es igual a (ecuación 11).

$$\gamma = \gamma_2 \quad \text{Ecuación (11).}$$

Sin embargo, el peso específico seco bajo este contenido de agua está dado por (ecuación 12).

$$\gamma_d (w=w_1) = \gamma_d (w=0) + \Delta\gamma_d \quad \text{Ecuación (12).}$$

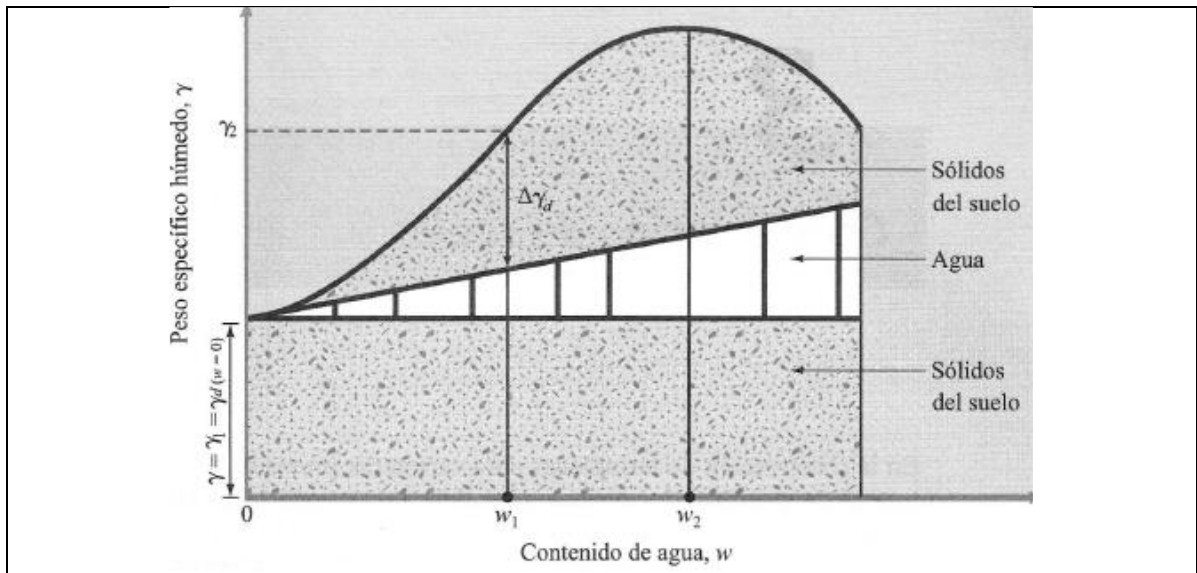


Figura 19: Curva principios de compactación: Fuente: Braja, M DAS, 1994.

Más allá de un cierto contenido de agua $w = w_2$ como se muestra en la (figura 19), cualquier incremento en el contenido de agua tiende a reducir el peso específico seco, debido a que el agua toma los espacios que podrían haber sido ocupados por las partículas sólidas. El contenido de agua bajo el cual se alcanza el máximo peso específico seco se llama contenido de agua óptimo. (Braja. M Das)

La prueba de laboratorio usada generalmente para obtener el peso específico máximo de compactación y el contenido de agua óptimo es la prueba de proctor de compactación (Proctor, 1993).

7.3.4.1 Compactación suelos derivados de cenizas volcánicas.

Una de las importantes maneras de definirla es mediante la curva de compactación, para los suelos derivados de cenizas volcánicas altamente meteorizados puede variar considerablemente con el secado del material (Wesley, 2003) citado por Lizcano et al., 2006. En este estudio se determinó que cuando el suelo está en sus condiciones in situ (i.e. alta humedad y baja densidad), el máximo de densidad seca en la curva de compactación no es apreciable y consecuentemente tampoco lo es la humedad óptima. Este comportamiento es gobernado por la contracción del suelo.

Esto implicaría que el suelo natural, caracterizado por tener una estructura cementada altamente porosa y capaz de alojar grandes cantidades de agua ($w_o > 100\%$ y $\rho_d < 9 \text{ gcm}^{-3}$), se densificará ante la reducción de la humedad. La densificación es controlada por la cementación; mientras que ésta permanezca, el

aumento de la densidad por la reducción de la humedad será muy bajo para un rango amplio de humedades. Los suelos derivados de cenizas volcánicas presentan cambios fuertes e irreversibles en compactación debidos a desecación. Cuando estos suelos han sido secados y rehumedecidos, la curva de compactación en laboratorio se asemeja a la encontrada tradicionalmente, en la cual es claramente identificado el punto de máxima densidad seca y humedad óptima. El comportamiento de estos es posible debido a la pérdida irreversible del agua retenida por los minerales arcillosos que caracterizan los suelos de origen volcánico (alófana, imogolita y haloisita) y los consecuentes cambios de volumen (remodelarlos). (Regalado, 2005).citado por Lizcano et al., 2006.

En este estudio se observó, la desecación que conducía a la formación de agregaciones que dan al suelo una apariencia limosa al suelo y de baja plasticidad. El suelo resultante de la desecación no tiene la capacidad de retención de agua inicial y no permite formar una estructura tan abierta como aquella desarrollada naturalmente. Estos efectos incrementan el máximo peso seco, lo cual conduce a una curva de compactación convencional con una humedad óptima considerablemente inferior a la humedad in situ. Como consecuencia de este resultado, la recomendación constructiva consiste en secar el material antes de la compactación.

Se observó el comportamiento atípico de los suelos derivados de cenizas volcánicas, las investigaciones sugieren poca aplicabilidad de las prácticas convencionales de compactación en estos suelos. Las técnicas constructivas aplicadas en las regiones que presentan suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia se basan en el control del esfuerzo de compactación y la simulación de las propiedades in situ. La experiencia en la utilización de estos materiales en obras geotécnicas ha llevado a aplicar una ligera compactación, suficiente para reducir grandes vacíos y no más de la necesaria para evitar destruir la estructura natural del suelo e inducir ablandamiento. Este criterio de compactación consiste en conseguir en construcción la misma densidad que presenta el suelo en su condición de humedad natural (Millán, comunicación personal, Pereira) citado por Lizcano et al., 2006. Con esto se trata de simular la estructura de inicial del suelo, la cual presenta, por lo general, adecuado comportamiento resistivo.

El grado de remoldeo impuesto al suelo durante la compactación, representado por la energía aplicada, es una variable que gobierna la densidad y propiedades resistivas resultantes de los suelos derivados de cenizas volcánicas. Los resultados presentados por Wesley (2003), citado por Lizcano et al 2006, indican la reducción de la resistencia con el incremento del número de golpes. Este fenómeno puede explicarse por el progresivo deterioro y destrucción de la estructura cementada del suelo, la liberación del agua y el consecuente ablandamiento del suelo

En su estudio se realizó el ensayo de compactación (próctor estándar) con suelos extraídos a $z = 5.5$ m de profundidad. La curva de compactación según la (Figura 20), no presentó las características anteriormente mencionadas, sino que corresponde a una tendencia de compactación típica. Una posible explicación a este comportamiento es que estos materiales son ligeramente meteorizados, tienen mayor densidad, menor capacidad para alojar agua y baja cementación. Adicionalmente, se realizaron ensayos de compresión y colapso de muestras preparadas a la densidad y humedad in situ con el fin de observar su respuesta esfuerzo-deformación y su estabilidad ante la pérdida de succión. Los resultados (Figura 21) demuestran que el humedecimiento no produce cambios considerables en la compresibilidad del suelo y el colapso por pérdida de succión (a $\sigma'_v = 100$ kPa) es muy bajo ($I_c = 0.33\%$).

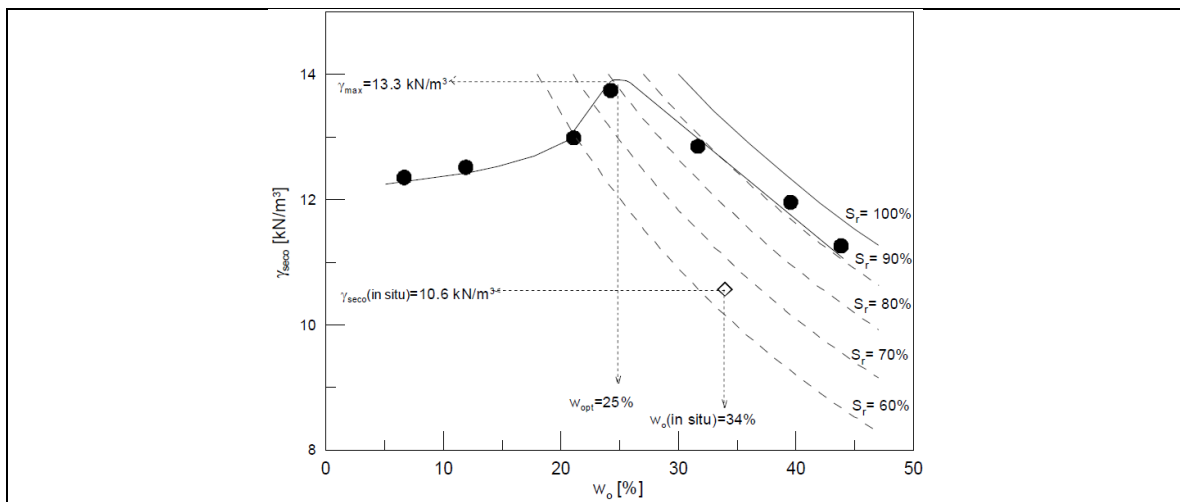


Figura 20: Curva de compactación obtenida con suelo secado al aire, pasando tamiz No. 40. Fuente: (Lizcano et al 2006).

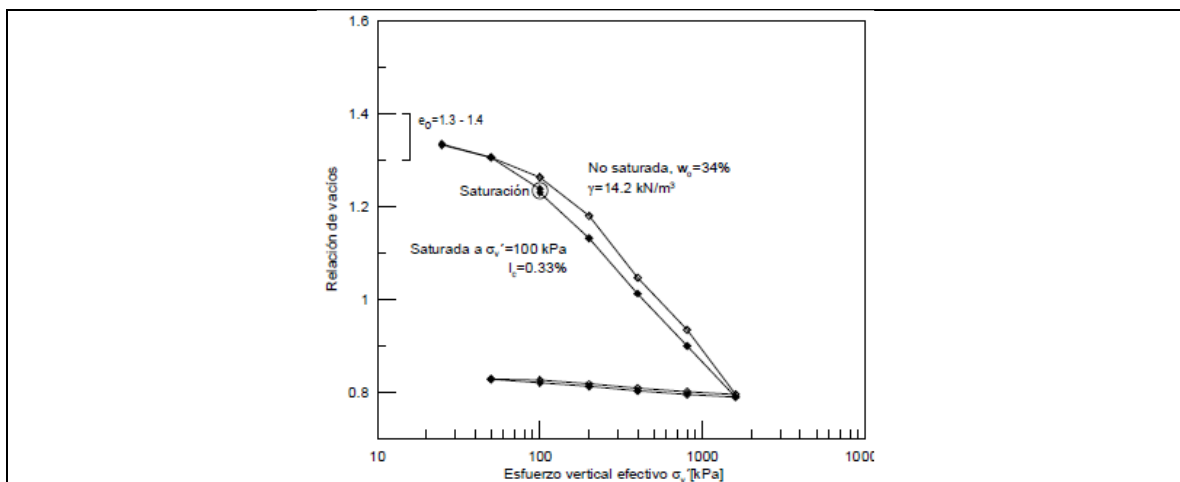


Figura 21: Ensayo edométrico para muestras remodeladas. Una muestra es ensayada a la humedad natural $w_o=31\%$. La otra muestra es cargada a $\sigma'_v=100$ kPa y saturada antes del ensayo. (Localización: Manizales.)

7.3.4.2 Compactación aplicada en el Eje cafetero.

En el eje cafetero se tienen unas técnicas constructivas especiales de compactación, por lo que sus suelos son derivados de cenizas volcánicas los cuales se basan en el criterio de simular la densidad a la que se encuentran el suelo en estado inalterado (in situ) en su condición de humedad natural. Para este tipo de compactación se prefiere maquinaria liviana para minimizar la alteración o remoldeo y energía del suelo como se ve en la figura 22. (Herrera, 2006)



Figura 22: Procedimiento constructivo de muros, en tierra reforzada-suelos derivados de cenizas volcánicas. (Pereira, Colombia). Fuente: Herrera, 2006.

La aplicación del criterio de compactación basado en la densidad in situ es frecuentemente observada en la construcción de muros de tierra forzada. En el Eje cafetero este tipo de estructuras es reconocido por su adecuado comportamiento ante solicitaciones monotonicas o cíclicas. Estos muros alcanzan hasta 18 m de altura y aproximadamente el 80% de altura en profundidad. Son construidos con drenes armados en geotextil separados 1m en longitud y altura. Cada capa de suelo es envuelta en geotextil y tiene una altura aproximada 40cm. Cada capa de 20 cm aproximadamente, es compactada por medio de vibro-compactador liviano liso con 4 pasadas del equipo, tratando de obtener el 96% de la densidad a la humedad in situ. La última capa es compactada con compactador dinámico (canguro) para lograr mejor sellamiento de la superficie (Millán, 2006).citado por (Herrera, 2006)

7.4 CAPACIDAD DE SOPORTE DE CIMENTACIONES.

De acuerdo con Lizcano et al 2006, La parte inferior de una estructura se denomina generalmente cimentación y su función es transferir la carga de la estructura al suelo en que ésta descansa. Una cimentación adecuadamente diseñada es la que transfiere la carga a través del suelo sin sobreesforzar a éste. Sobreesforzar al suelo conduce a un asentamiento excesivo o bien a una falla cortante del suelo, provocando daños a la estructura. Por esto, los ingenieros geotecnias y estructuristas que diseñan cimentaciones deben evaluar la capacidad de carga de los suelos. Dependiendo de la estructura y suelo encontrados se usan varios tipos de cimentaciones. Como se muestra en la figura 23, los tipos más comunes. Una zapata aislada o corrida es simplemente una ampliación de un muro de carga o columna que hace posible dispersar la carga de la estructura sobre un área grande del suelo. En suelos con baja capacidad de carga, el tamaño de las zapatas requeridas es grande y poco práctica. En tal caso, es más económico construir toda la estructura sobre una losa de concreto, denominada losa de cimentación. Las cimentaciones con pilotes y pilas perforadas se usan para estructuras más pesadas cuando se requiere gran profundidad para soportar la carga. Los pilotes son miembros estructurales hechos de madera, concreto o acero, que transmiten la carga de la superestructura a los estratos inferiores del suelo. Según como transmiten sus cargas al subsuelo, los pilotes se dividen en dos categorías: pilotes de fricción y pilotes de punta. En el caso de los pilotes de fricción, la carga de la superestructura es soportada por los esfuerzos cortantes generados a lo largo de la superficie lateral del pilote. En los pilotes de punta, la carga soportada es transmitida por su punta a un estrato firme.

En el caso de pilas perforadas, se taladra un agujero en el subsuelo y luego se rellena con concreto, debiéndose usar un ademe de metal mientras se taladra el agujero. El ademe se deja ahogado en el agujero o se retira durante la colocación del concreto. Generalmente, el diámetro de una pila perforada es mucho mayor que el de un pilote. La distinción entre pilotes y pilas perforadas deja de ser clara para un diámetro de aproximadamente 1 m, y luego las definiciones y la nomenclatura son inexactas.

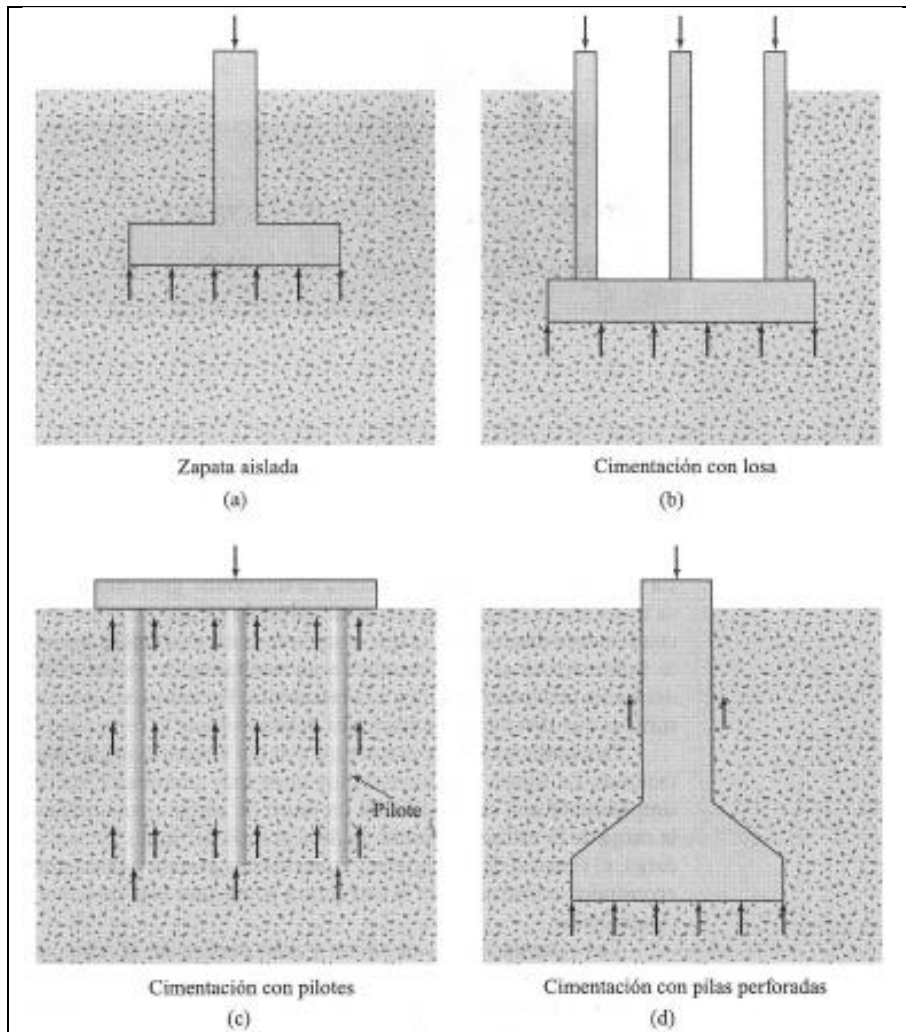


Figura 23: Tipos de cimentaciones. Fuente: DAS, 1994.

Las zapatas corridas y las losas de cimentación se denominan cimentaciones superficiales y las cimentaciones con pilotes y pilas perforadas, se clasifican como profundas. En un sentido más general, las cimentaciones superficiales son aquellas que tienen una razón de profundidad de empotramiento a ancho de aproximadamente menor que cuatro. Cuando la razón de profundidad de empotramiento contra ancho es mayor, la cimentación se clasifica como profunda.

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría para evaluar la capacidad última de carga de cimentaciones superficiales, la cual dice que una cimentación es superficial si la profundidad figura 25 de la cimentación es menor que o igual al ancho de la misma. Sin embargo, investigadores posteriores han sugerido que cimentaciones con DF igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación se definen como cimentaciones superficiales. Terzaghi sugirió que para una cimentación

continua o de franja (es decir, la razón de ancho a largo de la cimentación tiende a 0), la superficie de falla en un suelo bajo carga última se supone similar a la mostrada en la figura 25. Note que este es el caso de la falla cortante general como se definió en la figura 24 a. El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación se supone reemplazado por el efecto de una sobrecarga equivalente $q = \gamma D_f$ (donde γ = peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación se separa en tres partes véase la figura 11.4:

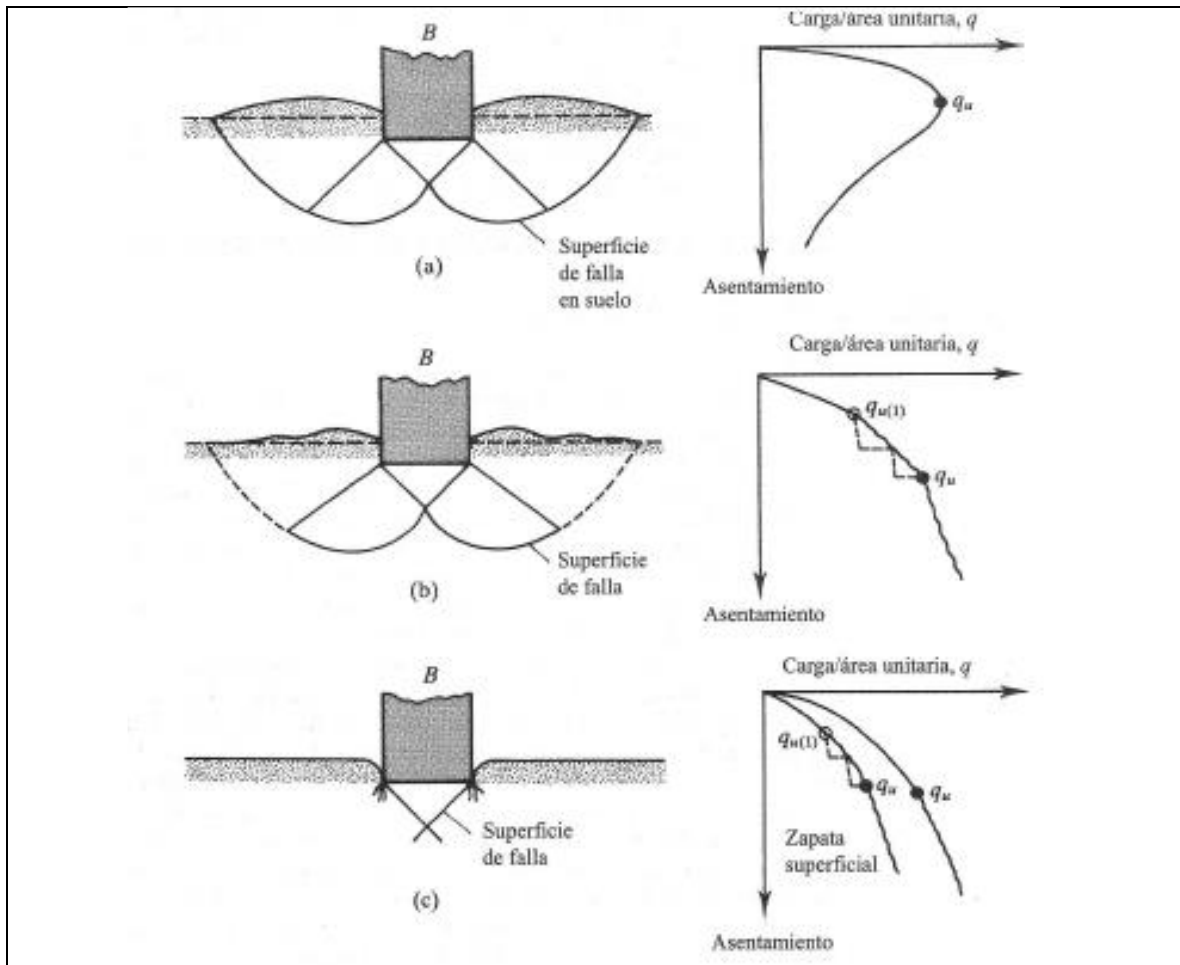


Figura 24: Naturaleza de las fallas por capacidad de carga en suelos (a) falla cortante general (b) falla de cortante local (c) Falla por punzonamiento. Fuente: DAS, 1994.

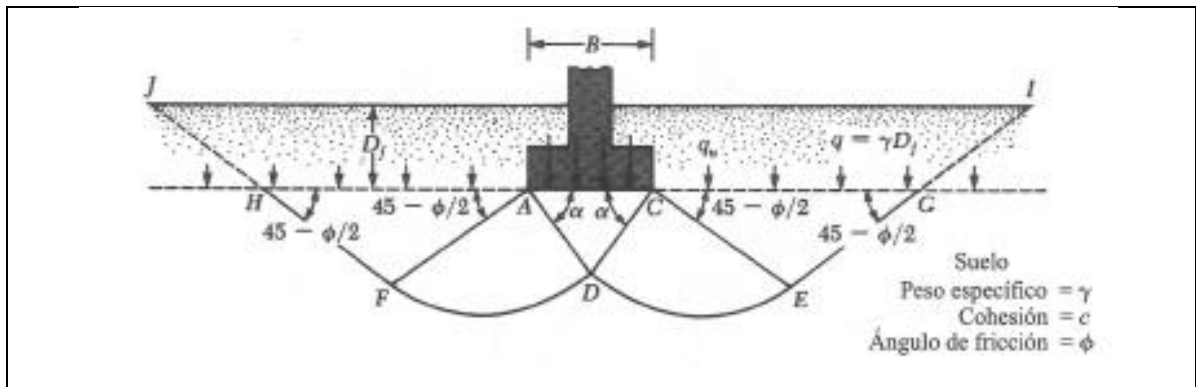


Figura 25: Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua rugosa. Fuente: Braja, M DAS, 1994.

1. La zona triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación
2. Las zonas de corte radial AD y CD, en que las curvas DE y DF son arcos de una espiral logarítmica
3. Dos zonas pasivas de Rankine triangulares AFH y CEG.

Los ángulos CAD y ACD se suponen iguales al ángulo de fricción del suelo (es decir, $\alpha = \phi$). Note que al reemplazar el suelo arriba del fondo de la cimentación por una sobrecarga equivalente q , la resistencia cortante del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ fue despreciada. Usando el análisis del equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad última de carga en la forma (ecuación 13).

$$q_u = cN_c + QN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad \text{Ecuación (13)}$$

Donde:

Q_u = Capacidad de soporte,

γ = Peso específico del suelo,

$q = \gamma * D_f$,

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga adimensionales que son únicamente en función del ángulo de fricción, en este caso son 0 por que no se tuvo en cuenta en la investigación el ángulo de fricción.

7.4.1 Capacidad de carga admisible.

Para Rico, 2005 las capacidades de carga mencionadas corresponden a valores de falla o a valores tales que si esos esfuerzos fueran comunicados por el cimiento al suelo, este quedaría en estado de falla incipiente. Esos valores no son los que en la práctica se asignan a las cimentaciones reales. Nace de tal modo, el concepto de carga admisible o de trabajo, con la que se diseñará la cimentación. Para el autor, esta deberá siempre ser menor que la de falla y deberá quedar lo suficientemente lejos de ella como para dar los márgenes de seguridad necesarios, que cubran todas las incertidumbres referentes a las propiedades de los suelos y su determinación, a las magnitudes de las cargas actuantes, a la teoría específica de capacidad de cargas que se use y a los problemas y desviaciones de la construcción (Rico, 2005, p. 47).

En la práctica se emplea la capacidad de carga admisible (ecuación 14):

$$q_{adm} = \frac{q_c}{F_s}. \text{ Ecuación (14)}$$

Este coeficiente de seguridad cubre las incertidumbres sobre las propiedades de los suelos y su determinación, la teoría de capacidad de carga que se use, las desviaciones sobre la construcción, etc. En el caso de zapatas este valor es de 2 a 3.

8. MARCO JURIDICO.

La presente investigación se realizó siguiendo las normas bajo las cuales se rigen los ensayos realizados en laboratorio con el fin de lograr resultados confiables, como se presenta en la tabla 5.

NORMA	FECHA	TITULO
NTC 2121	30/08/2000	Obtencion de muestras con tubos de pared delgada.
NTC1495	28/11/2000	Ensayo para determinar el contenido de humedad de suelos y rocas con base en la masa
NTC 78	10/05/1995	Determinar por el lavado en el material que pasa el tamiz #200
NTC 4630	28/11/2001	Metodo de ensayo para la determinacion del limite liquido. Del limite plastico y del indice de plasticidad suelos cohesivos.
I.N.V.E.-152-07	2007	Compresion inconfiada en muestras de suelos
NTC 1974	24/09/2003	Gravedad especifica de los suelos
NTC 77	23/11/1994	Metodo para el analisis por tamizado de los agregados finos y gruesos
I.N.V.E.-124-07	2007	Analisis granulometrico por medio del hidrometro.

Tabla 5: Tabla: Lista de normas utilizadas en la investigación.

A continuación se presenta el objetivo de cada una de las normas usadas para la investigación.

8.1 (NTC- 2121) OBTENCIÓN DE MUESTRAS CON TUBOS DE PARED DELGADA.

Esta norma presenta un método para la obtención de muestras de suelo relativamente inalteradas para ensayos de propiedades estructurales en el laboratorio, utilizando un tubo metálico de pared delgada el cual se presiona en el suelo *in situ*, se retira el tubo lleno de suelo y se sellan los extremos para evitar que el suelo se altere o pierda humedad.

8.2 (NTC-1495) ENSAYO PARA DETERMINAR EL CONTENIDO DE HUMEDAD DE SUELOS Y ROCAS CON BASE EN LA MASA.

Esta norma cubre la determinación en el laboratorio, del contenido de agua (humedad), de suelos, rocas y materiales similares con base en la masa, en donde la reducción de la masa por secado, se debe a la pérdida de agua. El contenido de

agua, es una de las propiedades importantes al momento de fallar una muestra puesto que se desean saber las condiciones en in situ.

8.3 NTC-78 METODO PARA DETERMINAR POR LAVADO EL MATERIAL QUE PASA EL TAMIZ 75 μm EN AGREGADOS MINERALES.

Esta norma establece el procedimiento para determinar por lavado, la cantidad de materiales más fino que el tamiz 75 μm (200) en agregados. Las partículas de arcilla y otras partículas del agregado que se dispersan por el lavado con agua, así como los materiales solubles en el agua, se separan del agregado durante el ensayo.

8.4 NTC-4630 MÉTODO DE ENSAYO PARA LA DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO, DEL LÍMITE PLÁSTICO Y DEL ÍNDICE DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS COHESIVOS.

El límite líquido, el límite plástico y el índice de plasticidad de los suelos son utilizados ampliamente, ya sea en forma individual o conjunta con otras propiedades del suelo, para correlacionarlas con comportamientos ingenieriles tales como compresibilidad, permeabilidad, compactibilidad, expansividad y resistencia al corte.

El límite líquido y el límite plástico de un suelo se pueden utilizar conjuntamente con el contenido de humedad natural del suelo para expresar su consistencia relativa o Índice de Liquidez. Estos métodos algunas veces se utilizan para evaluar las características de meteorización de materiales esquisto-arcillosos.

8.5 I.N.V.E- 152-07 COMPRESIÓN INCONFINADA EN MUESTRAS DE SUELOS.

El objeto de esta norma es indicar la forma de realizar el ensayo para determinar la resistencia a la compresión confinada de los suelos cohesivos bajo condiciones inalteradas y remoldeadas, aplicando carga axial usando cualquiera de los métodos de resistencia controlada o deformación controlada.

Este ensayo se emplea únicamente para suelos cohesivos, ya que en un suelo carente de cohesión no puede formarse una probeta sin confinamiento lateral.

8.6 NTC- 1974 METODO DE ENSAYO PARA PESO ESPECIFICO DE SOLIDOS DE SUELO CON PICNOMETRO DE AGUA.

El peso específico de los sólidos del suelo se emplea para calcular las relaciones de fase de los suelos, tales como relación de vacíos y grado de saturación, también para el cálculo de la densidad de los sólidos del suelo. Esto se hace

multiplicando su peso específico por la densidad del agua (a la temperatura adecuada).

8.7 NTC -77 METODO PARA EL ANALISIS POR TAMIZADO DE LOS AGREGADOS FINOS Y GRUESOS.

Abarca la determinación de la distribución de los tamaños de las partículas que componen los agregados finos y gruesos, a través de un proceso de tamizado. Esta norma se usa principalmente para determinar la gradación de los materiales propuestos para usarse como agregados, o se está utilizado como tales. Los resultados se usan para determinar la correlación entre la distribución de los tamaños de las partículas y los requisitos específicos de aplicación, y para suministrar los datos necesarios para el control de la producción de varios materiales y mezclas que contienen agregados, los datos también pueden ser útiles en la determinación de las relaciones de porosidad y entramamiento.

8.8 I.N.V.E – 124 – 07 ANALISIS GRANOLUMETRICO POR MEDIO DEL HIDROMETRO.

Este método de prueba cubre las determinaciones cuantitativas de la distribución de tamaño de las partículas de las fracciones finas de los suelos. La distribución de tamaños de partículas más grandes de 75 μm (retenidas en el tamiz No 200) se determina por tamizado, en tanto que la distribución de las partículas más pequeñas que 75 μm se determina por un proceso de sedimentación, usando un hidrómetro que se asegure a los datos necesarios.

8.9 I.N.V.E – 121 – 07 DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO ORGÁNICO EN SUELOS MEDIANTE PÉRDIDA POR IGNICIÓN.

Este método de pérdida por ignición para la determinación del contenido orgánico es más aplicable a aquellos materiales identificados como turbas, lodos orgánicos y suelos que contengan material vegetal relativamente no descompuesta ni deteriorada o materiales de plantas frescas como madera, raíces, pasto o materiales carbonáceos como lignito, carbón, etc.

9. MARCO METODOLÓGICO.

A continuación se realiza una explicación más detallada de las fases, criterios y consideraciones que se tuvieron en cuenta para cada una de las etapas de la investigación.

9.1 OBTENCION Y RECOLECCION DE INFORMACION.

Información primarias: Es aquella que el investigador recoge directamente a través de un contacto inmediato con su objeto de análisis.

La información primaria de esta investigación se encuentra en los sondeos realizados y las muestras extraídas con las que se hicieron los respectivos ensayos de laboratorio para la elaboración de la investigación.

Información secundaria: Es aquella que el investigador recoge a partir de investigaciones ya hechas por otros investigadores con propósitos diferentes. La información secundaria existe antes de que el investigador plantee su hipótesis, y por lo general, nunca se entra en contacto directo con el objeto de estudio.

En esta investigación se utilizó información de algunas tesis de grado, además estudios realizados en el país sobre cenizas volcánicas y el artículo realizado por la universidad de los andes.

Variables cuantitativas: A partir de los objetos de la investigación y de la definición de la población objeto de estudio se hizo una lista exhaustiva de las variables que se van a evaluar. En este aspecto se encuentra ubicados los valores índices de los suelos, objetos de la investigación, los cuales se determinaron mediante ensayos de laboratorio bajo las normatividades correspondientes según las Normas Técnicas Colombianas (NTC), estas variables son:

- Contenido de humedad.
- Limite líquido (LL)
- Limite plástico (LP)
- Índice de plasticidad. (IP)
- Contenido de finos (% finos)
- Contenido de arenas (% arenas)
- Peso específico húmedo. (γ_h)
- Peso específico seco (γ_d)
- Gravedad específica (Gs)
- Resistencia.

- Cohesión.
- Módulo de elasticidad.
- Sensibilidad.
- Capacidad de soporte del suelo.

Es necesario hacer una revisión sobre cómo han sido medidas las variables y que tipo de datos se espera recoger al medir la variable. Se requiere de un trabajo de consenso para determinar cómo va a medirse las variables que fueron definidas conceptualmente en la etapa anterior. Conociendo las variables a analizar en esta investigación, a continuación se establecen los parámetros en los cuales se expresan los resultados de dicho análisis en la (Tabla 5

VARIABLE	SIMBOLO	INDICADOR
Humedad natural	%W	%
Limite liquido	(LL)	%
Limite plastico	(LP)	%
Indice de plasticidad	(IP)	%
Contenido de finos	%FINOS	%
Contenido de arenas	%ARENAS	%
Pesos especificos	γ	KN/m ³
Gravedad especifica	Gs	Adimensional
Resistencia	R	kPa
Cohesion	C	kPa
Modulo de elasticidad	E	kPa
sensibilidad	S	Adimensional
capacidad de soporte	C.S.	kPa

Tabla 6: Variables e indicadores a estudiar

9.2 DELIMITACIÓN GEOGRÁFICA DE ESTUDIO Y TOMA DE MUESTRAS.

Se ubica la localización general de la ciudad de Pereira en el departamento de Risaralda y se toma como referencia el plan de ordenamiento territorial (POT) para tomar la futura expansión urbana de la ciudad como se muestra en la figura 3 y tomar las muestras en estas zonas de futuras construcciones para estudiar el fenómeno de la investigación.

En agosto de 2013, se realizaron las perforaciones en las localidades de Batara, Santa clara (cuba), Villa verde las que corresponden a suelos derivados de cenizas volcánicas.

Se inició con la toma de muestras en el sector de Batara como se muestra en la figura 26 donde se realizó un (1) sondeo de perforación de 12m de profundidad tomando muestras inalteradas e alteradas cada (1.5m) obteniendo un total de (8)muestras de esta.



Figura 26: Perforación Batara.

Posteriormente de la extracción de material (alterado) se guardó en bolsas de cierre hermético para evitar la pérdida de humedad, como se muestra en la figura 27.



Figura 27: Extracción por barreno (muestra alterada).

Para las muestras inalteradas se prepararon los tubos Shelby de 3 pulgadas, según la normatividad establecida (NTC 2121) ensayo SPT (ensayo de penetración estándar), como se muestra en la figura 28



Figura 28: Extracción tubo Shelby (muestra inalterada).

Luego de la extracción del tubo se cubrieron de papel aluminio y se parafinaron para evitar la pérdida de propiedades del material, como se muestra en la figura 29.



Figura 29: Muestras Parafinadas.

Se repite posteriormente el mismo procedimiento en el sector de villa verde realizado dos (2) sondeos de perforación cada uno a 12 m de profundidad extrayendo muestras alteradas e inalteradas cada 1.5m para un total de 16 muestras.

Para el sector de santa clara se trabaja con muestras alteradas e inalteradas obtenidas a través de un (1) sondeo de perforación cada uno a 12 m de profundidad extrayendo muestras a 1.5m para un total de 8 muestras en este.

- Como se muestra en la tabla 6 Para el manejo de cada muestra extraída se produjo a asignarle un código el cual clasifica lugar de extracción del material y altura a la cual se obtuvo.

SONDEO	LOCALIZACION	COORDENADAS DATUM BOGOTA.		PROFUNDIDAD (m)	CODIGO ASIGNADO
		LATITUD	LONGITUD		
SONDEO 1 LUGAR BATARA					
1	BATARA	4° 47' 50.91" N	75° 45' 22.11" O	1.5	S1-1.5
1	BATARA	4° 47' 50.91" N	75° 45' 22.11" O	3	S1-3
1	BATARA	4° 47' 50.91" N	75° 45' 22.11" O	4.5	S1-4.5
1	BATARA	4° 47' 50.91" N	75° 45' 22.11" O	7.5	S1-7.5
1	BATARA	4° 47' 50.91" N	75° 45' 22.11" O	9	S1-9
1	BATARA	4° 47' 50.91" N	75° 45' 22.11" O	10.5	S1-10.5
SONDEO 2 LUGAR SANTA CLARA					
2	SANTA CLARA	4°47'11.33"N	75°43'50.50"O	1.5	S2-1.5
2	SANTA CLARA	4°47'11.33"N	75°43'50.50"O	3	S2-3
2	SANTA CLARA	4°47'11.33"N	75°43'50.50"O	4.5	S2-4.5
2	SANTA CLARA	4°47'11.33"N	75°43'50.50"O	6	S2-6
2	SANTA CLARA	4°47'11.33"N	75°43'50.50"O	7.5	S2-7.5
SONDEO 3 VILLA VERDE.					
3	VILLA VERDE	4° 47' 32.28" N	75° 41' 25.90" O	1.5	S3-1.5
3	VILLA VERDE	4° 47' 32.28" N	75° 41' 25.90" O	3	S3-3
3	VILLA VERDE	4° 47' 32.28" N	75° 41' 25.90" O	6	S3-6
3	VILLA VERDE	4° 47' 32.28" N	75° 41' 25.90" O	7.5	S3-7.5
3	VILLA VERDE	4° 47' 32.28" N	75° 41' 25.90" O	9	S3-9
3	VILLA VERDE	4° 47' 32.28" N	75° 41' 25.90" O	12	S3-12
SONDEO 4 VILLA VERDE					
4	VILLA VERDE	4° 47' 28.21" N	75° 42' 33.51" O	1.5	S4-1.5
4	VILLA VERDE	4° 47' 28.21" N	75° 42' 33.51" O	4.5	S4-4.5
4	VILLA VERDE	4° 47' 28.21" N	75° 42' 33.51" O	6	S4-6
4	VILLA VERDE	4° 47' 28.21" N	75° 42' 33.51" O	7.5	S4-7.5
4	VILLA VERDE	4° 47' 28.21" N	75° 42' 33.51" O	9	S4-9
4	VILLA VERDE	4° 47' 28.21" N	75° 42' 33.51" O	12	S4-12

Tabla 7: Códigos asignados para cada muestra extraída.

9.3 ENSAYOS DE LABORATORIO.

A cada una de las muestras alteradas obtenidas en los sondeos mencionados se le realizaron los respectivos ensayos de laboratorio como se muestra en la tabla 8,

bajo la normatividad correspondiente, para determinar los valores de: límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad, contenido de materia orgánica, contenido de finos y contenido de arenas, gravedad específica, pesos específicos, peso unitario, resistencia, cohesión, módulo de elasticidad, sensibilidad., capacidad de soporte, para analizar sus propiedades físicas y mecánicas.

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)	Propiedades Físicas.							Propiedades mecánicas	
			Contenido de Humedad	Granulometría Tamizado	Lavado Tamiz 200	Límites de Atterberg	Contenido de materia orgánica	Gravedad específica	Granulometría Hidrometro.	Peso Unitario.	Compresión inconfiada
1	S1-1.5	1.5	X	X	X		X			X	X
	S1-3	3	X	X	X		X			X	X
	S1-4.5	4.5	X	X	X		X			X	X
	S1-7.5	7.5	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	S1-9	9	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	S1-10.5	10.5	X							X	X
2	S2-1.5	1.5	X	X	X		X				
	S2-3	3	X	X	X		X			X	X
	S2-4.5	4.5	X	X	X		X			X	X
	S2-6	6	X	X	X		X			X	X
	S2-7.5	7.5	X	X	X		X			X	X
3	S3-1.5	1.5	X	X	X		X			X	X
	S3-3	3	X	X	X	X	X	X		X	X
	S3-6	6	X	X	X	X	X	X		X	X
	S3-7.5	7.5	X	X	X	X	X	X			
	S3-9	9	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	S3-12	12	X	X	X	X	X	X	X	X	X
4	S4-1.5	1.5	X	X	X		X			X	X
	S4-4.5	4.5	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	S4-6	6	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	S4-7.5	7.5	X	X	X		X			X	X
	S4-9	9	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	S4-12	12	X	X	X	X	X	X	X	X	X

Tabla 8: Lista de ensayos realizados a cada muestra.

9.3.1. Límites de consistencia.

El procedimiento para realizar los ensayos de límites de consistencia del suelo se realizaron de acuerdo a la norma técnica NTC-4630, de la cual se cita de forma resumida los pasos a seguir desde la preparación del espécimen hasta la toma de resultados, los ensayos se realizaron utilizando muestras alteradas.

Anticipadamente se seleccionó una cantidad de suelo, se secó a temperatura ambiente, se pulverizó y se tomó una porción pasante por el tamiz #40 para cada uno de los ensayos como se observa en la figura 30.



Figura 30: Muestras en secado a temperatura ambiente.

9.3.1.1 Determinación límite líquido (LL)

El ensayo se realizó por el método multipunto (Método A.).

Se mezcló el material con agua destilada adicionada en pequeñas cantidades sobre una placa de vidrio utilizado una espátula hasta que se logró una mezcla homogénea, como se ve en la figura 31.



Figura 31: Mezcla de material con agua destilada.

Se colocó una porción del suelo preparado sobre la copa Casagrande y se extendió a una profundidad aproximada de 10mm del punto más grueso respecto a la base del recipiente. Se tuvo en cuenta el eliminar las burbujas de aire presentes.

Con un ranurador biselado se hizo una ranura en la masa del suelo que unió el puntos más alto y más bajo del recipiente, se tuvo en cuenta de mantener el ranurador contra el borde del recipiente durante el proceso como se muestra en la Figura 32.



Figura 32: Muestra Ranurada sobre copa Casagrande.

Haciendo uso de la leva, se levantó y se dejó caer el recipiente con frecuencia constante (la norma recomienda una tasa de 1.9 a 2.1 golpes por segundo) hasta que las dos partes del suelo hicieron contacto en el fondo de la ranura a lo largo de una distancia de 13mm.

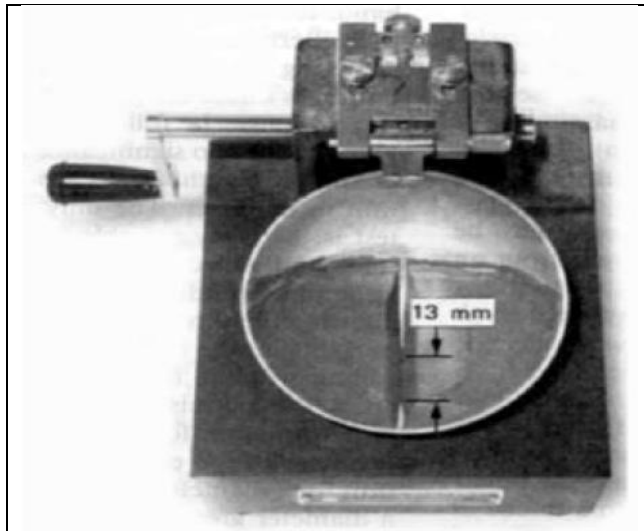


Figura 33: Unión de las dos mitades de la muestra. Fuente: NTC 4630.

- Se registró el número de golpes N necesarios para provocar el cierre de la ranura, se tomó una parte del suelo (preferiblemente de la zona de cierre) y se llevó al horno para determinar su contenido de humedad.
- El suelo restante se retiró, y se adecuó la copa Casagrande para el próximo ensayo donde se mezcló el suelo nuevamente para lograr un contenido de agua tal, que el número de golpes necesarios para cerrar la ranura nuevamente estuvieran comprendidos entre los intervalos: 25-35 golpes, 20-30 golpes, 15-25 golpes. De igual forma se toman los contenidos de humedad respectivos.
- Se graficó la relación entre el contenido de humedad W (sobre el eje de las ordenadas en escala aritmética) y el correspondiente número de golpes N (sobre el eje de las abscisas en escala logarítmica) dibujando una línea recta que mejor se ajustó a los 3 puntos obtenidos.
- El límite líquido (LL) equivale entonces al contenido de humedad W correspondiente a un número de golpes N de 25.

9.3.1.2 Determinación Limite plástico (LP).

Después de realizado el ensayo el límite líquido, se seleccionó de la muestra sobrante, una porción de 20g y se disminuyó el contenido de humedad secándolo al aire o sobre papel, hasta que se obtuvo una consistencia que permitió su enrollado manual.

- De la porción previamente conformada se tomó una muestra de 1.5 a 2.0g y se amasó hasta darle una forma elipsoidal de diámetro uniforme (3.2mm aproximadamente) en no más de 2 minutos de amasado, hasta que los rollos formados se rompieron llegando así a su límite plástico.
- Se juntaron tres porciones de 5g de cilindros desmoronados sobre vidrios reloj mostrados en la (Figura 34), luego se pasaron al horno y finalmente se realizaron los cálculos de contenido de humedad.



Figura 34: Rollos de suelos para límite plástico.

- El límite plástico (LP) equivale entonces al promedio de los contenidos de humedad W de cada una de las porciones de cilindros.

9.3.2 Gravedad específica.

El método para realizar el ensayo para determinar la gravedad específica del suelo se ejecutó de acuerdo a la norma técnica NTC-1974, de la cual se citan de forma resumida los pasos para seguir desde la preparación del material, hasta la toma de resultados, se usaran muestras alteradas.

El ensayo se realizó con el procedimiento establecido para muestras húmedas (Método A).

- Para dar inicio al ensayo se saturó el suelo con 24 horas de anterioridad para facilitar el proceso de dispersión y eliminación
- Se dispersó el suelo utilizado una mezcladora o dispositivo equivalente (batidora) formando así una lechada.
- Usando el embudo se vertió la lechada dentro del picnómetro como se encuentra en la Figura 35).

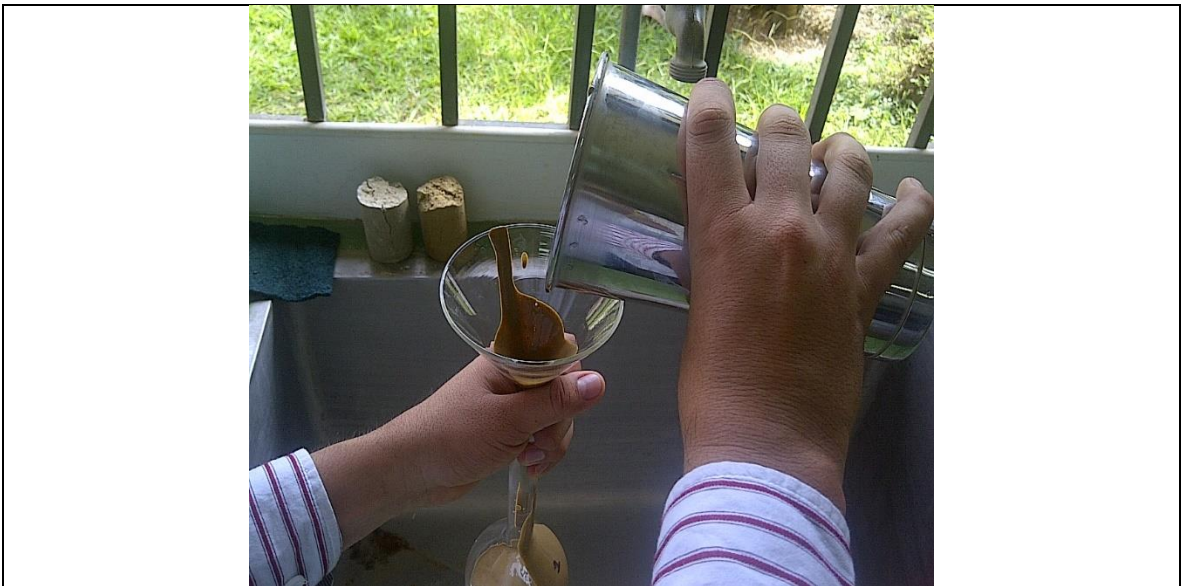


Figura 35: Picnómetro con lechada.

- Se añadió agua al picnómetro hasta que el nivel llegue a $\frac{1}{2}$ de la altura del cuerpo principal del recipiente quedando la lechada en el fondo.
- Se procedió a realizar la de aireación de la lechada, por calor (ebullición), y algunas veces por vacío (se siguió el procedimiento correspondiente establecido por la norma según el método a utilizar) Como se muestra en la Figura 37.



Figura 36: Desaireación de la lechada. Método calor.



Figura 37: Desaireación de la lechada. Método vacío.

- Terminada la de aireación se adicionó agua al picnómetro hasta llegar a la marca establecida según el volumen del mismo.
- Se tomó la temperatura y peso del suelo con el picnómetro.
- Se trasladó el suelo contenido en el picnómetro a un recipiente previamente pesado procurando que no quede parte del suelo dentro del picnómetro.

- Se secó el suelo en el horno y posteriormente se tomaron los pesos secos para cada una de las muestras ensayadas.
- El cálculo de la gravedad específica se obtuvo a partir de una serie de cálculos en los cuales se emplearon las variables medidas en el procedimiento.

9.3.3 Granulometría por tamizado.

Para conocer el tamaño de las partículas de los materiales estudiados se usó la norma técnica colombiana (NTC-77) Método para el análisis por tamizado de los agregados finos y gruesos.

Procedimiento:

- Se deja la muestra en proceso de secado a temperatura ambiente.
- Se selecciona los tamaños adecuados de los tamices para proporcionar la información requerida por las especificaciones que cubren el material ensayado. El encaje de los tamices debe hacerse en orden decreciente según tamaño de sus aberturas de arriba hacia abajo.
- Se debe colocar la muestra en el tamiz superior. Se agitan los tamices así dispuestos manualmente, o mediante el uso de tamizadora mecánica por un tiempo de 5 minutos como se muestra en la Figura 38.



Figura 38: Tamizadora eléctrica.

- Se determina la masa de cada porción de la muestra en una balanza. la masa total del material después del tamizado se controla a partir de la muestra colocada en los tamices como se muestra en la figura 49.



Figura 39: Peso de tamices con material retenido.

- Este laboratorio finaliza con el cálculo de los tamaños de las partículas con el porcentaje total de material, porcentaje retenido en cada tamiz, porcentaje pasante de cada tamiz.

9.3.4 Granulometría por hidrómetro (materiales finos).

El procedimiento para realizar este ensayo para ver la distribución de tamaño de las partículas de las fracciones finas de los suelos por un proceso de sedimentación se utilizó la norma INVIAS (I.N.V.E-124-07).

Preparación de la muestra.

El tamaño de la muestra que se debe usar para el análisis por el hidrómetro varía con el tipo de suelo que va a ser ensayado en esta investigación se utilizó 50 gr de masa seca los cuales están establecidos para limos y arcillas en esta norma. Las muestras de estos suelos deben de estar conservadas con su contenido de humedades naturales y ensayadas sin ser secadas al horno.

Procedimiento.

- Se determina la corrección por defloculante y punto cero, C_d y la corrección por menisco, C_m a menos que ya sean conocidas.
- Se coloca la muestra en una capsula de 250 ml previamente identificada con un número, se agrega agua destilada o desmineralizada hasta que la muestra quede totalmente sumergida. Se coloca el agente dispersante: 125ml de solución de hexametáfosfato de sodio (40g/l).
- Se deja la muestra en remojo por una noche hasta que los terrones de suelo se hayan desintegrado.

- Se transfiere la muestra con agua, de la capsula en un vaso de dispersión, lavando cualquier tipo de residuo que quede en la capsula con agua destilada. Se coloca el vaso de dispersión en el aparato agitador durante el tiempo de un minuto.
- Se transfiere la suspensión a un cilindro de sedimentación de 1000 ml, como se muestra en la figura 44. La suspensión debe de ser llevada a la temperatura que se espera prevalecerá en el laboratorio durante el ensayo.



Figura 40: Muestra en cilindro de sedimentación,

- Un minuto antes de comenzar el ensayo, se toma el cilindro de sedimentación y, se tapa con la mano o con un tapón adecuado, se agita la suspensión vigorosamente durante varios segundos como se muestra en la Figura 41, con el objeto de remover los sedimentos del fondo y lograr una suspensión uniforme.



Figura 41: Figura: agitación muestra.

- Al terminar el minuto de agitación, se coloca el cilindro sobre una mesa. Se pone en marcha el cronometro, se introduce lentamente el hidrómetro en la suspensión. Se debe tener mucho cuidado cuando se introduce y cuando se extrae.
- Se observó las dos primeras lecturas de hidrómetro, al minuto y a los dos minutos como se ve en la Figura 42. Inmediatamente después de estas lecturas se extrae cuidadosamente el hidrómetro de la suspensión y se coloca en un cilindro graduado con agua limpia. Se siguen haciendo lecturas a los 5, 15, 30, 60, 120, 250 y 1440 minutos de inicio de la sedimentación.



Figura 42: Lectura hidrómetro.

- Se determina la masa ensayada, se lava cuidadosamente toda la suspensión transfiriéndola a una capsula de evaporación. Se seca el material al horno, se

deja enfriar y se determina la masa de la muestra. La masa seca de la muestra de suelo empleada.

9.3.5 Lavado el material que paso el tamiz #200 en agregados minerales (Muestras alteradas).

La manera de realizar este ensayo para determinar el contenido de finos y el contenido de arenas de las muestras extraídas se utilizó la norma técnica colombiana (NTC-78) de la cual se citan de forma resumida los pasos para seguir desde la preparación del material, hasta la toma de resultados.

Estas muestras se trabajaron con el procedimiento A

- Se secó la muestra del ensayo a una masa constante, a temperatura ambiente.
- Después de secada la muestra, se continuo a la trituration del material para así tener un material uniforme.
- Siguiendo a esto, se toman 150 gr del material, se coloca la muestra en el tamiz #200 y se adiciona suficiente agua para cubrirla como se muestra en la figura 43.



Figura 43: Peso del material y tamiz.

- Se vierte inmediatamente el agua de lavado que contiene los sólidos suspendidos y disueltos sobre el tamiz #200.
- Se adiciona una segunda carga de agua a la muestra en el recipiente, se agita y se decanta como antes. Se repite la operación hasta que el agua del lavado resulte limpia (arenas).



Figura 44: Lavado tamiz #200.

- Se regresa todo el material retenido y adherido en el tamiz #200, a la muestra lavada. Se seca el agregado lavado a masa constante a una temperatura de $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ y se determina la masa con una aproximación de 0,1% de la masa total de la muestra, como se muestra en las figuras 45 y 46.



Figura 45: Material retenido al tamiz #200.



Figura 46: Material retenido tamiz # 200 horno.

- Elaborado el ensayo se calcula la cantidad de material que pasa el tamiz #200 por lavado como sigue:

$$\% \text{ finos} = [(MT - ML)/MT] \times 100 \quad \text{Ecuación (15)}$$

% finos = porcentaje del material más fino que el tamiz de 75 mm (No. 200) por lavado

MT = masa seca total de la muestra en gramos

ML = masa seca de la muestra después del lavado, en gramos.

9.3.6 Contenido de humedad suelos.

El contenido de humedad de los suelos estudiados se hizo mediante el procedimiento que indica la norma colombiana NTC 1495. Lo cual una muestra se seca en un horno a una temperatura constante y la pérdida de masa debida al secado se considera como contenido de agua.

Procedimiento:

- Se determina y registra la masa del contenedor de la muestra limpio y seco.
- Se coloca la muestra humedad en el contenedor y, se determina la masa del contenedor más el material húmedo usando una balanza.
- Se debe situar el contenedor con el material húmedo en el horno de secado. Y se seca el material hasta masa constante a $100 \text{ }^\circ\text{C} \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$. El tiempo que se requiere para obtener la masa constante varía dependiendo el tipo del material, el tamaño de la muestra, el tipo y la capacidad del horno, y otros factores.
- Después de que el material se haya secado a una masa constante, se retira el contenedor del horno. Se determina la masa del contenedor y del material secado al horno empleando el mismo tipo y capacidad de balanza usada anteriormente y se registra el valor.

Cálculos:

Se calcula el contenido de agua del material como sigue:

$$\%W = [(Mcws - Mcs)/(Mcs - Mc)] \times 100 \frac{Mw}{Ms} \times 100 \text{ Ecuacion (16)}$$

$\%W$ = contenido de agua, %

$Mcws$ = masa del contenedor y de la muestra húmeda, g

Mcs = masa del contenedor y de la muestra seca, g

Mc = masa del contenedor, g

Mw = Masa de agua ($Mw = Mcws - Mcs$), g, y

Ms = masa de las partículas sólidas ($Ms = Mcs - Mc$), g.

9.3.7 Compresión inconfiada en muestras de suelos (Muestras inalteradas).

Este tipo de ensayo se usó para muestras inalteradas y a su vez remoldeadas siguiendo la norma INVIAS I.N.V. E -152-07.

Preparación de las muestras inalterada:

Siguiendo la norma NTC- 2121 Obtención de muestras con tubo de pared delgada se obtiene el material a ensayar el cual tiene dimensiones de diámetro 3 pulgadas como se muestra en la figura 47.

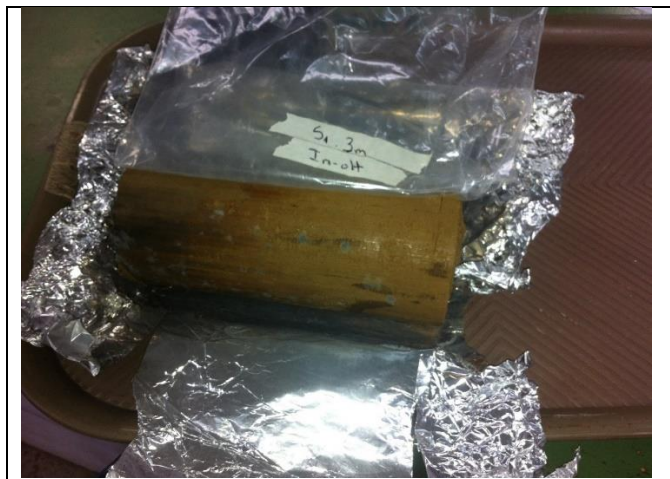


Figura 47: Muestra de suelo (Papel aluminio y bolsa hermética).

Procedimiento para muestras inalteradas:

- Se seccionan las muestras con el mismo diámetro a una altura de 15 cm cuando los extremos de la probeta quedan irregulares debido a la existencia de piedras, desmoronamiento de la muestra, se deben igualar las caras rellenando los agujeros con suelo.
- Se miden las alturas de la probeta, y tres diámetros y se realiza un promedio de medidas para tener menos margen de error en medidas.
- Se coloca la probeta en la prensa de modo que quede perfectamente centrada. Y se procede a introducir las dimensiones en la maquina universal de ensayo esto se muestra en la figura 51.
- La máquina universal se activa y acciona una fuerza de compresión a la probeta hasta que llegue a su esfuerzo último o falla, como se muestra en la figura 62,

9.3.8 Compresión inconfiada en muestras de suelo alteradas.

Para este tipo de muestras se siguió la norma INVIAS I.N.V.E- 152-07. Al momento de fallar la muestra inalterada se procede a retirar la probeta de la maquina universal de ensayos. Y se continúa a la preparación de las muestras.

Preparación de las muestras remoldeadas:

- Después de haber fallado las muestras inalteradas se procede manualmente a destruir completamente su estructura anterior (desboronar) como se muestra en la (Figura 48) y se envuelve en una membrana de caucho fino, para conservar la humedad de la muestra original.



Figura 48: Muestra inalterada totalmente destruida.

- Al formar el espécimen se puede emplear un tubo metálico cilíndrico hueco, en este caso con diámetro de 7.62 cm y altura 15 cm como se muestra en la figura 49. El tubo se lubrica con vaselina para facilitar la extracción de la muestra remoldeada.



Figura 49: Tubo metálico para emplear remoldeo.

- Como es inevitable que durante las operaciones citadas la muestra pierda algo de humedad, puede ser conveniente realizarlas con las manos algo húmedas, o bien obtener la resistencia de la muestra remoldeada a partir de un gráfico que relacione la resistencia y la humedad en dichas muestras.
- Para la compactación del material se usan 5 o 6 capas el cual varía que tan suelto este el material a ensayar. A cada capa se le aplicaban 25 golpes con un pisón de madera. En estos ensayos se tiene en cuenta la misma densidad por lo que se utilizaba la totalidad del suelo en condición inalterada. Como se ve en la figura 49 se utilizó este molde el cual tiene las mismas dimensiones de las probetas usadas en las muestras inalteradas.



Figura 50: Peso de muestra remoldeada (peso unitario).

Procedimiento para muestras remoldeadas:

- Se miden las tres alturas de la probeta, y tres diámetros y se hace un promedio de medidas.
- Se determina el peso de la muestra.
- Se coloca la probeta en la prensa de modo que quede perfectamente centrada. Y se procede a introducir las dimensiones en la maquina universal de ensayo esto se muestra en la (Figura 61).

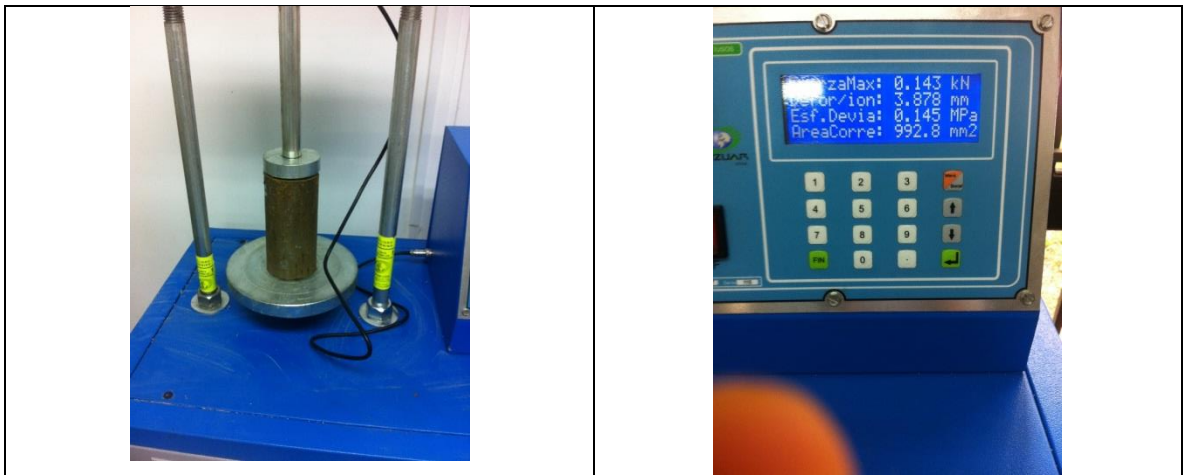


Figura 51: Muestra en la prensa e ingreso de datos.

- De la parte de la probeta en donde se ha producido la rotura se toma una pequeña muestra en el recipiente y se determina su humedad.



Figura 52: Falla muestra inalterada.

Cálculos:

La deformación unitaria, ϵ , se calcula con la siguiente formula:

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L_0} \text{ Ecuación (17).}$$

ϵ = Deformación unitaria axial para la carga dada,

ΔL = Cambio en la longitud de la muestra, igual al cambio entre la lectura inicial y final del indicador de deformación.

L_0 = Longitud inicial de la muestra.

Se calcula la sección transversal promedio de la muestra, A, para una carga dada así:

$$A = \frac{A_0}{1-\epsilon} \text{ Ecuación (18).}$$

Donde:

ϵ = deformación unitaria axial para la carga dada, y

A_0 = Área inicial promedio de la probeta.

$$A_0 = \frac{A_t + 2A_m + A_b}{4} \text{ (Ecuación 19)}$$

Donde:

A_t = Área en la parte superior de la probeta,

A_m = área en la parte media de la probeta, y

A_b = área de la parte inferior de la probeta.

El área A, se puede calcular alternativamente a partir de dimensiones obtenidas por medición directa, cuando se pueden medir las superficies de la probeta.

- Se calcula los esfuerzos y se hace la respectiva clasificación de consistencia del suelo dependiendo su esfuerzo máximo. Según (Tabla 3 clasificación de consistencia de suelo del INVIAS 2007).

- Siguiendo a esto se prepara un gráfico que muestre la relación entre el esfuerzo (ordenada) y la deformación unitaria (en las abscisas).

9.3.8 Determinación del contenido orgánico en suelos mediante pérdida por ignición.

El proceso para obtener los valores de contenido de materia orgánica fue realizado mediante la norma I.N.E.V – 121 – 07.

Preparación de las muestras:

- Se tomó una muestra representativa de 100 g de una porción de material que pase el tamiz de 2.00 mm (10).
- Se coloca la muestra en un recipiente y se lleva al horno a $100^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{ C}$ ($230^{\circ} \pm 9^{\circ} \text{ F}$) para secarla hasta pes constante. Posteriormente, se remueve la muestra del horno, se coloca en el desecador y se permite su enfriamiento.

Procedimiento de ignición:

- Se seleccionaron las muestras con un peso de 10 gramos, se coloca en crisoles tarados y se toma su respectivo peso.
- Se pone el crisol que contiene la muestra dentro de la mufla durante 6 horas a $445^{\circ} \pm 10^{\circ} \text{ C}$. se sacó la muestra de la mufla, se colocó en el desecador y se permite su enfriamiento.
- Se remueve del secador la muestra enfriada y se toma su respectivo peso.

Cálculos:

El contenido orgánico deberá expresarse como un porcentaje del peso del suelo secado en el horno y se debe calcular así:

$$\% \text{ de materia orgánica} = \frac{A-B}{A-C} \times 100 \text{ (Ecuación 20).}$$

9.4 CALCULOS VARIABLES DEPENDIENTES.

En esta investigación son llamadas variables dependientes aquellas que no es necesario realizar un ensayo de laboratorio para poder determinarlas. Este es el

caso de: Cohesión, sensibilidad, Peso unitario húmedo, peso unitario seco y capacidad de soporte. A las anteriormente nombradas fueron determinadas de la siguiente manera.

9.4.1 COHESION:

La cohesión se calculó de la siguiente forma:

$$C = \frac{\sigma_c}{2} \quad (\text{Ecuación 21}).$$

Donde:

C = cohesión

σ_c = Esfuerzo máximo compresión simple.

9.4.2 SENSIBILIDAD:

En este estudio esta es la propiedad más predominante ya que en con esta definamos que tanta variación tienen los materiales estudiados. Esta determina de acuerdo a la a (ecuación 9) y se clasifican según su estado de sensibilidad de acuerdo con la (Tabla 4) como se mencionó en el capítulo 7.

9.4.3 PESOS UNITARIOS HUMEDO (γ_h):

Con en el ensayo de compresión simple realizado para las muestras (inalteradas y remoldeadas) se determinó el peso unitario húmedo de cada muestra tomando su respectivo peso y haciendo medidas de diámetro y altura.

$$\gamma_h = \frac{M}{V} \quad (\text{Ecuación 22}).$$

Donde:

γ_h = Peso unitario húmedo,

M = Masa, g,

V = Volumen (cm³).

9.4.4 PESO UNITARIO SECO (γ_d):

El peso unitario seco se determinó de la fórmula del libro fundamentos de ingeniería geotécnica del autor Braja M. DAS. Del capítulo relaciones gravimétricas y volumétricas.

$$\gamma_d = \frac{\text{Peso unitario hmededo.}}{1 + \frac{\%W}{100}} \quad (\text{Ecuación 23})$$

Donde:

γ_d = Peso unitario seco,

%w = contenido de humedad.

9.4.5 CAPACIDAD DE SOPORTE.

Para esta investigación se realizan dos tipos de cimentaciones para cada uno de los suelos estudiados, una cimentación para zapata cuadrada y otra cimentación para zapata cuadrada aislada. Para el cálculo de la capacidad de soporte a cada una de las cimentaciones, se realizó el siguiente procedimiento:

Zapata cuadrada (cimentación superficial).

Según la literatura consultada Terzaghi, 1943 expreso la capacidad de carga en la siguiente formula.

$$q_u = cN_c + QN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad \text{Ecuación (13).}$$

Donde:

q_u = Capacidad de soporte,

c = cohesión,

γ = Peso específico del suelo,

D_f = Profundidad de desplante,

$q = \gamma * D_f$,

N_c , N_q , N_γ = Factores de capacidad de carga adimensionales que son únicamente en función del ángulo de fricción, en este caso son 0 por que no se tuvo en cuenta la investigación y para todos los casos se usan valores de $N_c = 5.14$, $N_q = 1$, $N_\gamma = 0$ para todos los casos.

Con lo anteriormente mencionado se procede a realizar el cálculo de la capacidad de soporte con las propiedades obtenidas en este estudio.

La cohesión se obtiene del esfuerzo máximo de falla sobre dos.

El peso unitario del suelo se obtiene del peso de la muestra ensayada y su volumen utilizado.

La profundidad de desplante se tiene pues cada muestra extraída tiene una altura determinada.

De esta manera se obtienen los cálculos de la capacidad de soporte para este tipo de cimentación el cual es calculado para probetas inalteradas y remoldeadas.

Zapata aislada cuadrada.

Según la literatura consultada se tiene la siguiente ecuación para el cálculo de la zapata aislada cuadrada como se mencionó en el capítulo 7.

$$q_u = 1,3cN_c + qN_q \text{ (Ecuación 14).}$$

Donde:

c= Cohesión,

q= $D_f \cdot \gamma$,

N_c y N_q = Los factores de capacidad de carga dependen del ángulo de fricción en este caso esta propiedad no se tuvo en cuenta lo cual $N_c = 5.14$ y $N_q = 1$ para todos los casos.

De esta manera se siguió la literatura encontrada y se produjo a su respectivo cálculo.

10. ANALISIS DE RESULTADOS.

En este capítulo se encuentran los resultados obtenidos de los ensayos realizados en esta investigación, continuo a eso se hace un análisis de cada propiedad estudiada y se hace una relación grafica con la propiedad sensibilidad. También se encuentran los tipos de falla de cada probeta ensayada en estado inalterado y estado remoldeado con su respectivo análisis

Los suelos estudiados derivados de cenizas volcánicas la gran mayoría se clasifican en MH (limos de alta compresibilidad) y en unas pocos materiales se clasificaron como ML (Limos de baja compresibilidad) de acuerdo con el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS).

En las siguientes Tabla 7,8, 9, se muestran los resultados de los ensayos realizados de propiedades físicas y propiedades mecánicas de los suelos estudiados.

Sondeo	Localizacion	Lavado tamiz #200	% Finos	% Arenas	Límites de Atterberg			Gravedad específica	% Materia orgánica	Contenido de humedad	Peso unitario húmedo (KN/m ³)	Peso unitario seco (KN/m ³)	SUSC
					Límite líquido	Límite Plástico	Índice de plasticidad						
S1-1.5	Batara	93.27	93.27	6.73					13.83	87.46	14.59	7.78	MH
S1-3.0	Batara	98.33	98.33	1.67					11.68	111.38	15.50	7.33	MH
S1-4.5	Batara	98.6	98.60	1.40					16.67	73.52	13.80	7.95	MH
S1-7.5	Batara	92.73	92.73	7.27	65.07	53.09	11.98	2.53	10.39	60.80	15.06	9.37	MH
S1-9.0	Batara	63.45	63.45	36.55	47.79	36.39	11.40	2.54	20.52	47.25	15.71	10.67	ML
S2-1.5	SantaClara	70.87	70.87	29.13					7.14				MH
S2-3.0	SantaClara	76.00	76.00	24.00					5.78	66.52	15.16	9.10	MH
S2-4.5	SantaClara	85.2	85.20	14.80					8.80	103.36	13.41	6.60	ML
S2-6.0	SantaClara	89.40	89.40	10.60					8.91	155.15	13.20	5.17	ML
S2-7.5	SantaClara	91.20	91.20	8.80					25.74	67.63	14.96	8.93	ML
S3-1.5	Villa Verde	79.60	79.60	20.40					13.32	76.23	14.63	8.30	ML
S3-3.0	Villa Verde	81.80	81.80	18.20	42.99	40.67	2.33	2.55	10.45	68.42	15.16	9.00	ML
S3-6.0	Villa Verde	82.53	82.53	17.47	80.42	76.58	3.84	2.66	15.16	98.67	14.95	7.53	MH
S3-7.5	Villa Verde	81.20	81.20	18.80	68.62	62.84	5.78	2.71	10.77				MH
S3-9.0	Villa Verde	90.40	90.40	9.60	58.33	55.72	2.62	2.55	15.20	103.89	13.39	6.57	MH
S3-12.0	Villa Verde	70.87	70.87	29.13	52.46	45.19	7.28	2.63	13.23	96.32	14.20	7.23	MH
S4-1.5	Villa Verde	79.33	79.33	20.67					22.29	23.45	13.05	10.57	MH
S4-4.5	Villa Verde	77.80	77.80	22.20	53.68	47.87	5.81	2.64	10.68	11.38	14.67	13.17	MH
S4-6.0	Villa Verde	73.07	73.07	26.93	56.48	46.66	9.82	2.51	9.39	74.74	21.90	12.53	MH
S4-7.5	Villa Verde	76.00	76.00	24.00					18.79	91.02	14.79	7.74	ML
S4-9.0	Villa Verde	94.13	94.13	5.87	49.07	46.50	2.58	2.69	10.65	68.81	14.69	8.70	ML
S4-12.0	Villa Verde	84.27	84.27	15.73	82.21	74.90	7.31	2.66	12.53	70.64	14.39	8.43	MH
	Mayor valor	98.60	98.60	36.55	82.21	76.58	11.98	2.71	25.74	155.15	21.90	13.17	
	Menor valor	63.45	63.45	1.40	42.99	36.39	2.33	2.51	5.78	11.38	13.05	5.17	
	Promedio	83.18	83.18	16.82	59.74	53.31	6.43	2.61	13.27	77.83	14.86	8.63	
	Desviación estandar	9.52	9.52	9.52	12.96	13.18	3.50	0.07	5.00	31.26	1.82	1.95	

Tabla 9: Propiedades físicas suelos estudiados.

SONDEO	LOCALIZACION	PROFUNDIDAD (m)	Contenido de humedad	Resistencia al corte (kPa)		COHESION (kPa)		Gravedad específica	Modulo de elasticidad (kPa)		Peso unitario humedo (KN/m3)	Peso unitario seco (KN/m3)	Relacion de vacios	Capacidad de soporte (Zapata cuadrada) (kPa)		Capacidad de soporte (Zapata Aislada cuadrada) (kPa)	
				Inalterada	Remoldeada	Inalterada	Remoldeada		Inalterada	Remoldeada				Inalterada	Remoldeada	Inalterada	Remoldeada
S1-1.5	Batara	1.5	87.46								14.3	7.78					
S1-3.0	Batara	3	111.38								15.23	7.33					
S1-4.5	Batara	4.5	73.52	111.16	17.36	55.58	8.68		3635.8	1282.23	13.80	7.95		347.76	106.7	433.46	120.10
S1-7.5	Batara	7.5	60.80	124.31	27.69	62.16	13.85	2.53	7796.19	1552.38	15.06	9.37	1.7	432.46	184.1	528.30	205.49
S1-9.0	Batara	9	47.25	166.66	51.73	83.33	25.87	2.54	3087.24	2066.11	15.71	10.67	1.33	569.74	274.4	698.24	314.24
S1-10.5	Batara	10.5		564.35	55.55	282.18	27.77		14271.21	1344.87	15.35			2046.64	303.9	2046.64	346.71
S2-3.0	SantaClara	3	66.52	104.57	18.75	52.29	9.38		2907.32	784.81	15.16	9.10		314.24	93.7	394.86	108.13
S2-4.5	SantaClara	4.5	103.36	260.00	19.92	130.00	9.96		10618.85	1525.39	13.41	6.60		728.57	111.6	929.03	126.91
S2-6.0	SantaClara	6	155.15	130.29	19.32	65.14	9.66		3646.98	1112.60	12.01	5.17		406.89	121.7	507.34	136.62
S2-7.5	SantaClara	7.5	67.63	146.00	36.90	73.00	18.45		4580.32	1385.05	14.96	8.93		487.46	207.1	600.02	235.52
S3-1.5	VillaVerde	1.5	76.23	103.17	66.68	51.59	33.34		5395.66	2450.83	14.63	8.30		287.10	193.3	366.65	244.73
S3-3.0	VillaVerde	3	68.42	125.78	58.96	62.89	29.48	2.55	7455.46	2143.91	15.16	9.00	1.78	368.74	197.0	465.71	242.45
S3-6.0	VillaVerde	6	98.67	155.46	20.11	77.73	10.06	2.66	3967.68	902.24	14.95	7.53	2.47	489.24	141.4	609.10	156.90
S3-9.0	VillaVerde	9	103.89	201.58	33.26	100.79	16.63	2.55	6291.78	1328.54	13.39	6.57	2.82	638.53	206.0	793.95	231.60
S3-12.0	VillaVerde	12	96.32	117.61	18.75	58.81	9.38	2.63	2451.85	751.52	12.25	6.24	3.14	449.25	195.2	539.92	209.63
S4-1.5	VillaVerde	1.5	23.45	134.11	18.65	67.06	9.32		2883.58	1377.12	13.05	10.57		364.25	67.5	467.65	81.89
S4-4.5	VillaVerde	4.5	11.38	91.56	15.33	45.78	7.67	2.64	4754.14	850.26	14.67	13.17	0.97	301.31	105.4	371.90	117.23
S4-6.0	VillaVerde	6	74.74	275.91	49.19	137.96	24.60	2.51	9514.72	1692.05	21.90	12.53	0.97	840.51	257.8	1053.24	295.77
S4-7.5	VillaVerde	7.5	91.02	229.04	32.13	114.52	16.07		8591.36	1379.78	14.79	7.74		699.55	193.5	876.14	218.27
S4-9.0	VillaVerde	9	68.81	95.66	32.07	47.83	16.03	2.69	79.83	97.18	14.69	8.70	2.03	378.05	214.6	451.80	239.35
S4-12.0	VillaVerde	12	70.64	121.14	32.29	60.57	16.15	2.66	48.30	15.50	14.39	8.43	2.10	484.01	255.7	577.40	280.57
		Mayor valor	155.15	564.35	66.68	282.18	33.34	2.69	14271.21	2450.83	21.90	13.17	3.14	2046.64	303.89	2046.64	346.71
		Menor valor	11.38	91.56	15.33	45.78	7.67	2.51	48.30	15.50	12.01	5.17	0.97	287.10	67.51	366.65	81.89
		Promedio	77.83	171.49	32.88	85.75	16.44	2.60	5367.28	1265.39	14.71	8.58	1.92	559.70	180.55	669.02	205.90
		Desviacion estandar	31.26	109.54	16.10	54.77	8.05	0.07	3625.90	621.39	1.93	2.00	0.74	391.99	66.73	386.67	76.19

Tabla 10: Propiedades mecánicas suelos estudiados.

SONDEO	LOCALIZACION	PROFUNDIDAD (m)	RESISTENCIA AL CORTE (kPa)		Relacion de vacios	SENSIBILIDAD
			Inalterada	Remoldeada		
S1-1.5	Batara	1.5				
S1-3.0	Batara	3				
S1-4.5	Batara	4.5	111.16	17.36		6.40
S1-7.5	Batara	7.5	124.31	27.69	1.70	4.49
S1-9.0	Batara	9	166.66	51.73	1.38	3.22
S1-10.5	Batara	10.5	564.35	55.55		10.16
S2-3.0	SantaClara	3	104.57	18.75		5.58
S2-4.5	SantaClara	4.5	260.00	19.92		13.05
S2-6.0	SantaClara	6	130.29	19.32		6.74
S2-7.5	SantaClara	7.5	146.00	36.90		3.96
S3-1.5	VillaVerde	1.5	103.17	66.68		1.55
S3-3.0	VillaVerde	3	125.78	58.96	1.83	2.13
S3-6.0	VillaVerde	6	155.46	20.11	2.54	7.73
S3-9.0	VillaVerde	9	201.58	33.26	2.89	6.06
S3-12.0	VillaVerde	12	117.61	18.75	3.22	6.27
S4-1.5	VillaVerde	1.5	134.11	18.65		7.19
S4-4.5	VillaVerde	4.5	91.56	15.33	1.00	5.97
S4-6.0	VillaVerde	6	275.91	49.19	1.01	5.61
S4-7.5	VillaVerde	7.5	229.04	32.13		7.13
S4-9.0	VillaVerde	9	95.66	32.07	2.90	2.98
S4-12.0	VillaVerde	12	121.14	32.29	2.16	3.75
		Mayor valor	564.35	66.68	3.22	13.05
		Menor valor	91.56	15.33	1.00	1.55
		Promedio	171.49	32.88	2.06	5.79
		Desviacion estandar	109.54	16.10	0.81	2.75

Tabla 11: Tabla de sensibilidad.

10.1 ANALISIS DE LAS MUESTRAS SOMETIDAS A COMPRESION.

Este análisis quiere mostrar las muestras que se utilizaron para en ensayo de compresión no confinada INVIAS (I.N.V.E- 152 -07), al momento previo de someterlas a compresión (muestras inalteradas y remoldeadas), como se muestra en las tablas 12, 13, 14, y 15, con su registro respectivo de tipo de suelo, también contiene un registro de las fallas por compresión y por deformación para muestras inalteradas y remoldeadas.

10.1.1 Análisis de fallas por compresión.

Según las tablas 16, 17, 18, 19 y 20 tienen definido los tipos de falla por compresión y como su tipo de falla se calculó el promedio para todas las muestras inalteradas y remoldeadas estudiadas, como se ve en la figura 53

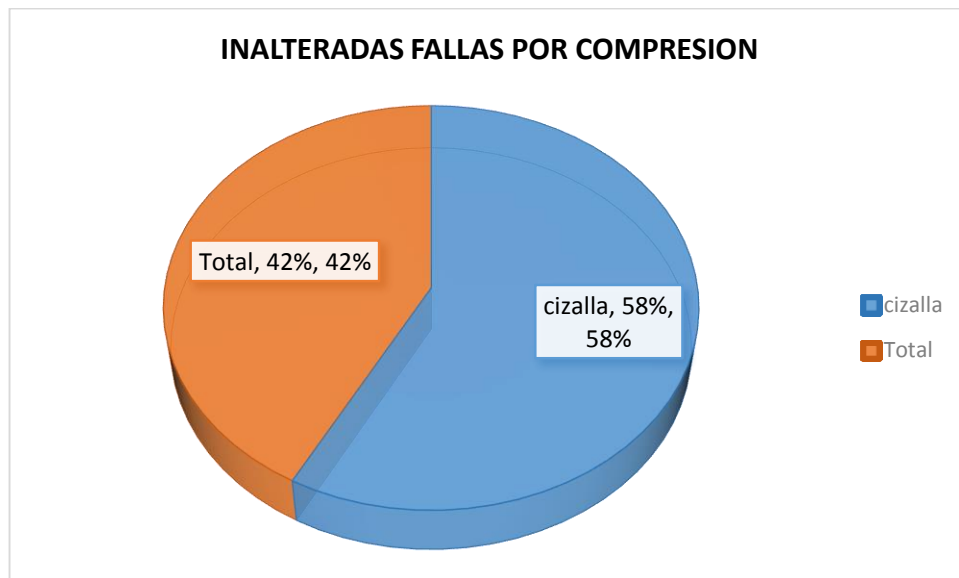


Figura 53: Porcentaje tipos de falla por compresión para muestras inalteradas.

En figura 53 se pueden ver el porcentaje de todas las muestras ensayadas las cuales de las 19 muestras analizadas el 42% tienen una falla extensional la cual se determina por fisuras verticales paralela a la fuerza. El 58% de las de las probetas tienen una falla tipo cizalla que se muestran en forma de cruz.

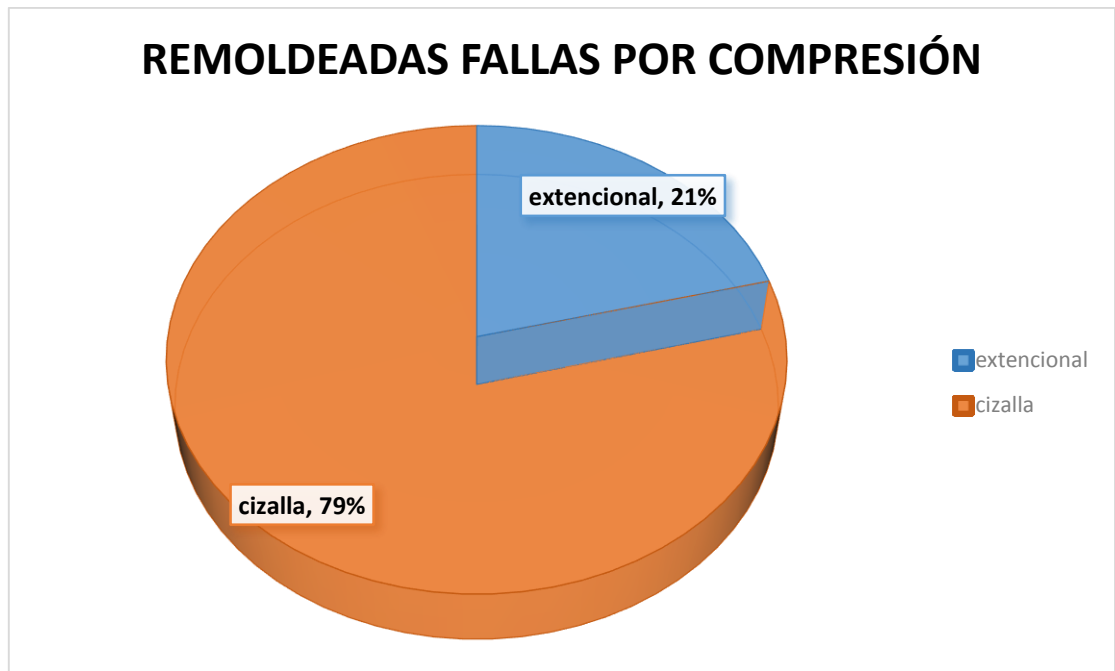


Figura 54: Porcentaje tipos de falla por compresión para muestras remoldeadas.

En la figura 54 se muestran las fallas por compresión de las muestras sometidas a remoldeo, lo que se puede notar un 79% de las fallas por cizalla que por medio de la figura 16 se puede clasificar más afectada a la hora de comprimir este material

10.1.2 Análisis de fallas por deformación.

En la tabla 16, 17, 18, 19, y 20, se encuentran las fallas para muestras (inalteradas y remoldeadas) que determinan la deformación de la muestra ensayada que pueden ser de tipo frágil o dúctil, se calcula en manera de cantidad de fallas y tipos de falla.

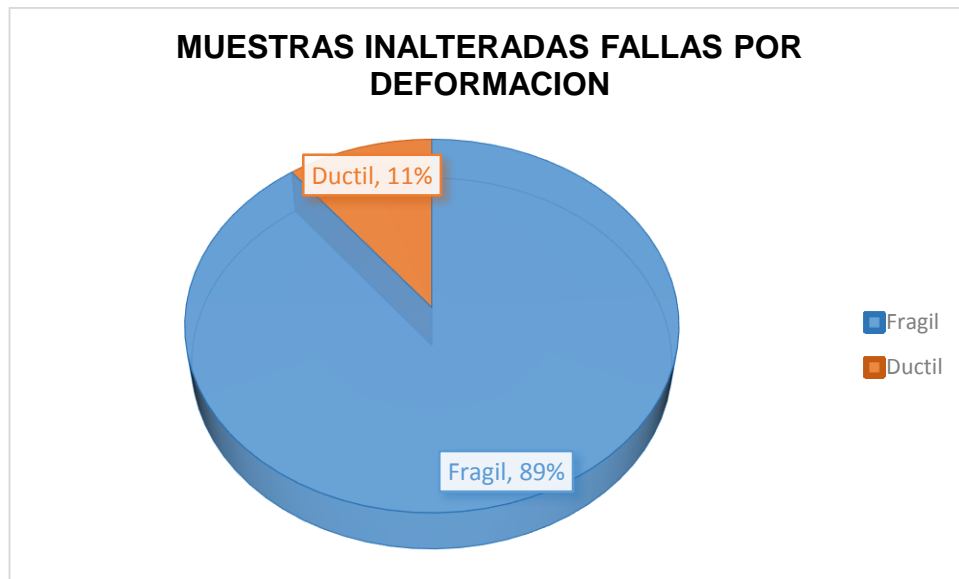


Figura 55: Porcentaje tipos de falla por deformación para muestras inalteradas.

La figura 55 muestras inalteradas fallas por deformación se puede notar que un 89% de estas, las fallas son frágiles la cual se determina como se ve en la tabla 17, una falla por toda la diagonal de la muestra, el 11% son fallas dúctiles las cuales se caracterizan por un encogimiento de la probeta ensayada.

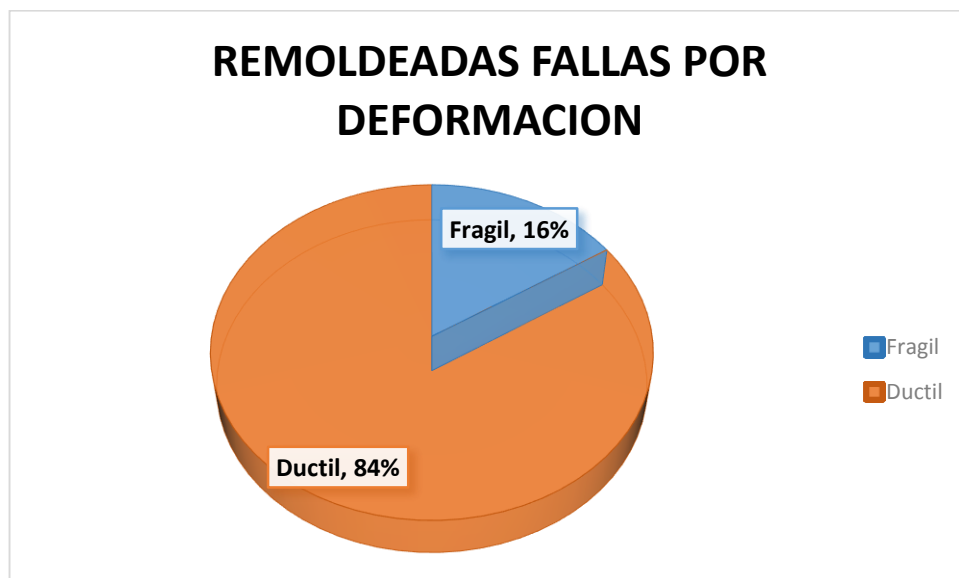


Figura 56: Porcentaje tipos de falla por deformación para muestras remoldeadas.

En la figura 56 se puede analizar que las fallas para la muestras remoldeadas cambian de una manera notoria el 84% de las probetas falladas por ductilidad las cuales confirman la cierta plasticidad y asentamiento de los suelos de cenizas volcánicas al someterlos a un determinado remoldeo y solo un 16 % de ellas mostraron un tipo de falla de tipo frágil.

10.1.3 Cambios de fallas al someterlos al remoldeo.

Como se nota en los análisis anteriores de los tipos de fallas de las probetas de los suelos estudiados derivados de cenizas volcánicas se puede notar un determinante cambio de las estructuras en la manera de fallar el cual se determinara de manera porcentual.

Cambios de fallas por compresión de la muestra.

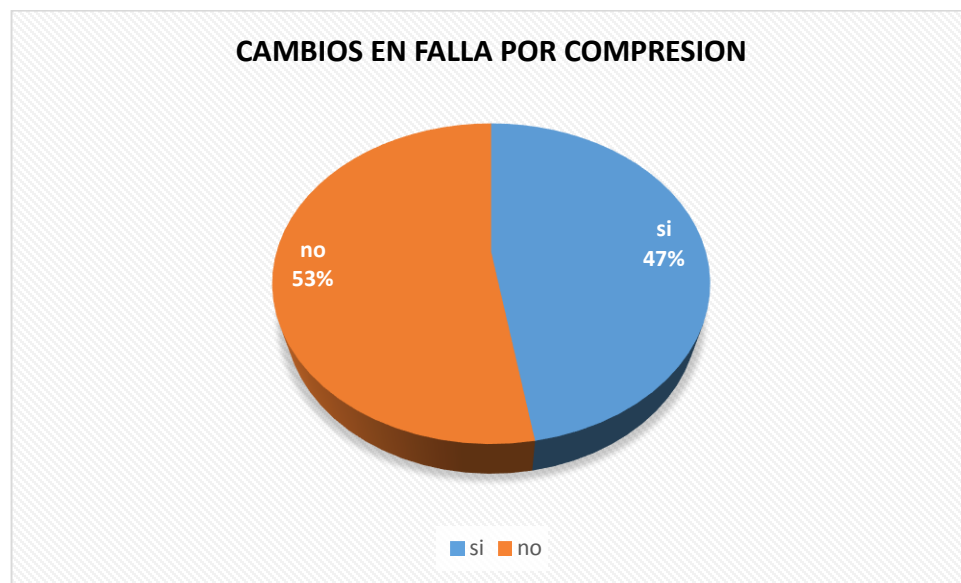


Figura 57: Cambios de tipo de falla por compresión.

Los suelos de origen volcánico se pueden notar una cierta sensibilidad en ellos ya que al someterlos a un cierto remoldeo cambian sus propiedades como se ve en la tabla 23 posteriormente.

Este cambio de propiedades también se puede notar en los tipos de falla de manera que el 47% de estos tuvieron un cambio, una cifra considerable hablando de remoldear suelos de este tipo. El 53% de las muestras no tuvieron un cambio hablado de tipo de falla pero cabe resaltar que son muestras muy inestables.

Cambios de falla por deformación

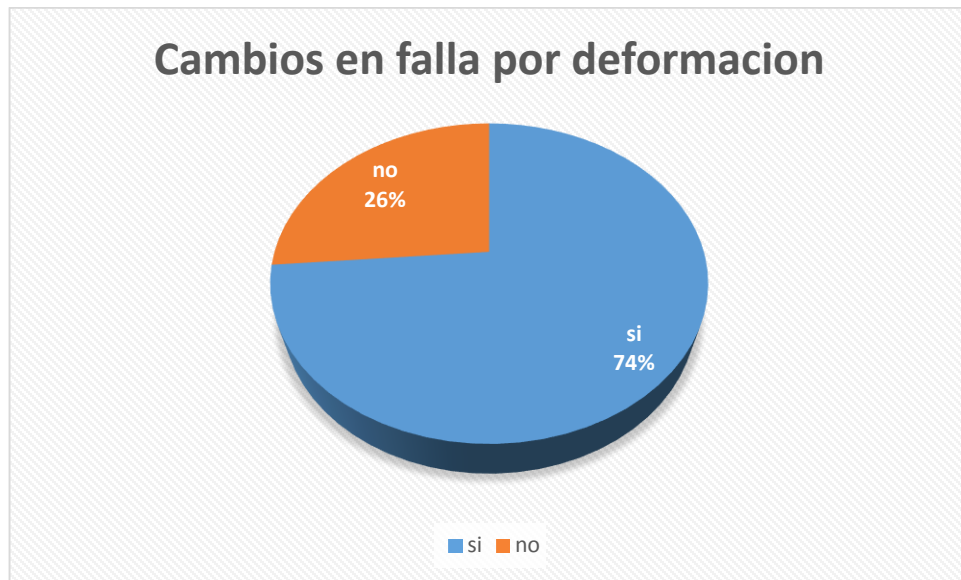


Figura 58: Cambios de tipo de falla por deformación.

En los cambios de tipo de falla por deformación se tiene que el 74% de ellas cambiaron las cuales pasaron de falla por cizalla a falla por ductilidad esto demuestra la plasticidad de los suelos de origen volcánico al momento de someterlos a un remoldeo

<u>MUESTRAS INALTERADAS</u>	<u>MUESTRAS REMOLDEADAS</u>	<u>DESCRIPCION</u>
		ALTURA: 4.5m SONDEO:S1 DIAMETRO: 7.5cm ALTURA:15.3cm TIPO DE SUELO: MH
		ALTURA: 7.5m SONDEO:S1 DIAMETRO: 7.5cm ALTURA:15.3cm TIPO DE SUELO: MH
		ALTURA: 9m SONDEO:S1 DIAMETRO: 7.5cm ALTURA:15.3cm TIPO DE SUELO: ML
		ALTURA: 10.5m SONDEO:S1 DIAMETRO: 7.5cm ALTURA:15.3cm TIPO DE SUELO: ML

Tabla 12: Registro de probetas inalteradas y remoldeadas sin fallar (Sondeo-1 Batará).


MUESTRAS INALTERADAS	MUESTRAS REMOLDEADAS	DESCRIPCION
		<p> ALTURA: 3m SONDEO: S2 DIAMETRO: 7.5cm ALTURA: 15.3cm TIPO DE SUELO: MH </p>
		<p> ALTURA: 4.5m SONDEO: S2 DIAMETRO: 7.5cm ALTURA: 15.3cm TIPO DE SUELO: ML </p>
		<p> ALTURA: 6m SONDEO: S2 DIAMETRO: 7.5cm ALTURA: 15.3cm TIPO DE SUELO: ML </p>
		<p> ALTURA: 7.5m SONDEO: S2 DIAMETRO: 7.5cm ALTURA: 15.3cm TIPO DE SUELO: ML </p>

Tabla 13: Registro de muestras inalteradas y remoldeadas sin fallar (Sondeo 2 Santa Clara).

<u>MUESTRAS INALTERADAS</u>	<u>MUESTRAS REMOLDEADAS</u>	<u>DESCRIPCION</u>
		ALTURA: 1.5m SONDEO: S3 DIAMETRO: 7.5cm ALTURA: 15.3cm TIPO DE SUELO: ML
		ALTURA: 3m SONDEO: S3 DIAMETRO: 7.5cm ALTURA: 15.3cm Tipo de suelo: ML
		ALTURA: 6m SONDEO: S3 DIAMETRO: 7.5cm ALTURA: 15.3cm Tipo de suelo: MH
		ALTURA: 9m SONDEO: S3 DIAMETRO: 7.5cm ALTURA: 15.3cm Tipo de suelo: MH

Tabla 14: Registro de muestras inalteradas y remoldeadas sin fallar (Sondeo 3 Villa Verde hasta 9m)







MUESTRAS INALTERADAS	MUESTRA REMOLDEADAS	DESCRIPCION
		<p>ALTURA: 12m SONDEO: S3 DIAMETRO: 7.5cm ALTURA: 15.3cm TIPO DE SUELO: MH</p>
		<p>ALTURA: 3m SONDEO: S4 DIAMETRO: 7.5cm ALTURA: 15.3cm TIPO DE SUELO: MH</p>
		<p>ALTURA: 6m SONDEO: S4 DIAMETRO: 7.5cm ALTURA: 15.3cm TIPO DE SUELO: MH</p>
		<p>ALTURA: 7.5m SONDEO: S4 DIAMETRO: 7.5cm ALTURA: 15.3cm TIPO DE SUELO: ML</p>

Tabla 15: Registro de muestras inalteradas y remoldeadas sin fallar (Sondeo 3 profundidad 12m- Sondeo 4 hasta 7.5m) Villa verde.

10.1.1 Tipos de falla y clasificación según figura 16 y Figura 17.








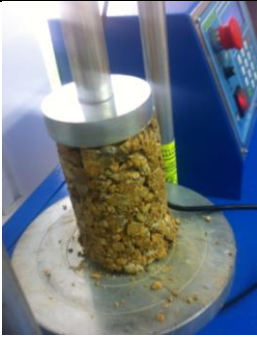
FALLA INALTERADA	MUESTRAS	FALLA REMOLDEADA	MUESTRA	ANALISIS.
				S1-4.5m Tipo de falla inalterada: Fracturación extensional. Deformación dúctil. Esfuerzo ultimo: 111.16 Kpa Tipo de falla remoldeada: Fracturación extensional. Deformación dúctil. Esfuerzo ultimo: 17.36 KPa
				S1-7.5m Tipo de falla inalterada: Fracturación extensional. Deformación frágil. Esfuerzo último: 124.31Kpa. Tipo de falla remoldeada: Fracturación extensional. Deformación dúctil. Esfuerzo último: 27.69 Kpa.
				S1-9m Tipo de falla inalterada: Fracturación extensional. Deformación frágil. Esfuerzo último: 166.66 Kpa. Tipo de falla remoldeada: Fracturación extensional. Deformación dúctil. Esfuerzo último: 51.73 Kpa.
				S1-10.5m Tipo de falla inalterada: Fracturación extensional. Deformación frágil. Esfuerzo ultimo: 564.35 Kpa. Tipo de falla remoldeada: Fracturación por cizalla. Deformación dúctil. Esfuerzo ultimo: 55.55 Kpa

Tabla 16: Registro de fallas para muestras inalteradas y remoldeadas (sondeo1 profundidad 4-5m – 10.5m)









FALLA INALTERADA	MUESTRAS	FALLA REMOLDEADA	MUESTRA	ANALISIS.
				<p>S2-3m Tipo de falla inalterada: Fracturación por cizalla. Deformación frágil. Esfuerzo último: 104.57 Kpa. Tipo de falla remoldeada: Fracturación por cizalla. Deformación frágil. Esfuerzo último: 18.75 Kpa.</p>
				<p>S2-4.5m Tipo de falla inalterada: Fracturación por cizalla. Deformación frágil. Esfuerzo último: 260 Kpa. Tipo de falla remoldeada: Fracturación por cizalla. Deformación dúctil. Esfuerzo último: 19.92 Kpa.</p>
				<p>S2-6m Tipo de falla inalterada: Fracturación por cizalla. Deformación frágil. Esfuerzo último: 130.29 Kpa. Tipo de falla remoldeada: Fracturación por cizalla. Deformación dúctil. Esfuerzo último: 19.32 Kpa</p>
				

Tabla 17: Registro de fallas para muestras inalteradas y remoldeadas (sondeo 2 profundidad 4-5m – 10.5m)









FALLA MUESTRAS INALTERADA	FALLA MUESTRA REMOLDEADA	ANALISIS.
		<p>S3-1.5 Tipo de falla inalterada: Fracturación extensional. Deformación frágil. Esfuerzo ultimo: 103.17 Kpa. Tipo de falla remoldeada: Fracturación por cizalla. Deformación frágil. Esfuerzo ultimo: 66.88 Kpa</p>
		<p>S3-3m Tipo de falla inalterada: Fracturación extensional. Deformación frágil. Esfuerzo ultimo: 125.78 Kpa. Tipo de falla remoldeada: Fracturación por cizalla. Deformación dúctil. Esfuerzo último: 58.95 Kpa</p>
		<p>S3-6m Tipo de falla inalterada: Fracturación por cizalla. Deformación dúctil. Esfuerzo ultimo: 155.28 Kpa. Tipo de falla remoldeada: Fracturación por cizalla. Deformación dúctil. Esfuerzo ultimo: 20.11 Kpa</p>
		<p>S3-9m Tipo de falla inalterada: Fracturación por cizalla. Deformación frágil. Esfuerzo ultimo: 201.58 Kpa. Tipo de falla remoldeada: Fracturación por cizalla. Deformación dúctil. Esfuerzo último: 33.26 Kpa</p>

Tabla 18: Registro de fallas para muestras inalteradas y remoldeadas (sondeo 3 profundidad 1.5m -. 9m)

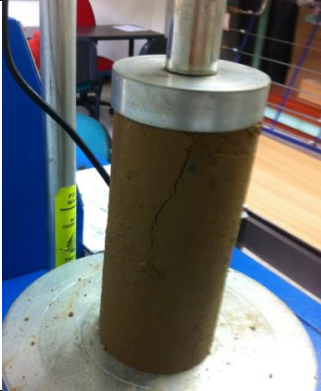






FALLA MUESTRAS INALTERADAS	FALLA MUESTRA REMOLDEADAS	ANALISIS.
		<p>S3-12m Tipo de falla inalterada: Fracturación extensional. Deformación frágil. Esfuerzo ultimo: 117.61 Kpa. Tipo de falla remoldeada: Fracturación por cizalla. Deformación dúctil. Esfuerzo último: 18.75 Kpa.</p>
		<p>S4-1.5m Tipo de falla inalterada: Fracturación por cizalla. Deformación frágil. Esfuerzo ultimo: 134.11 Kpa. Tipo de falla remoldeada: Fracturación por cizalla Deformación dúctil. Esfuerzo último: 18.65 Kpa.</p>
		<p>S4-4.5m Tipo de falla inalterada: Fracturación por cizalla. Deformación frágil. Esfuerzo último: 91.56 Kpa. Tipo de falla remoldeada: Fracturación por cizalla. Deformación dúctil. Esfuerzo último: 15.33 Kpa.</p>
		<p>S4-6m Tipo de falla inalterada: Fracturación extensional. Deformación frágil. Esfuerzo ultimo: 155.46 Kpa. Tipo de falla remoldeada: Fracturación por cizalla. Deformación frágil. Esfuerzo último: 20.11 Kpa.</p>

Tabla 19: Registro de fallas para muestras inalteradas y remoldeadas (sondeo 3 profundidad 12m y sondeo 4 profundidad 1.5m- 9m)

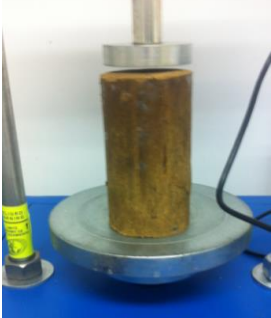

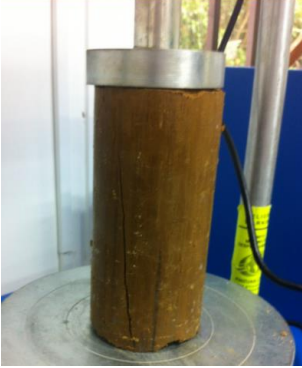



FALLA MUESTRAS INALTERADAS	FALLA MUESTRA REMOLDEADAS	ANALISIS.
		<p>S4-7.5m Tipo de falla inalterada: Fracturación por cizalla. Deformación frágil. Esfuerzo último: 229.04 Kpa. Tipo de falla remoldeada: Fracturación extensional. Deformación dúctil. Esfuerzo último: 32.13 Kpa.</p>
		<p>S4-9m Tipo de falla inalterada: Fracturación extensional. Deformación frágil. Esfuerzo ultimo: 95.66Kpa Tipo de falla remoldeada: Fracturación por cizalla. Deformación dúctil. Esfuerzo último: 32.07 Kpa.</p>
		<p>S4-12m Tipo de falla inalterada: Fracturación extensional. Deformación frágil. Esfuerzo ultimo: 121.14 Kpa. Tipo de falla remoldeada: Fracturación por cizalla. Deformación dúctil. Esfuerzo último: 32.29 Kpa.</p>

Tabla 20: Registro de fallas para muestras inalteradas y remoldeadas (s4 profundidad 7.5m – 12m)

10.2 CONSISTENCIA DE LOS SUELOS ESTUDIADOS.

Con los datos obtenidos en el laboratorio para cada una de las muestras tomadas en campo registrados como se ve en la (Tabla 12), Se realizó la calificación de la consistencia del suelo como muy blanda, blanda, mediana, firme, muy firme y dura de acuerdo con la (Tabla 3) del Instituto nacional de vías con su valor obtenido.

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	LOCALIZACION	RESISTENCIA AL CORTE (kPa)	
			Inalterada	Consistencia del suelo
S1-1.5	1.5	Batara		
S1-3.0	3	Batara		
S1-4.5	4.5	Batara	111.16	Firme
S1-7.5	7.5	Batara	124.31	Firme
S1-9.0	9	Batara	166.66	Firme
S1-10.5	10.5	Batara	564.35	Dura
S2-3	3	SantaClara	104.57	Firme
S2-4.5	4.5	SantaClara	260.00	Muy firme
S2-6.0	6	SantaClara	130.29	Firme
S2-7.5	7.5	SantaClara	146.00	Firme
S3-1.5	1.5	VillaVerde	103.17	Firme
S3-3.0	3	VillaVerde	125.78	Firme
S3-6.0	6	VillaVerde	155.46	Firme
S3-9.0	9	VillaVerde	201.58	Muy firme
S3-12.0	12	VillaVerde	117.61	Firme
S4-1.5	1.5	VillaVerde	134.11	Firme
S4-4.5	4.5	VillaVerde	91.56	Mediana
S4-6.0	6	VillaVerde	275.91	Muy firme
S4-7.5	7.5	VillaVerde	229.04	Muy firme
S4-9.0	9	VillaVerde	95.66	Mediana
S4-12.0	12	VillaVerde	121.14	Firme
		Mayor valor	564.35	
		Menor valor	91.56	
		Promedio	171.49	
		Desviacion estandar	109.54	

Tabla 21: Consistencia muestras inalteradas.

Basados en los datos recopilados en la Tabla 3 del Instituto Nacional de Vías, en la que se muestra la clasificación del Suelo según su resistencia a la compresión

inconfiada, se analizaron los resultados de las muestras obtenidas durante los sondeos S1, S2, S3 y S4 dando como resultado el siguiente análisis:

Los suelos muestran una estabilidad satisfactoria en condiciones inalteradas, siendo el 10% del material ensayado de una resistencia mediana, el 67% firme, el 18% muy firme y por último el 5% restante duro.

El resultado del análisis es importante a la hora del remoldeo de los suelos para facilitar la comprensión de futuros resultados.

La Tabla 10 expone los resultados obtenidos de las muestras remoldeadas de los sondeos S1, S2, S3, S4; lo cual indica que, los suelos tienen la siguiente distribución porcentual: 43% blandas, 38% muy blandas y 19% de mediana resistencia, estos cambios se deben a la anteriormente mencionada sensibilidad al momento de remoldear una muestra de suelo.

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	LOCALIZACION	RESISTENCIA AL CORTE (KN/m ²)	
			Remoldeada	Consistencia del suelo
S1-1.5	1.5	Batara		
S1-3.0	3	Batara		
S1-4.5	4.5	Batara	17.36	Muy blanda
S1-7.5	7.5	Batara	27.69	Blanda
S1-9.0	9	Batara	51.73	Mediana
S1-10.5	10.5	Batara	55.55	Mediana
S2-3	3	SantaClara	18.75	Muy blanda
S2-4.5	4.5	SantaClara	19.92	Muy blanda
S2-6.0	6	SantaClara	19.32	Muy blanda
S2-7.5	7.5	SantaClara	36.90	Blanda
S3-1.5	1.5	VillaVerde	66.68	Mediana
S3-3.0	3	VillaVerde	58.96	Mediana
S3-6.0	6	VillaVerde	20.11	Muy blanda
S3-9.0	9	VillaVerde	33.26	Blanda
S3-12.0	12	VillaVerde	18.75	Muy blanda
S4-1.5	1.5	VillaVerde	18.65	Muy blanda
S4-4.5	4.5	VillaVerde	15.33	Muy blanda
S4-6.0	6	VillaVerde	49.19	Blanda
S4-7.5	7.5	VillaVerde	32.13	Blanda
S4-9.0	9	VillaVerde	32.07	Blanda
S4-12.0	12	VillaVerde	32.29	Blanda
			Mayor valor	66.68
			Menor valor	15.33
			Promedio	32.88
			Desviacion estandar	16.10

Tabla 22: Consistencia muestras remoldeadas.

10.3 SENSIBILIDAD SUELOS ESTUDIADOS.

Se realizó la clasificación de las muestras según sus cambios de resistencia en estado inalterado y en estado remoldeado según Tabla 4 (Valores de sensibilidad) y se obtuvo los siguientes resultados que se presentan en la tabla 14.

SONDEO	LOCALIZACION	PROFUNDIDAD (m)	RESISTENCIA (kPa)		SENSIBILIDAD	COMPORTAMIENTO
			Inalterado	Remoldeado		
S1-1.5	Batara	1.5				
S1-3.0	Batara	3				
S1-4.5	Batara	4.5	111.16	17.36	6.40	Muy sensible
S1-7.5	Batara	7.5	124.31	27.69	4.49	Muy sensible
S1-9.0	Batara	9	166.66	51.73	3.22	Moderadamente sensible
S1-10.5	Batara	10.5	564.35	55.55	10.16	Muy sensible
S2-3	SantaClara	3	104.57	18.75	5.58	Muy sensible
S2-4.5	SantaClara	4.5	260.00	19.92	13.05	Muy sensible
S2-6.0	SantaClara	6	130.29	19.32	6.74	Muy sensible
S2-7.5	SantaClara	7.5	146.00	36.90	3.96	Moderadamente sensible
S3-1.5	VillaVerde	1.5	103.17	66.68	1.55	insensible
S3-3.0	VillaVerde	3	125.78	58.96	2.13	Moderadamente sensible
S3-6.0	VillaVerde	6	155.46	20.11	7.73	Muy sensible
S3-9.0	VillaVerde	9	201.58	33.26	6.06	Muy sensible
S3-12.0	VillaVerde	12	117.61	18.75	6.27	Muy sensible
S4-1.5	VillaVerde	1.5	134.11	18.65	7.19	Muy sensible
S4-4.5	VillaVerde	4.5	91.56	15.33	5.97	Muy sensible
S4-6.0	VillaVerde	6	275.91	49.19	5.61	Muy sensible
S4-7.5	VillaVerde	7.5	229.04	32.13	7.13	Muy sensible
S4-9.0	VillaVerde	9	95.66	32.07	2.98	Moderadamente sensible
S4-12.0	VillaVerde	12	121.14	32.29	3.75	Moderadamente sensible
		Mayor valor	564.35	66.68	13.05	
		Menor valor	91.56	15.33	1.55	
		Promedio	171.49	32.88	5.79	
		Desviación es	109.54	16.10	2.75	

Tabla 23: Sensibilidad de suelos estudiados.

Se obtuvo la clasificación del comportamiento de las muestras según su sensibilidad, las cuales se clasifican de la siguiente forma: 71% Muy sensible, 24% moderadamente sensible, 5% insensible.

Puede observarse en la Tabla 11 que el mayor valor de las muestras clasificadas como muy sensibles es de 13.05 y el único valor de las clasificadas como insensibles es de 1.55, cabe resaltar que es la única muestra que no tiene problemas de sensibilidad y se encuentra en el barrio villa verde de la ciudad de Pereira a una profundidad de 1.5 m, con una desviación estándar de 2.75.

A la hora de trasladar el material para efectuar una construcción (terraplén), este sufre cambios que se asimilan al remoldeo, por lo que es importante tomar

pruebas de sensibilidad al suelo utilizado para determinar la resistencia del mismo asegurando la estabilidad de la obra.

“Según el grado de remoldeo impuesto al suelo durante la compactación, representado por la energía aplicada, es una variable que gobierna la densidad y propiedades resistivas resultantes de los suelos derivados de cenizas volcánicas. Los resultados presentados por Wesley (2003) indican la reducción de la resistencia con el incremento del número de golpes. Este fenómeno puede explicarse por el progresivo deterioro y destrucción de la estructura cementada del suelo, la liberación del agua y el consecuente ablandamiento del suelo.” LIZCANO et al. (2006).

10.4 COMPARACIÓN DE LAS PROPIEDADES FÍSICAS Y MECANICAS DEL SUELO CON LA SENSIBILIDAD.

Se relacionaron propiedades como: contenido de humedad, relación de vacíos, peso unitario húmedo, peso unitario seco, cohesión inalterada, cohesión remoldeada, módulo de elasticidad inalterado, módulo de elasticidad remoldeado, capacidad de soporte inalterado, capacidad de soporte remoldeado, capacidad de soporte para zapata aislada inalterada, capacidad de soporte para zapata aislada en suelo remoldeado; con la sensibilidad y se obtuvieron las siguientes gráficas.

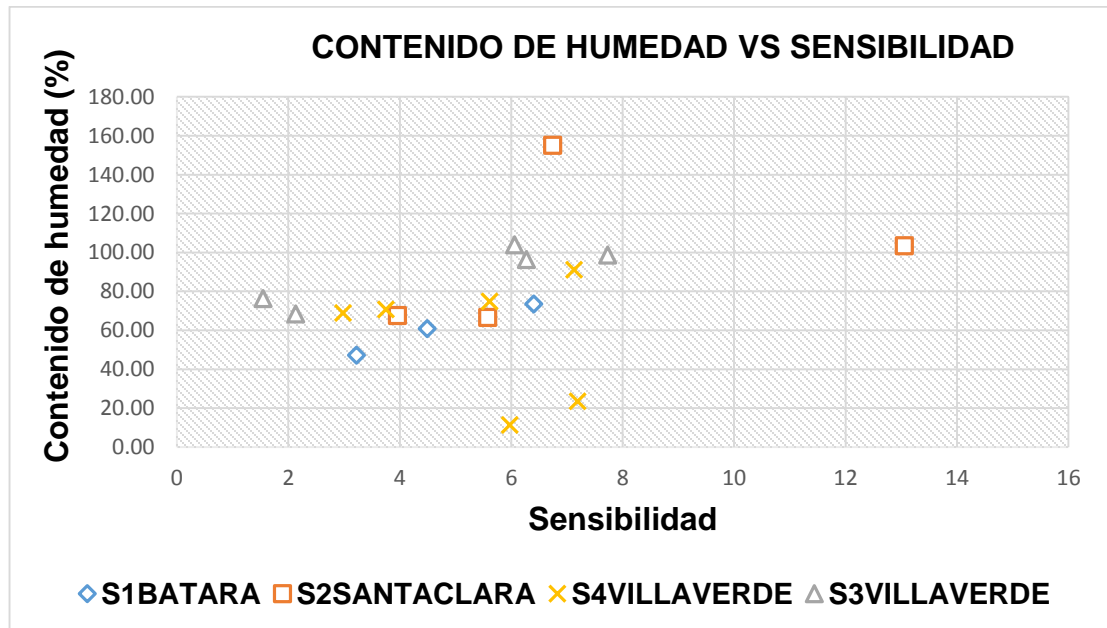


Figura 59: Contenido de humedad vs sensibilidad.

En la Tabla 10 y tabla 11 se encuentra el resumen de resultados con las diferentes propiedades del material, y en este caso se resalta el contenido de humedad y sensibilidad de los suelos estudiados, se pudo apreciar que los contenidos de humedad están en rangos de 11.38% y 155.5% con un promedio de 77.38% y una desviación estándar de 31.26% y se tienen rangos de sensibilidad de 13.05 hasta 1.55 con un promedio de 5.79 y una desviación estándar de 2.75.

En la figura 59 se observa que al momento de hacer la confrontación: Contenido de Humedad vs Sensibilidad no existe una tendencia, sin embargo se nota que están en rangos de: moderadamente sensible y muy sensible.

Según Lizcano et al, 2006, los resultados de contenido de humedad que se reportan en su estudio con rangos entre 20% y 110% lo que comprueba valores similares a los de esta investigación.

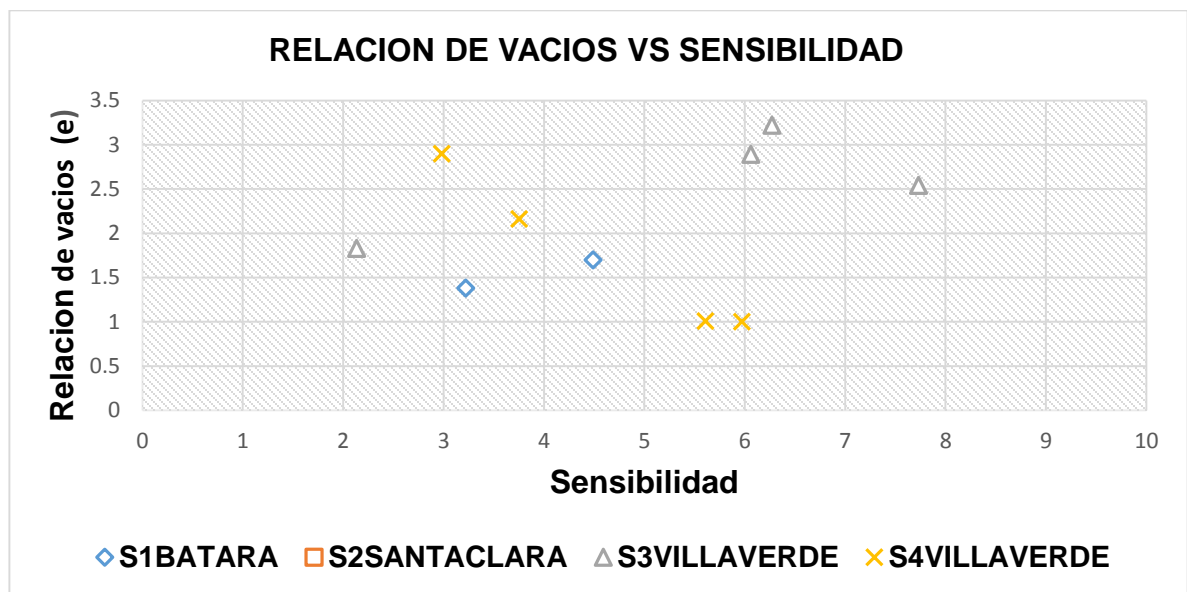


Figura 60: Relación de vacíos vs sensibilidad.

Continuando con el análisis de la tabla 10 donde se reflejan los resultados de la relación de vacíos (propiedad del suelo estudiada), se evidencia que la misma oscila en un rango comprendido entre el 0.97 y 3.22, con un valor promedio de 2.06 y una desviación estándar de 0.81.

Como resultado de la investigación de esta propiedad, se pudieron obtener solo 10 datos, lo cual se debe a la escasez de material destinado para este estudio.

En Colombia los valores de relaciones de vacíos encontrados en literatura son muy elevadas variando típicamente entre $e=2$ y $e=7$ de acuerdo con Forero et al. 1999 citado por Lizcano et al., 2006.

Los suelos estudiados en la investigación de suelos derivados de cenizas volcánicas presentaron relaciones de vacíos variando entre $e= 1.3$ y $e = 3.8$ (Lizcano et al., 2006).

Al hacer la comparación de los resultados obtenidos para las cuatros zonas de estudio de la ciudad de Pereira son aceptables ya que generalmente se encuentran en los rangos de investigaciones realizadas.

En la figura 60 se puede percibir que no hay ninguna tendencia al comparar estas dos propiedades del suelo en estado inalterado además la variabilidad de la Relación de Vacíos es bastante amplia, ya que va de 0.97 hasta 3.22.

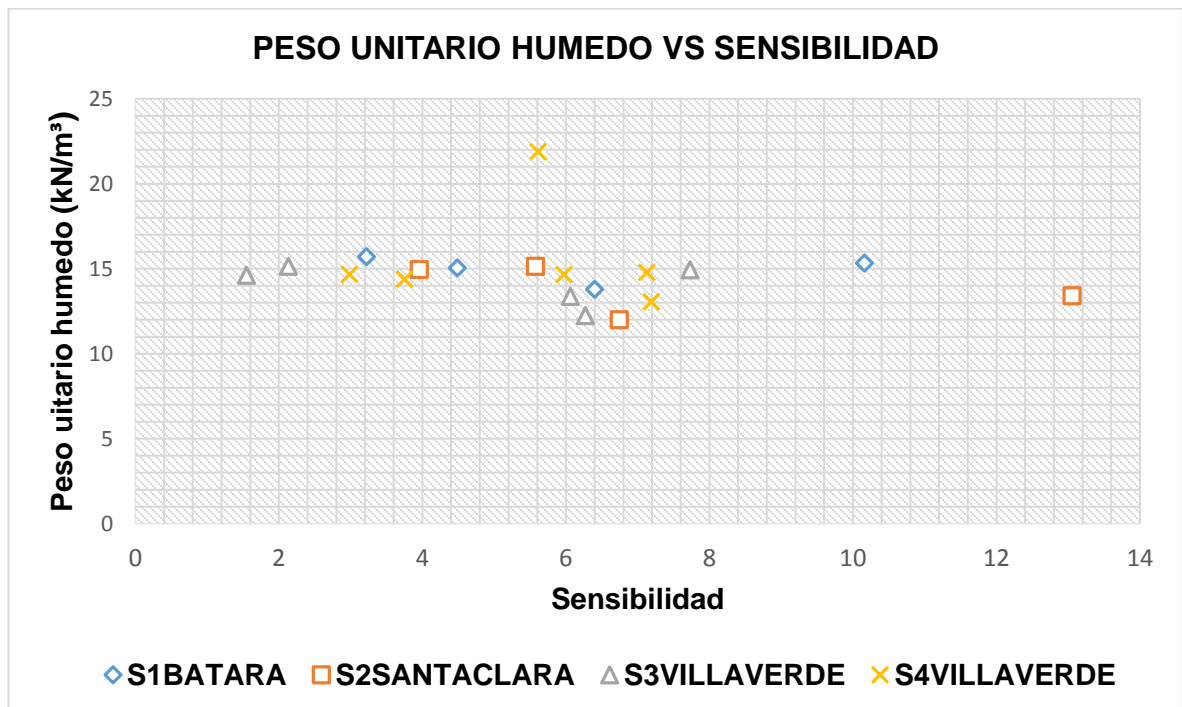


Figura 61: Peso unitario húmedo vs sensibilidad.

El peso unitario es también una variable estudiada en la Tabla 9 que muestra los siguientes resultados: La propiedad fluctúa para estos suelos en un rango de 12.01 KN/m^3 y 15.71 KN/m^3 , con un promedio de 14.52 KN/m^3 y una desviación estándar de 0.77 KN/m^3 . Después de realizado el cotejo de las dos propiedades

de los suelos estudiadas como se muestra en la Figura 61, se concluye que: no existe una tendencia y que la mayoría de muestras están en 15 KN/M3 dado que las muestras se estudiaron siempre con la misma altura y con el mismo diámetro dando cumplimiento a la relación establecida por la norma (I.N.V.E- 152-07).

En comparación con el estudio de Lizcano et al., 2006 tienen un valor de densidades variando entre 0.56 g/cm³ y 1.03 g/cm³ haciendo las conversiones de los cálculos de nuestra investigación la densidad húmeda de los 4 tipos de suelo estudiados esta entre 1.22 g/cm³ y 1.6 g/cm³.valores muy cercanos a los del estudio investigado.

El suelos derivados de cenizas volcánicas en estado inalterado parecen están formados por materiales como arena o limo y presentan baja plasticidad no son plásticos. Al someterlos a un remoldeo su apariencia tiene un cambio a la de suelos finos con elevada plasticidad y humedad (NZ Geotechnical society, 2005) citado por Lizcano et al., 2006

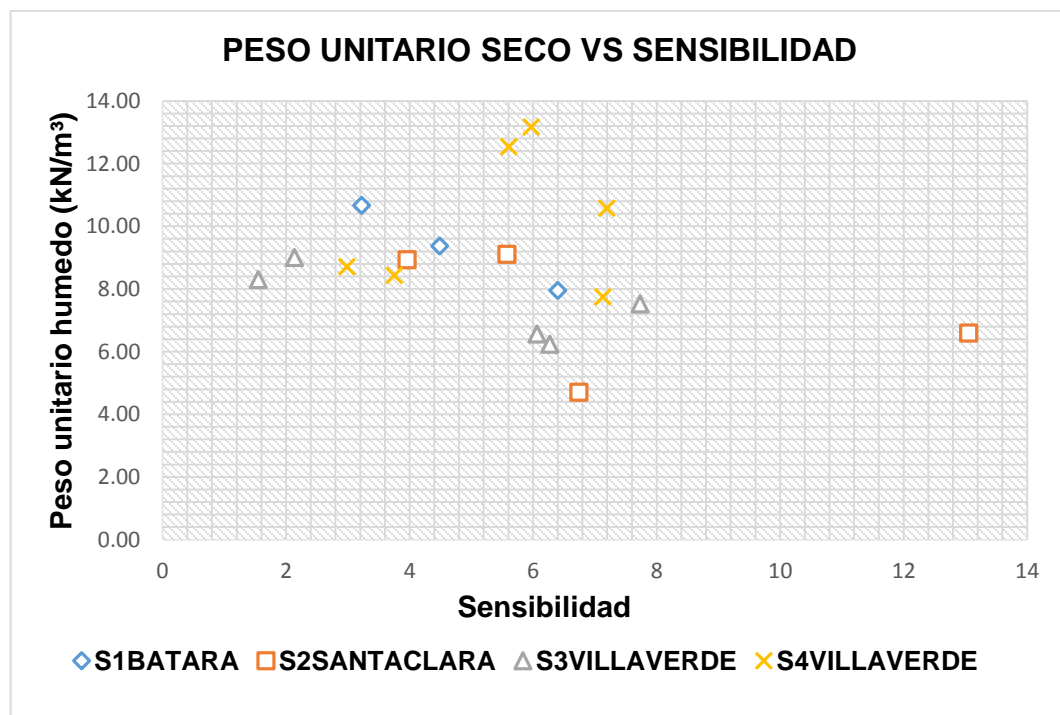


Figura 62: Peso unitario seco vs Sensibilidad.

La Tabla 9 resumen establece que el Peso Unitario Seco de los suelos estudiados tiene un rango entre 7.23 KN/m³ y 13.17 KN/m³, con un promedio de 8.96 KN/m³ y una desviación estándar de 1.40 KN/m³; los valores disminuyen con relación al

Peso unitario húmedo ya que en esta parte se tiene en cuenta la humedad que tiene la muestra

Al realizar la Figura 62, Se observa que tampoco hay ninguna correlación entre estas dos propiedades, y la sensibilidad sigue siendo la misma con respecto a las propiedades anteriormente estudiadas.

En la literatura encontrada según Lizcano et al., 2006 trabajo con valores para la densidad seca entre 10.6 kN/m^3 y 13.3 kN/m^3 la pequeña variancia entre los resultados se puede decir que en el estudio de suelos derivados de cenizas volcánicas el secado fue controlado y siendo así dan valores promedios.

Muestra	Tipo de suelo (SUCS)	Peso unitario húmedo (kN/m^3)	Peso unitario seco (kN/m^3)	Cohesion (kPa)		% arenas
				Inalterada	Remoldeada	
S1-1.5	MH	14.3	7.78	0	0.00	6.73
S1-3.0	MH	15.23	7.33	0.00	0.00	1.67
S1-4.5	MH	13.80	7.95	55.58	8.68	1.40
S1-7.5	MH	15.06	9.37	62.16	13.85	7.27
S1-9.0	ML	15.71	10.67	83.33	25.87	36.55
S1-10.5	ML	15.35	0.00	282.18	27.77	
S2-3.0	ML	15.16	9.10	52.29	9.38	24.00
S2-4.5	ML	13.41	9.40	130.00	9.96	14.80
S2-6.0	ML	12.01	9.50	65.14	9.66	10.60
S2-7.5	ML	14.96	8.93	73.00	18.45	8.80
S3-1.5	ML	14.63	8.30	51.59	33.34	20.40
S3-3.0	ML	15.16	9.00	62.89	29.48	18.20
S3-6.0	MH	14.95	7.53	77.73	10.06	17.47
S3-9.0	MH	13.39	9.80	100.79	16.63	9.60
S3-12.0	MH	12.25	7.23	58.81	9.38	29.13
S4-1.5	MH	13.05	10.57	67.06	9.32	20.67
S4-4.5	MH	14.67	13.17	45.78	7.67	22.20
S4-6.0	MH	21.90	8.61	137.96	24.60	26.93
S4-7.5	ML	14.79	7.74	114.52	16.07	24.00
S4-9.0	ML	14.69	8.70	47.83	16.03	5.87
S4-12.0	MH	14.39	8.43	60.57	16.15	15.73
	Mayor valor	21.90	13.17	282.18	33.34	36.55
	Menor valor	12.01	7.23	45.78	7.67	1.40
	Promedio	14.71	8.96	85.75	16.44	16.10
	Desviacion estandar	1.93	1.40	54.77	8.05	9.56

Tabla 24: valores de Tipo de suelo, peso unitario húmedo, peso de los sólidos, cohesión, contenido de arenas.

Los resultados obtenidos de la tabla 24 muestran la clasificación que tienen los materiales estudiados en (ML-MH) por lo general, limos de alta o baja plasticidad según el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), estos pertenecen a suelos derivados de cenizas volcánicas

El contenido de arenas que se determinó por el lavado en el material que pasa el tamiz #200 (NTC 78), se observa que estos materiales a mayor profundidad menor contenido de arenas, al momento de llegar a profundidad de 12 metros hay un acenso en este tipo de material como se muestra en la figura 63.

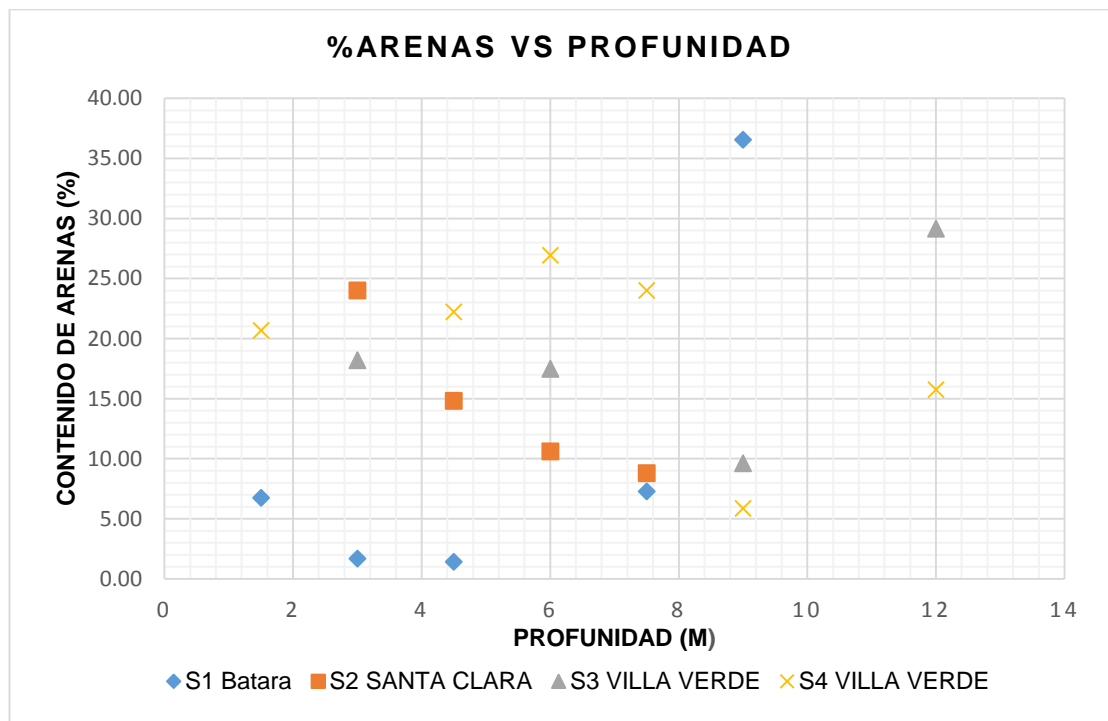


Figura 63: Contenido de arenas vs profundidad.

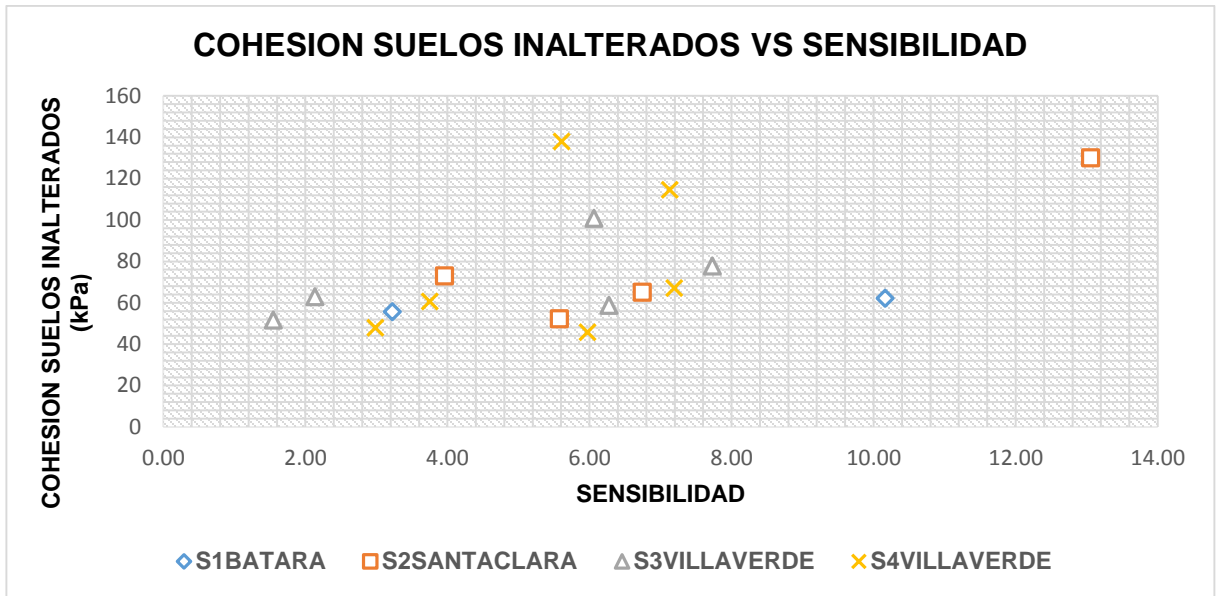


Figura 64: Cohesión suelos inalterados vs sensibilidad.

Se deduce de los resultados extraídos de las Tablas que el rango que comprende la Cohesión de los Suelos Inalterados va de 45.78 kPa a 282.18 kPa con un promedio de 85.75 kPa y una desviación estándar de 54.77 kPa. Estos resultados tienen una gran variación en la cohesión la cual es utilizada para represar la resistencia al cortante lo que tendría que ver los cambios determinantes en el contenido de humedad en las muestras ensayadas. Los resultados de sensibilidad para estas variables tampoco presentan cambios.

La Figura (64) expone la relación de las propiedades: cohesión de muestras inalteradas vs sensibilidad, sin muestra de alguna tendencia.

Las muestras sin ser remodeladas poseen muy buena resistencia pero al remodelarlas su comportamiento es moderadamente sensible o muy sensibles.

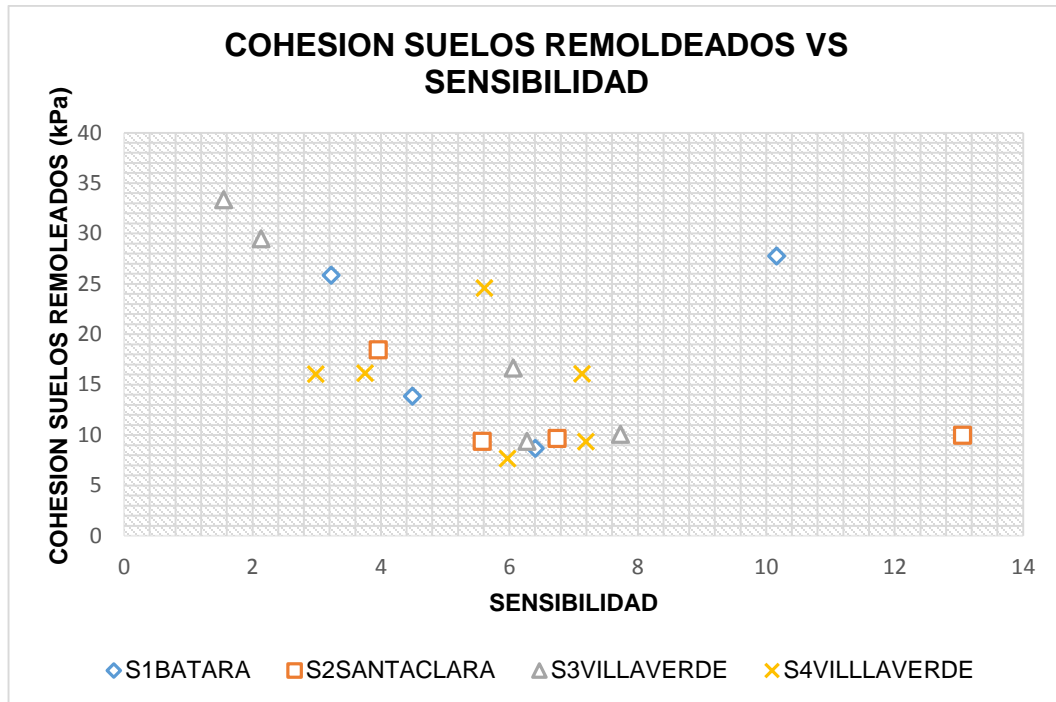


Figura 65: Cohesión suelos remoldeados vs sensibilidad.

Según Tabla 10 resumen de propiedades mecánicas de los Suelos estudiados la cohesión de los suelos remoldeados: obtuvo un rango de 7.67 kPa 33.34 kPa con un promedio de 16.44 kPa y una desviación estándar de 8.05 kPa.

La figura 65 cohesiones de muestras remoldeadas vs sensibilidad concluye: A menor Cohesión mayor Sensibilidad.

Se entiende como cohesión la capacidad que tiene el suelo de mantener sus partículas unidas, las muestras al ser remoldeadas pierden una parte de su humedad natural lo cual disminuye dicha capacidad lo que hace más blando el material.

Se muestra también en la tabla 8 de resumen como la cohesión del suelo moldeado cambia en un 84 % al hacer la comparación de esta propiedad en estado inalterado.

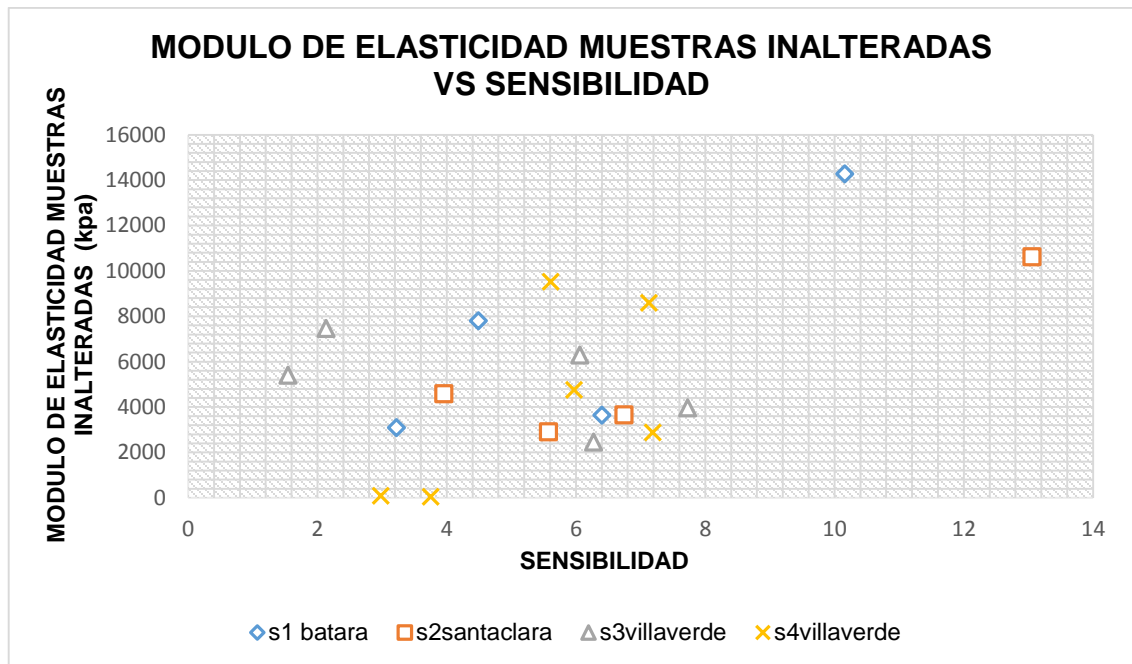


Figura 66: Modulo de elasticidad suelos inalterados vs sensibilidad.

Observando la Tabla 10 el resultado de módulo de elasticidad para los suelos en estado inalterado tiene un rango de 48.30 kPa hasta 14271.21 kPa, un promedio de 5367.28 kPa con una desviación estándar de 3625.90.kPa, Los niveles de sensibilidad siguen manteniéndose.

En esta oportunidad sigue manteniéndose el patrón de inexistencia de una tendencia visible entre las variables estudiadas como se ve en la figura 66.

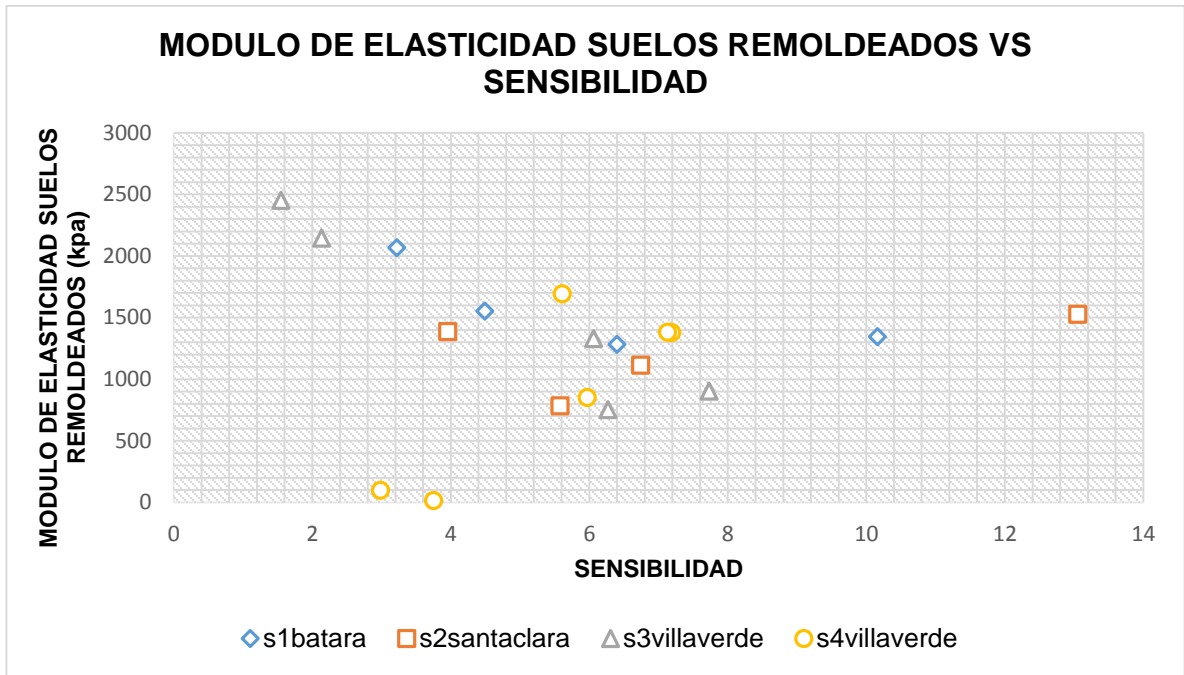


Figura 67: Modulo de elasticidad remoldeado vs sensibilidad.

Respecto a los resultados obtenidos en la Tabla 10 se deduce que el módulo de elasticidad remoldeado varia en un intervalo de desde 15.50 kPa hasta 2450.83 kPa, con un promedio de 1265.39 kPa y una desviación estándar de 621.39 kPa.

Al relacionar estas dos propiedades se encontró que la Elasticidad de Suelos Inalterados oscila entre 48.30 kPa y 14271.21 kPa lo cual quiere decir que la elasticidad del material cambia y hace más sensible el suelo estudiado. Como se muestra en la figura 67.

Nótese en la tabla 10 un cambio en el módulo de elasticidad inalterado frente al módulo de elasticidad remoldeado una pérdida del 68% de esta propiedad; con un comportamiento de moderadamente sensible o muy sensible.

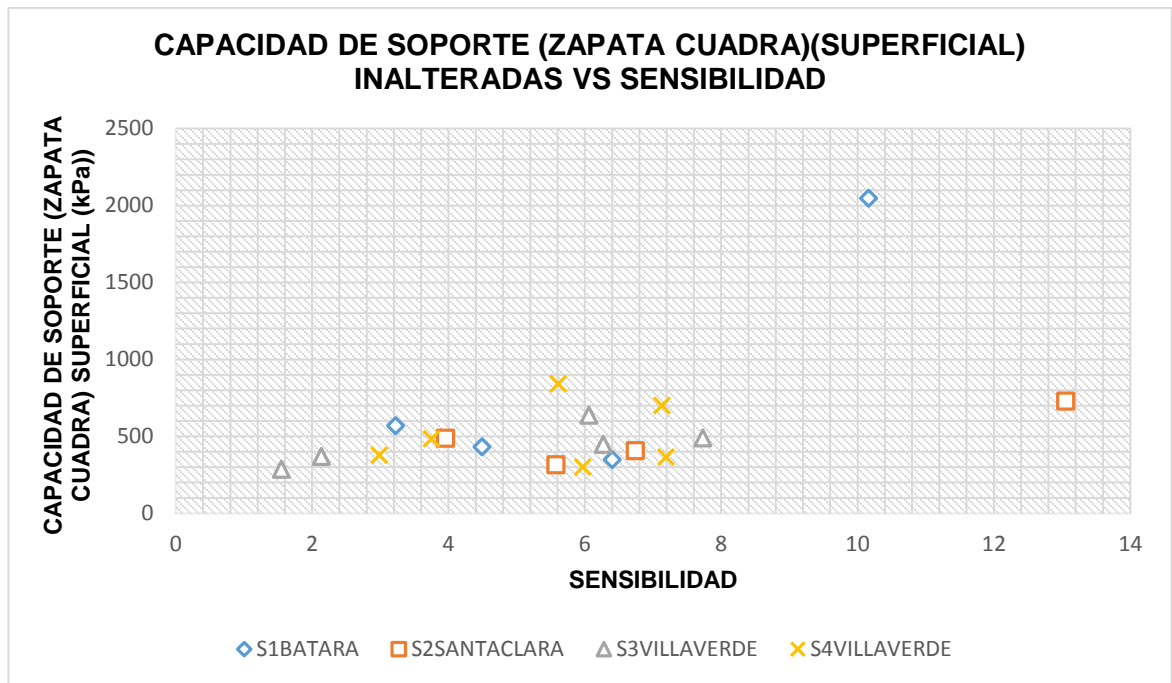


Figura 68: Capacidad de soporte suelos inalterados vs sensibilidad.

Los datos recopilados en la Tabla 10 Resumen de las Características Mecánicas del Suelo evidencian que la propiedad: Capacidad de Soporte del Suelo en condiciones inalteradas tienen un rango de 287.10 kPa hasta 2046.64 kPa; con un promedio de 559.70 kPa y una desviación estándar de 391.99 kPa. La sensibilidad del material no se ve alterada con esta propiedad.

Los suelos estudiados anteriormente se relacionan en la figura 68 y se encuentra que sigue sin existir tendencia entre las dos propiedades ya que no se encuentra ninguna proporción entre ellas; es de resaltar que tienen una buena capacidad de soporte en estado inalterado pero su comportamiento al ser remoldeados es moderadamente sensible o muy sensible.

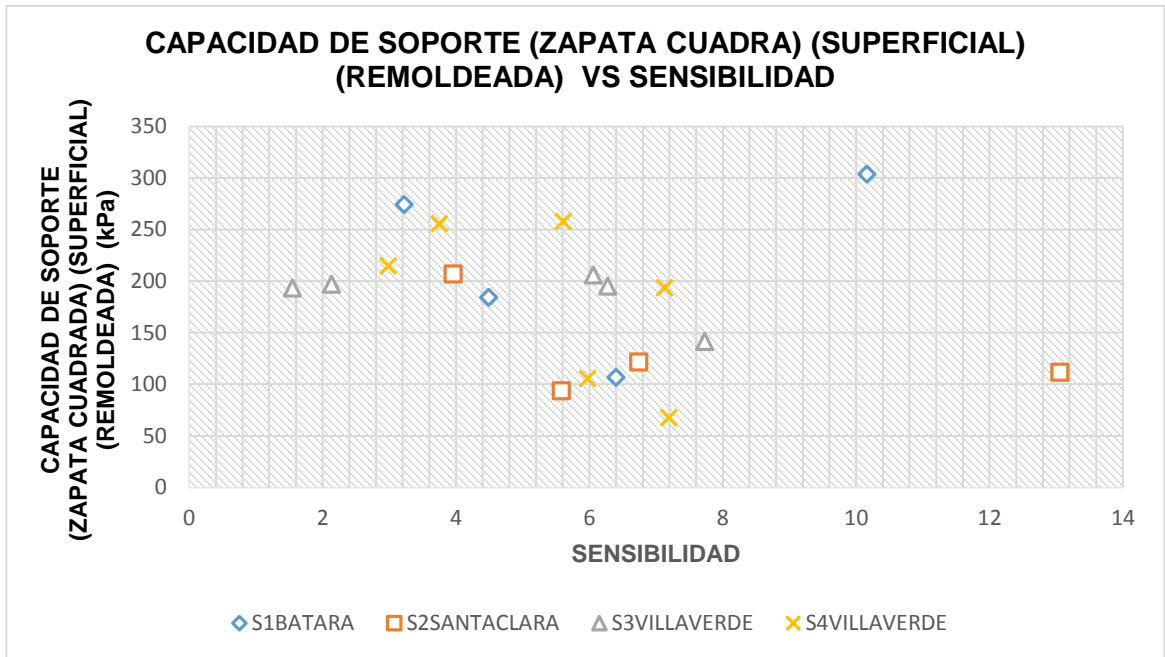


Figura 69: Capacidad de soporte suelos remoldeados vs sensibilidad.

Mediante Tabla 10 se observa que: La propiedad Capacidad de Soporte del Suelo tiene un rango de 67.51 KPa a 303.89 KPa con un promedio de 180.55 KPa y una desviación estándar 66.73. La sensibilidad como en los casos anteriores no se ve afectada.

En la figura 69 Capacidad de Soporte para los Suelos Remoldeados vs Sensibilidad no hay una tendencia definida entre estas dos propiedades; sin embargo se nota que en comparación con la figura 71 Capacidad de Soporte Inalterado existe un cambio de capacidad de soporte del 63% en los suelos estudiados.

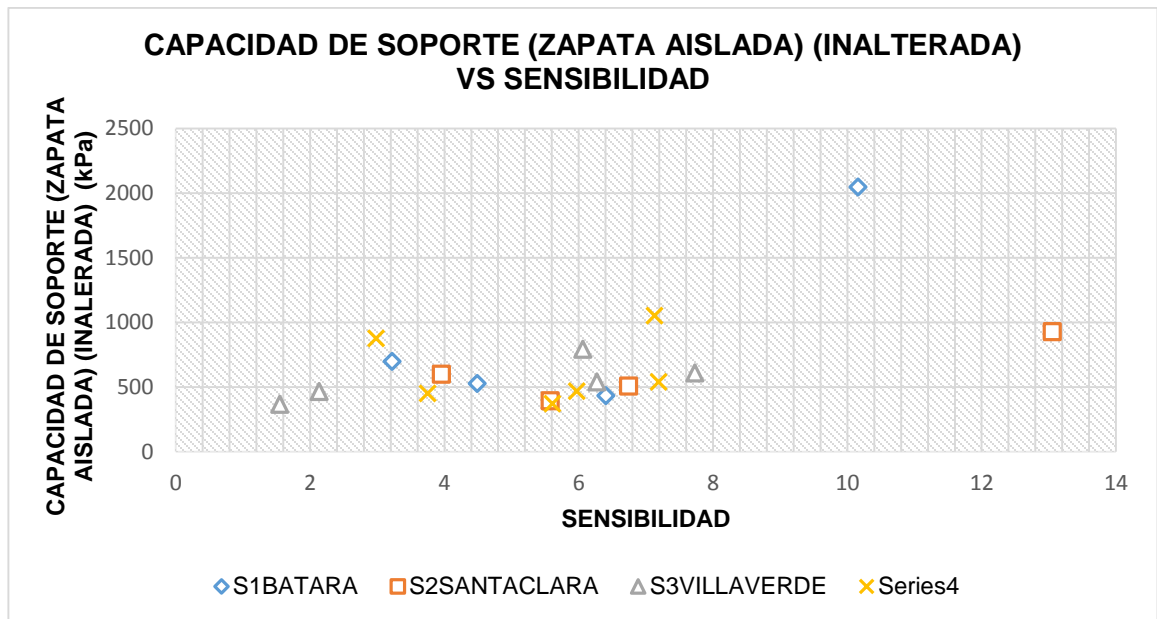


Figura 70: Capacidad de soporte zapara aislada suelos inalterados vs sensibilidad.

Los resultados de la Tabla 10 Resumen de Características Mecánicas respecto a la propiedad: capacidad de soporte para una zapata aislada en suelos inalterados se encuentran unos rangos de 366.65 kPa hasta 2046.64 kPa con un promedio 669.02 kPa y una desviación estándar de 386.67 kPa.

En la figura 70 donde se relacionan las dos propiedades estudiadas no se nota ninguna tendencia entre ellas.

Es importante resaltar que en este tipo de suelos es factible implementar este tipo de cimentación por su excelente capacidad de soporte.

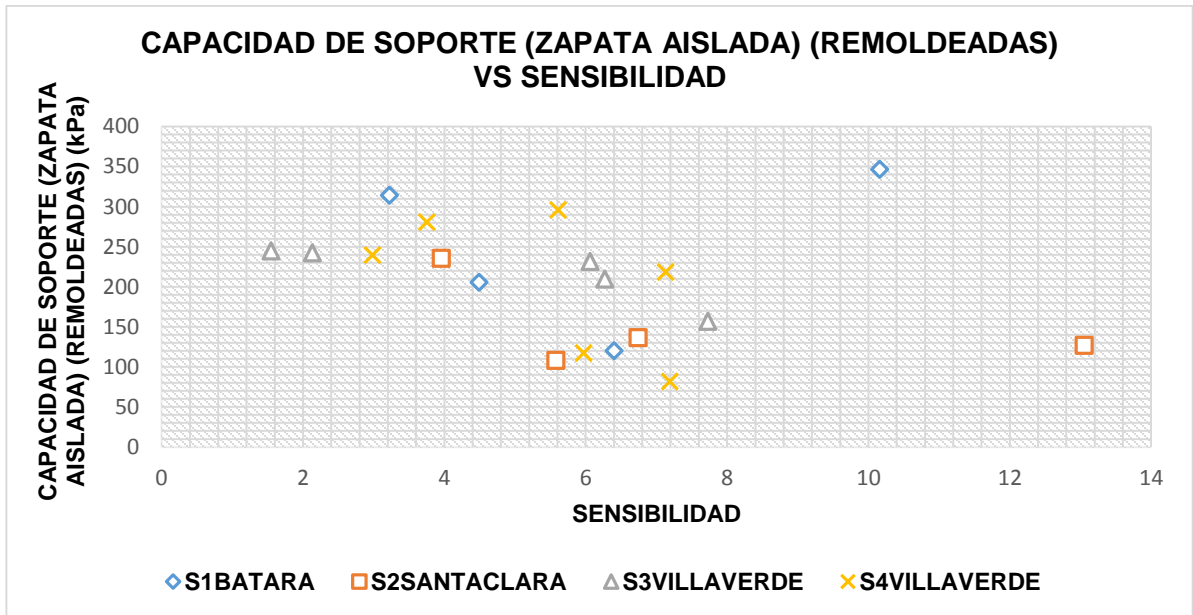


Figura 71: Capacidad de soporte zapata aislada suelos remoldeados vs sensibilidad.

Siguiendo con el análisis del resumen de características mecánicas de los suelos estudiados Tabla 10 vemos como la propiedad capacidad de soporte para una zapata aislada en suelos remoldeados se observan rangos que van de 81.89 kPa hasta 346.71 kPa con un promedio 205.90 KPa y una desviación estándar de 76.19 kPa.

En la figura 71 se relacionan las dos propiedades sin existir tendencia alguna entre ellas.

Existe una variación en el comportamiento del suelo al ser sometido a remoldeo que significa una pérdida de 66% de capacidad de soporte en comparación a la capacidad de soporte zapata aislada en suelos inalterados vs sensibilidad Figura 70

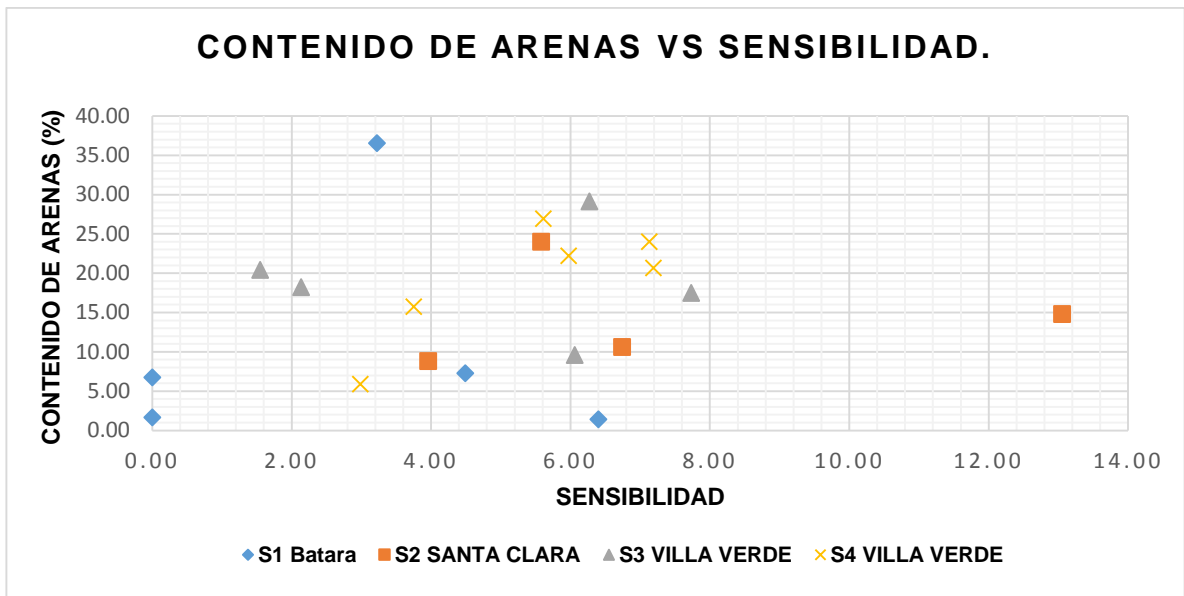


Figura 72: Contenido de arenas vs sensibilidad.

El contenido de arenas en las muestras de suelo mostradas en la tabla 10 se encuentran en un rango de 1.4% y 36.55%, con un promedio de 16.10% y una desviación estándar de 9.56%, esta ausencia de arenas releja la gran cantidad de limos en estos suelos que son típicos de origen volcánico.

Después de realizado el cotejo de las propiedades de los suelos estudiados como se muestra en la figura 72, se concluye que: no existe ninguna tendencia, y la sensibilidad sigue siendo la misma con respecto a las propiedades anteriormente explicadas.

10.5 RESULTADOS POR SONDEOS RESISTENCIA VS DEFORMACION.

A continuación se presentaran los resultados de resistencia a cada distancia del suelo y su respectivo remoldeo.

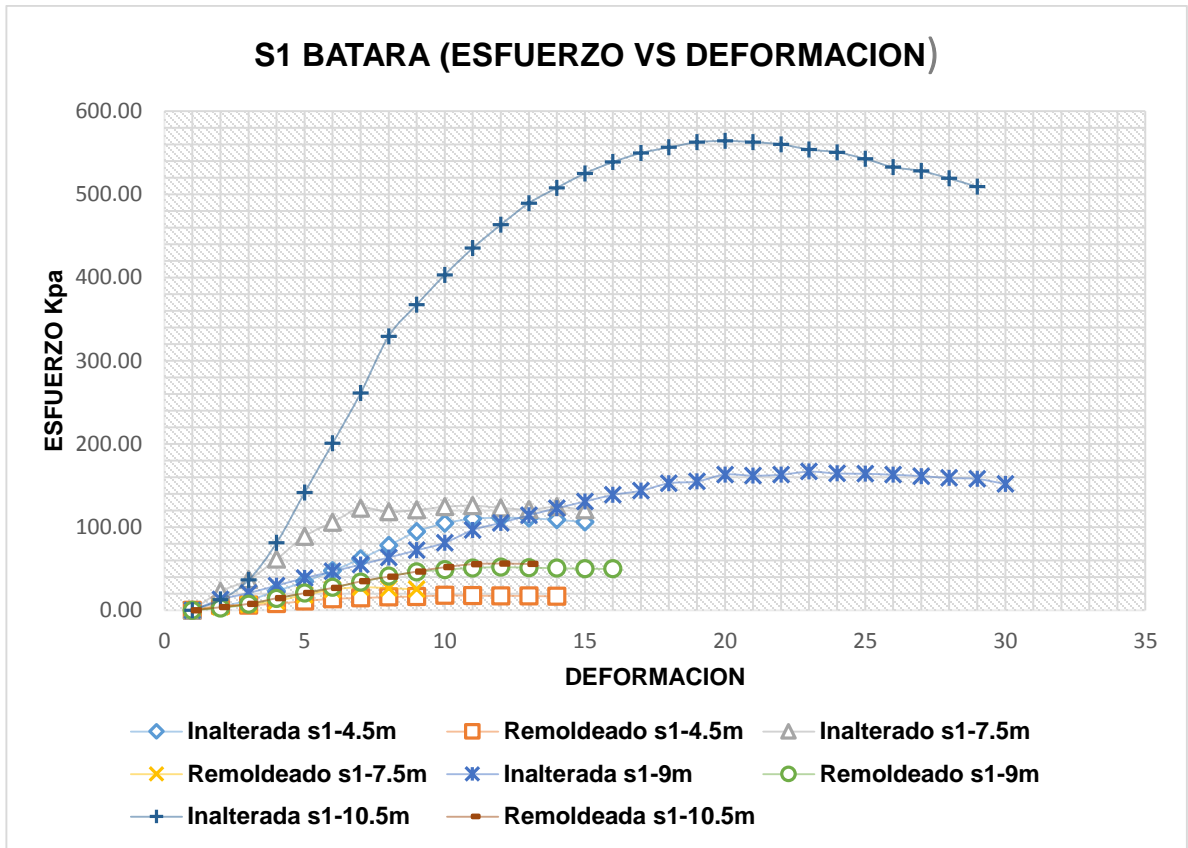


Figura 73: Grafica esfuerzo deformación muestras alteradas y remoldeadas (Batara S1).

En la Figura 73 se observa el comportamiento de los suelos en estado inalterado y al ser sometidos al remoldeo; como los mismos se deforman al someterlos a una fuerza en un sentido, en este caso a la compresión confinada. Con estos resultados se puede notar:

El esfuerzo máximo de este sondeo es de 565.35 kPa y se presenta al 49% de su deformación total, clasificado como dura y se encuentra a una profundidad de 10.5 m de la superficie. Presenta un módulo de elasticidad de 14271.21 kPa antes a ser plástico. La otra parte de muestras presentan una consistencia firme.

Se resalta que el esfuerzo máximo de los suelos remoldeados en este sondeo es de 55.55 kPa como se demuestra en la tabla 9 , lo cual quiere decir que este material tiene una consistencia mediana y es el mayor valor de resistencia del grupo de suelos estudiados de este sondeo (profundidad 10.5m). Esto concluye un cambio del 90% de la resistencia de este.

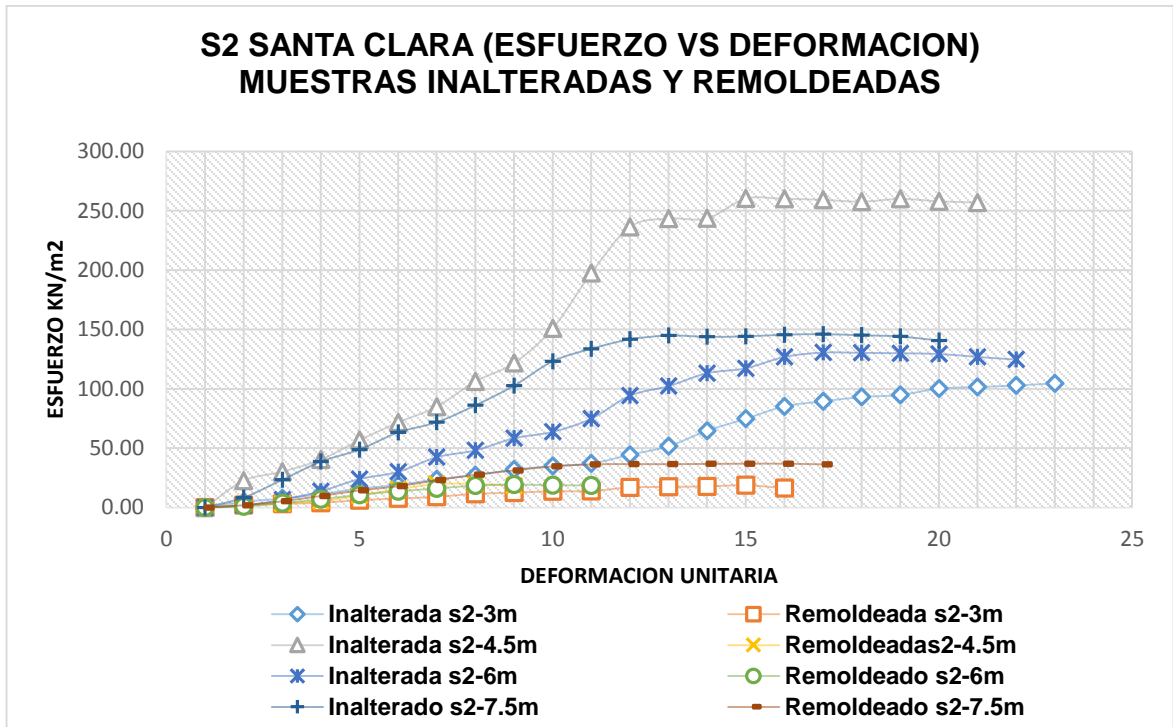


Figura 74: Grafica esfuerzo deformación muestras alteradas y remoldeadas (Santa Clara S2).

En la anterior Figura 74 esfuerzo vs deformación de la zona de santa clara en la ciudad de Pereira se interpreta que la muestra inalterada a una profundidad de 4.5m presenta un módulo de elasticidad a 10618.85 Kpa y es donde la deformación deja de ser elástica y pasa a ser plástica.

El material tuvo una deformación unitaria total de 0.0367 pero el esfuerzo máximo de la muestra se obtuvo al 89% de esta con un valor de 260 Kpa con una consistencia muy firme.

Se puede resaltar siempre que se hizo un remoldeo a cada muestra se obtuvieron datos en este sondeo de un rango de 18.75 Kpa a 36.90 Kpa que tiene una consistencia muy blanda y plásticas.

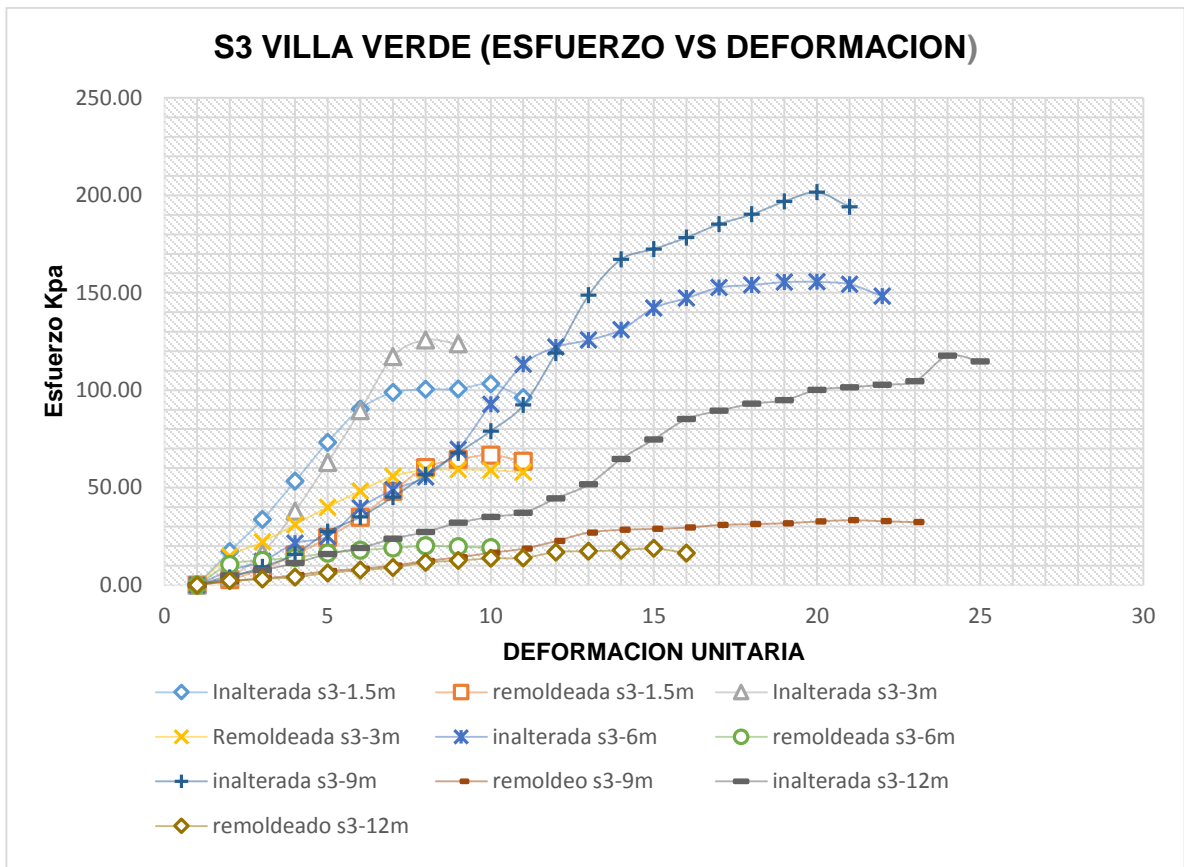


Figura 75: Grafica esfuerzo deformación muestras alteradas y remoldeadas (Villa verde S3).

Mediante la figura 75 se observa los resultados de las curvas esfuerzo deformación de las muestras estudiadas (inalteradas, remoldeadas) de la zona de villa verde de la ciudad de Pereira.

Inicialmente se observa que a 95% de la deformación unitaria total de la muestra, que fue extraída a 9.0m de profundidad donde obtuvo la mayor resistencia de 201.58 Kpa con una consistencia muy firme.

Al remoldear el material se ve un promedio de 84% de pérdida de resistencia, y quedan en un intervalo de 18.75 Kpa hasta 66.68 Kpa con una consistencia blanda o mediana.

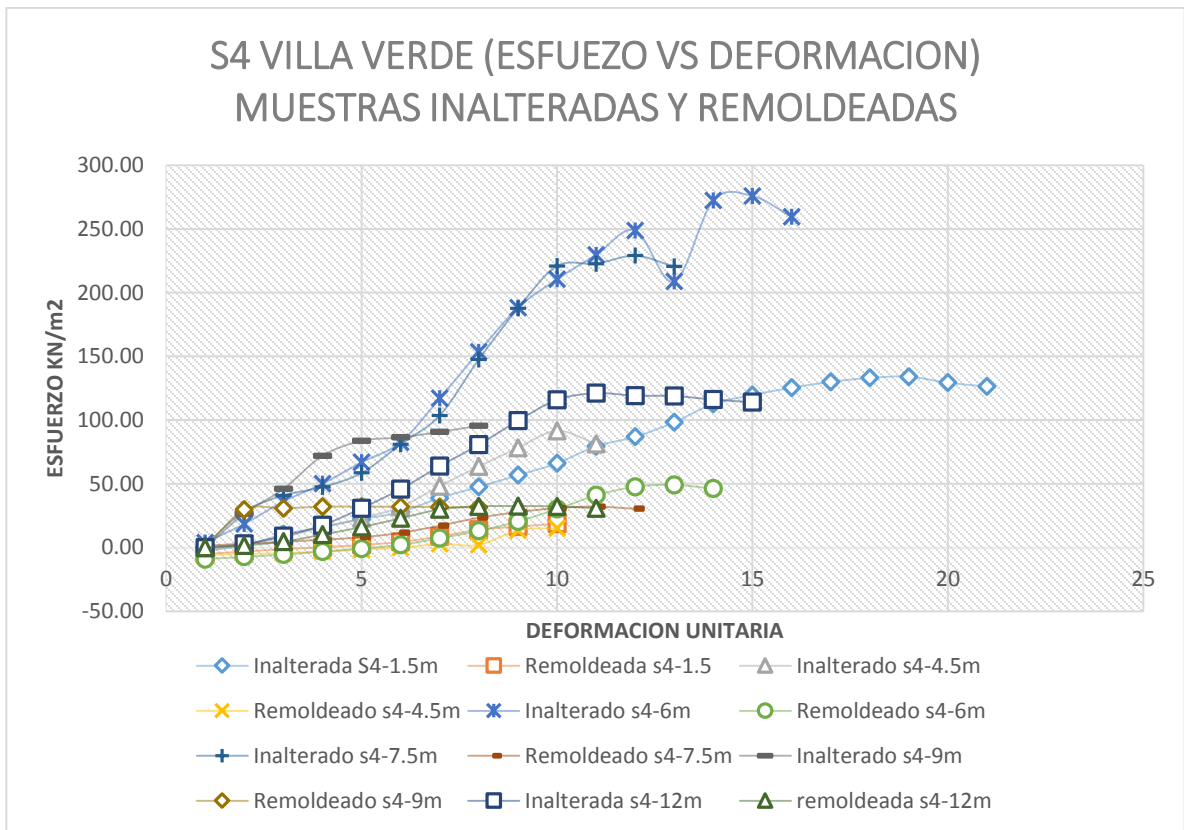


Figura 76: Grafica esfuerzo deformación muestras alteradas y remoldeadas (Villa verde S4).

Mediante la Figura 76 se observa la curva esfuerzo vs deformación de los materiales estudiados en la zona de villa verde lo cual se nota que:

La muestra inalterada S4-6m se interpreta como el material con mayor resistencia (275.91 kPa), que se obtuvo cuando se tenía el 96% de la deformación unitaria de este, donde alcanza una consistencia muy firme.

El esfuerzo mayor de los materiales remoldeados es de 32.29 kPa de consistencia blanda a una profundidad de 12m; en estas muestras remoldeadas tienen por particular que al llegar a su mayor deformación llegan al esfuerzo de falla.

11. CONCLUSIONES.

El estudio presentado sobre sensibilidad de los suelos derivados de las cenizas volcánicas en las cuatro zonas estudiadas, conduce las siguientes conclusiones respecto a su comportamiento.

- Al culminar este trabajo se comprobó que los cuatro sondeos realizados son suelos derivados de cenizas volcánicas los cuales se caracterizan por una granulometría más fina próxima a la superficie. A pesar de esta generalización existen suelos residuales que reflejan mayor alteración en profundidad. A la luz de los resultados experimentales y de los problemas geotécnicos observados se evidencia la necesidad de realizar técnicas de caracterización y diseño para optimizar el desempeño de estos suelos en aplicaciones de ingeniería.
- Los suelos derivados de cenizas volcánicas estudiados sufren de sensibilidad al momento de provocar un remoldeo en su estructura inicial (in situ), se logró usando determinar mediante el ensayo de compresión no confinada I.N.V.E-152-07, calculando la resistencia ultima del suelo se encontraron valores de sensibilidad de estos suelos en un rango de 1.55 y 13.05 con un promedio de 5.79 considerado según la literatura consultada como muy sensible
- Las sensibilidades encontradas para estas cuatro zonas de estudio (Batara, Urbanización Santa clara, y dos en Villa Verde) es importante tenerla ya que al momento de realizar una obra de tipo terraplén o lleno se tenga previsto el cambio de estas propiedades por lo que en estado inalterado parecen tener una muy buena capacidad de soportar cargas pero al someterlos a un determinado remoldeo sus propiedades tienen un cambio de su estructura principal del 89%.
- Se determinó los cambios de resistencia a la compresión de los suelos estudiados y se nota un cambio en esta propiedad por lo que su consistencia de acuerdo con la tabla 3 del instituto nacional de vías pasan de ser suelos de tipo firmes o muy firmes a blandos o muy blandos lo cual a la hora de realizar el ensayo de compresión no confinada a las muestras remodeladas se notaba una cierta plasticidad y asentamiento la cual no es cualidad de este tipo de suelos y un muy deficiente consistencia
- En las propiedades físicas se reflejó el 83.18% son materiales finos y el 16.82% arenas con una clasificación segundo SUCS: ML (limos no

orgánicos, y arenas muy finas limosas y arcillosas) y MH (Limos no orgánicos, suelos finos arenosos o limos elásticos.), también un contenido de materia orgánica promedio de 13.27% lo que confirma que son suelos derivados de cenizas volcánicas. Los contenidos de humedad están en un rango 11.35% y 155% con un promedio de 77.88% el cual no es una propiedad de este tipo de suelos por su gran cantidad de limos

- La relación de vacíos del material estudiado se encuentran ($e=0.97 - 3.14$) lo cual son aceptadas para suelos cohesivos. Los suelos resultantes de la meteorización están formados predominantemente por partículas de limo y arcilla, que dan lugar a la formación de estructuras muy abiertas.
- De otras propiedades usadas en el transcurso de la investigación como peso unitario húmedo y peso unitario seco se resalta que se mantuvo para muestras inalteradas y remoldeadas lo cual se determinó que están en un rango 12.01 kN/m^3 15.71 kN/m^3 lo cual fue lo más complicado de la investigación mantenerlo pero con la norma establecida por el INVIAS (I.N.V.E-152-07) se logró el objetivo de mantenerlo. Para el peso unitario seco se estableció por medio de la ecuación mencionada en el marco teórico de esta investigación con intervalos de 7.23 KN/m^3 y 13.17 KN/m^3 .
- La cohesión de los suelos es la propiedad de mantener las partículas juntas, con los suelos trabajados se determinó que esta variaba dependiendo de la resistencia última, las muestras inalteradas están en un rango de 45.78 kPa y 282.18 kPa , en cambio para las muestras remoldeadas tienen una cohesión en intervalos de 7.67 kPa y 33.34 kPa mucho menores a los de estado inalterado, esto se debe a que al someterlos a remoldeo son materiales muy plásticos y no tienen capacidad de producir esfuerzo.
- El módulo de elasticidad de los suelos estudiados se determinó para los casos particulares que se tienen, muestras inalteradas y muestras remoldeadas. Para las muestras inalteradas se tienen un rango de 48.30 kPa hasta 14271.21 kPa y para las muestras remoldeadas 15.50 kPa y 2450.83 kPa , esto muestra los cambios que tienen este tipo de suelos al someterlos a remoldeo lo que cambia considerablemente la calidad del material
- Se determinó la capacidad de soporte de los suelos en estado inalterado y estado remoldeado para las 4 zonas de estudio las cuales también sufren un cambio debido a la sensibilidad ya mencionada. La propiedad capacidad

de soporte se define mediante qué tipo de cimentación se quiere utilizar, en este estudio se empleó para cimentaciones superficiales (zapata cuadrada) y para una cimentación de zapata cuadra aislada

- Los valores de capacidad de soporte para zapata cuadrada en muestras inalteradas tienen un rango 287.10 kPa y 2046.64 kPa, las cuales presentan una muy buena capacidad portante para este tipo de cimentaciones, en cambio en las muestras remoldeadas tienen un rango de 67.51 kPa y 303.89 kPa las cuales no tienen muy buena capacidad y sufriría un cierto asentamiento. Para la cimentación de zapata aislada en las muestras inalteradas tienen un intervalo de 366.65 kPa y 2046.64 kPa las cuales trabajan en mejores condiciones que las anteriores, en las muestras remoldeadas tienen una capacidad de soporte en un intervalo de 81.89 kPa y 346.71 kPa, para estas muestras se nota el cambio de sus propiedades de cimentación
- Se intentó con las propiedades como: Contenido de humedad, relación de vacíos. Peso unitario húmedo, peso unitario seco, cohesión inalterada, cohesión remoldeada, módulo de elasticidad inalterado, módulo de elasticidad remoldeado, capacidad de soporte. Hacer una confrontación con la sensibilidad lo que no se obtuvo ninguna tendencia entre estas.

BIBLIOGRAFIA.

Arango, J.D. (1993). Características generales y comportamiento geotécnico de las cenizas volcánicas en la Zona del Antiguo Caldas, Tesis de Maestría en Ingeniería Civil. Universidad de Los Andes, Bogotá, Colombia.

Betancur-Guirales, Y.; Builes-Brand, M. y Millán-Ángel, A.(2013). Variación de las propiedades mecánicas de arcillas alófanas en Colombia al variar el grado de saturación. *Revista EIA*, 10(20) julio-diciembre, pp. 173- 181. [Online] Disponible en: <http://dx.doi.org/10.14508/reia.2013.10.20.173-181>.

Büttner R., Dellino P. y Zinranowski B. (1999). "Identifying magma – water interaction from the surface features of ash particles". *Nature*, Vol., 401, No. 6754, pp. 688-690.

CARDER (2005). Diagnóstico de riesgos ambientales municipio de Pereira, Risaralda. Pereira: CARDER.

Chadwick O.A., Gavenda R.T., Kelly E.F., Ziegler K., Olson C.G., Elliott W.C. y Hendricks D.M. (2003). "The impact of climate on the biogeochemical functioning of volcanic soils". *Chemical Geology*, Vol. 202, pp. 195-223.

Crespo, C. Mecánica de suelos y cimentaciones. México: Limusa, 2004.

Das, Braja M. Fundamentos de ingeniería geotécnica. Tomo 1. México: Thomson Learning, 1994.

Davis, (1970) Castillo,(1997) González, (2000) Introducción al comportamiento mecánico de los materiales. [En línea], [Consultado 22 abr. 2014]. Disponible en <http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/palmira/5000155/lecciones/lec2/2_1.htm#AGENCIAS>

Gilbert J.S., Lane S.J., Sparks R.S.J. y Koyaguchi t. (1991). "Charge measurements on particle fallout from a volcanic plume". *Nature*, Vol. 349, pp. 598.

Hernández et al., (2012). Influence of non-crystalline minerals in the total amount, resilience and molecular composition of the organic matter in volcanic ash soils (Tenerife Island, Spain). *European Journal of Soil Science*, October 2012, **63**,pp 603–615.

Herrera, A. M. (2006, mayo). Suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia: Estudio Fundamental e implicaciones de ingeniería. *Revista de Ingeniería Universidad de los Andes*, 20(1).

INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMAS TECNICAS Y CERTIFICACION.
Documentación: Obtención de muestras con tubos de pared delgada. Bogotá:
ICONTEC, 2000.(NTC-2121).

INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMAS TECNICAS Y CERTIFICACION.
Documentación: Ensayo para determinar el contenido de humedad de los suelos y
rocas con base en la masa. Bogotá: ICONTEC, 2000.(NTC-1495).

INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMAS TECNICAS Y CERTIFICACION.
Documentación: Método para determinar por lavado el material que pasa por el
tamiz 75 μ m en agregados minerales. Bogotá: ICONTEC, 1995. (NTC-78).

INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMAS TECNICAS Y CERTIFICACION.
Documentación: Método de ensayo para la determinación del límite líquido, límite
plástico y del índice de plasticidad de los suelos cohesivos. Bogotá: ICONTEC,
2001. (NTC-4630).

INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMAS TECNICAS Y CERTIFICACION.
Documentación: Método de ensayo para peso específico de sólidos de suelo con
picnómetro de agua. . Bogotá: ICONTEC, 2003. (NTC-1914).

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS. Documentación: Compresión confinada en
muestras de suelos. Bogotá: INVIAS, 2007. (I.N.V.E-152-07).

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS. Documentación: Determinación del contenido
orgánico en suelos mediante pérdida por ignición. Bogotá: INVIAS, 2007. (I.N.V.E-
121-07).

Jacquet D. (1990).sensitivity to remoulding of some volcanic Ash soils in New
Zealand”. Engineering Geology, Vol. 28, “S pp. 1-25.

JIMENEZ, José y JUSTO, José. Geotecnia y cimientos: Propiedades de los suelos
y de las rocas. Volumen 1. Madrid: Editorial Rueda, 1975.

Juares, B. E., Rico, R. A. Mecánica de suelos: Fundamentos de la mecánica de
suelos. Tomo 1. México: Limusa, 2005.

Lambe, T. W., y Whitman, R Mecánica de suelos. México – Massachusetts:
Editora Limusa. (1997).

Lizcano, A. et al. (2006). Suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia.
Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil.
6(2); 167.

Nanzyo M. (2004). Unique properties of volcanic ash soils, Global Environmental Research Vol.6, No.2. Association of International Research Initiatives for Environmental Studies (AIRIES), Japan.

Rao, S. M. "Mechanistic approach to the shear strength behavior of allophonic soils". Engineering Geology, No.40, pp. 215-221.

Rico, A. (2005). La ingeniería de suelos en las vías terrestres. México: Limusa.

Riley, C. M., Rose, William I. y Bluth, Gregg J. S. (2003). "Quantitative shape measurements of distal volcanic ash". Journal of Geophysical Research, Volume 108, No. B10, pp. ECV8.1-ECV8.15.

SANCHES GARZÓN, Andrés. Evaluación del método de Hilf para el control de compactación de mezclas con suelos volcánicos del aeropuerto del café, en palestina, caldas. Manizales, 2008, Tesis (especialista en vías y transporte). Universidad nacional. Facultad de ingeniería y arquitectura.

Shoji S., Nanzyo M. y Dahlgren R.A. (1993). Volcanic Ash Soils: Genesis, properties and utilization. Elsevier Science. Amsterdam.

Stoops, G (2007). Micromorphology of soils derived from volcanic ash in Europe: a review and synthesis European Journal of Soil Science, April 2007, 58, pp 356–377.

Tazaki K., Tiba T., Aratani M. y Miyachi M. (1992). "Structural water in volcanic glass". Clays and Clay Minerals, Vol. 40, No. 1, pp. 122-127.

Townsend, C. F. (1985). "Características geotécnicas de los suelos residuales". Revista de Ingeniería Geotécnica, vol. 111, N ° 1, pp 77-94.

Valle Rodas, R. (1982). Carreteras, Calles y Aeropistas. Segunda edición. Buenos Aires: Editorial El Ateneo.

Verdugo, R. (2008) Singularities of Geotechnical Properties of Complex Soils in Seismic Regions. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering © asce,

Wang Y H y Yan W.M, (2006) Laboratory studies of two common saprolitic soils in hong Kong. journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. July 2006, pp 923-930

Wesley, L.D. (1977). "Shear strength properties of halloysite and allophane clays in Java, Indonesia". Geotechnique, Vol. 27, No. 2, pp. 125-136.

Wesley, L.D. (1973). "Some basic engineering properties of halloysite and allophane clays in Java, Indonesia". *Geotechnique*, Vol. 23, No. 4, pp. 471-494.

Wesley L.D. (2003). Geotechnical properties of two volcanic soils. *Geotechnics on the volcanic edge*. Tauranga, March 2003. New Zealand Geotechnical Society Symposium. The Institution of Professional Engineers New Zealand.

Wohletz K y Krinsley, D, 1982, Scanning electron microscopy of basaltic hydromagmatic ash. Los Alamos National Laboratory Report, LA-UR 82-14, pp. 33-43.