Universidad de Costa Rica

Facultad de Ingeniería

Escuela de Ingeniería Civil

Estudio de un suelo arcilloso expansivo del Valle Central Occidental de Costa Rica para su uso como subrasante

Trabajo de Graduación

Que para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:

Esteban Castro Muñoz

Director de Proyecto de Graduación:

Ing. William Vargas Monge; Ph. D.

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

Costa Rica Febrero, 2012

Miembros del Tribunal Evaluador

Director

Ing. William Vargas Monge.

Comité asesor

Ing. Fabián Elizondo Arrieta

Ing. Oscar Valerio Salas

Optando por el grado de Licenciado en Ingeniería Civil

Esteban Castro Muñoz

Fecha: 28 de febrero de 2012

El suscrito, **Esteban Castro Muñoz,** cédula 112670081**,** estudiante de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, número de carné **A51380**, manifiesta que es autor del Proyecto Final de Graduación "**Estudio de un suelo arcilloso expansivo del Valle Central Occidental de Costa Rica para su uso como subrasante**"**,** bajo la Dirección del **ingeniero William Vargas Monge ph.D**; quien en consecuencia tiene derechos compartidos sobre los resultados de esta investigación.

Asimismo hago traspaso de los derechos de utilización del presente trabajo a la Universidad de Costa Rica, para fines académicos: docencia, investigación, acción social y divulgación.

Dedicatoria

Este trabajo se lo dedico primero a Dios por la vida, mi familia, amigos y su ayuda para salir adelante en esta etapa y luego a mis padres y hermanos por su apoyo y por todos sus sacrificios.

Reconocimientos

Agradezco al ingeniero William Vargas Monge por su guía, ayuda, dedicación y consejos, sin los que no hubiera podido llevar a cabo este proyecto.

De igual manera agradezco el aporte de los ingenieros Oscar Valerio Salas y Fabián Elizondo Arrieta, quienes siempre atendieron mis dudas y me dieron sugerencias.

Al Lanamme UCR por permitirme utilizar sus instalaciones y equipos para la realización de los muestreos y las pruebas, tanto de campo como de laboratorio, pero especialmente por brindarme la oportunidad de conocer a una gran cantidad de buenas personas siempre dispuestas a ayudar.

En particular quiero agradecer la colaboración de los técnicos del laboratorio de suelos, Reyner Villagra, Manrique Vargas, Alfredo Marchena y Oscar Navarrete, los químicos Jorge Salazar y Ernesto Rodríguez así como los ingenieros Gustavo Badilla y José Francisco Garro.

A mis amigos por compartir conmigo a lo largo de la carrera, siempre me dieron fuerzas para seguir adelante y un motivo para superar mis limitaciones.

Índice

ÍNDICE DE FIGURAS ..... **x**
ÍNDICE DE CUADROS ..... **xii**
SIMBOLOGÍA ..... **xiv**
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN **1**
1.1 JUSTIFICACIÓN 1
1.1.1 Problema específico *1*
1.1.2 Importancia *3*
1.2 ANTECEDENTES TEÓRICOS Y PRÁCTICOS DEL PROBLEMA 5
1.3 OBJETIVOS 8
1.3.1 Objetivo General *8*
1.3.2 Objetivos Específicos *8*
1.4 DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA 8
1.4.1 Alcances *8*
1.4.2 Limitaciones *10*
1.5 METODOLOGÍA 11
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO **15**
2.1 INTRODUCCIÓN 15
2.2 SUBRASANTE 15
2.2.1 Diseño de Pavimentos en Costa Rica *16*
2.2.2 Propiedades requeridas de un suelo para su uso como subrasante *17*
2.3 SUELOS PROBLEMÁTICOS 21
2.4 ARCILLAS EXPANSIVAS 23
2.4.1 Procesos de formación *24*
2.4.2 Mineralogía *25*

2.4.3 Expansión 28

2.4.4 Propiedades físicas 31

2.4.5 Métodos de identificación y clasificación de suelos expansivos 31

2.5 ESTABILIZACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS 40

2.5.1 Procedimiento para la selección del agente estabilizador 43

2.5.2 Métodos para la determinación del porcentaje óptimo de agente estabilizador. 44

2.5.3 Estabilización del suelo mediante el empleo de cal 45

2.5.4 Modificaciones que sufre el suelo al ser estabilizado con cal 46

2.5.5 Determinación de la composición química de la cal a partir de la curva termogravimétrica 48

2.6 MÓDULO RESILIENTE (MR) 49

2.6.1 Variación del módulo resiliente con las propiedades del material y los esfuerzos aplicados en la prueba. 52

2.6.2 Correlaciones del módulo resiliente con propiedades del suelo 53

CAPÍTULO 3: CARACTERIZACIÓN DE LAS ARCILLAS EXPANSIVAS 55

3.1 INTRODUCCIÓN 55

3.2 ESTUDIOS PREVIOS 56

3.2.1 Pavimentos sobre arcillas expansivas (Rodríguez M., 1974) 57

3.2.2 Estabilización de arcillas expansivas (Tapia M., 1990) 57

3.2.3 Determinación de cambios volumétricos en arcillas expansivas (Villalobos M., 1991) ... 58

3.2.4 Caracterización de la arcilla sensitiva del proyecto Toro (Muñoz M., 1992) 58

3.2.5 Estabilización de arcillas expansivas con cal (Mora A., 1993) 59

3.2.6 Estabilización de arcillas expansivas con agentes químicos (Solano R., 1997) 60

3.2.7 Manual de soluciones teórico prácticas para el tratamiento de arcillas expansivas. (Odio M., 2000) 61

3.2.8 Evaluación del método de aislamiento de humedad para estructuras livianas y caracterización de las arcillas expansivas. (Valerio O., 2003) 61

3.2.9 Arcillas expansivas, comportamiento, identificación y propiedades una vez estabilizadas con el agente químico EcSS3000. (Hidalgo A., 2009) 62

3.2.10 Diseño de un pavimento sobre suelo arcilloso expansivo para la Ruta Nacional 721 Tramo Ciruelas – Siquiares (Solano G. et al,2010) 63

3.3 CARACTERIZACIÓN DE LOS SITIOS DE MUESTREO 67

3.3.1 Localización geográfica 67

3.3.2 Topografía 68

3.3.3 Clima 69

3.3.4 Geología de la zona 71

3.3.5 Zonificación geotécnica 72

3.4 CARACTERIZACIÓN DE LA ZONA DE EXTRACCIÓN DE LA CAL 73

3.4.1 Localización de la calera Caliza Nicoyana 73

3.4.2 Geología de la zona 74

CAPÍTULO 4: TRABAJO EXPERIMENTAL Y RESULTADOS 75

4.1 INTRODUCCIÓN 75

4.2 MUESTREO 75

4.3 PREPARACIÓN DEL MATERIAL PARA LA REALIZACIÓN DE LAS PRUEBAS 77

4.4 SELECCIÓN DEL AGENTE ESTABILIZADOR 79

4.5 RESULTADOS Y CONDICIONES DE LAS PRUEBAS EFECTUADAS A LOS MATERIALES EN SU ESTADO NATURAL 79

4.5.1 Resultados suelos de la Guácima y Siquiares 79

4.5.2 Resultados de pruebas efectuadas a la cal 99

4.5.3 Suelo Estabilizado 101

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE RESULTADOS 109

5.1 MATERIALES EN SU ESTADO NATURAL 109

5.1.1 Caracterización de los suelos 110

5.1.2 Caracterización de la cal 114

5.1.3 Propiedades mecánicas 116

5.1.4 Variaciones volumétricas 121

5.1.5 Módulo Resiliente 123

5.2 MATERIAL ESTABILIZADO 126

5.2.1 Diseño 126

5.2.2 Verificación de la estabilización del suelo 127

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 137

6.1 CONCLUSIONES 137

6.2 RECOMENDACIONES 139

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 143

ANEXO A: DATOS DE PRUEBAS DE LABORATORIO 151

MATERIALES EN SU ESTADO NATURAL 151

Siquiares 151

La Guácima 176

MATERIAL ESTABILIZADO 183

Determinación del porcentaje óptimo de cal 183

Límites de consistencia 183

Compactación 185

Capacidad relativa de soporte CBR 187

Compresión inconfinada *189*

Presión de hinchamiento *190*

Expansión libre *191*

ANEXO B: DESCRIPCIÓN DE PRUEBAS DE LABORATORIO Y CAMPO 192

PRUEBAS DE LABORATORIO 192

Densidad in situ (ASTM 7263) *192*

Granulometría (ASTM D422-63) *192*

Gravedad Específica (Gs, ASTM D854-06) *194*

Límites de Consistencia *194*

Análisis Termogravimétrico (ASTM E1131) *198*

Compactación (ASTM D698) *199*

California Bearing Ratio (CBR, ASTM D1883-99) *201*

Compresión Inconfinada (CI, ASTM D 5102-09) *202*

Módulo Resiliente (AASHTO T 307-99) *202*

Consolidación (ASTM D2435-04) *203*

Expansión Libre y presión de Hinchamiento (ASTM D3877-08) *204*

Análisis del tamaño de partículas de la cal *206*

PRUEBAS DE CAMPO 207

Prueba de penetración con Cono Sueco (Swedish Sounding Test) *207*

Porcentaje óptimo de cal (D6276-99a) *208*

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1 CONDICIONES DE LA ESTRUCTURA DE PAVIMENTOS DE LA RUTA 721 EN UNA ZONA CON SUELOS EXPANSIVOS..... 2

FIGURA 1.2 CONDICIONES DE TRÁNSITO DE LA RUTA 721 3

FIGURA 1.3 ESQUEMA METODOLÓGICO..... 11

FIGURA 2.1 (A)TETRAEDRO BÁSICO DE LA LÁMINA SILÍCICA, (B) VISTA ISOMÉTRICA DE UNA LÁMINA SILÍCICA TETRAÉDRICA (C) REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA DE UNA LÁMINA SILÍCICA (D) VISTA SUPERIOR DE UNA LÁMINA SILÍCICA. 26

FIGURA 2.2 (A) ESTRUCTURA DE OCTAEDRO SENCILLO PARA MINERALES ALUMÍNICOS (O MAGNÉSICOS). (B) VISTA ISOMÉTRICA DE UNA LÁMINA OCTAÉDRICA. (C) REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA DE UNA LÁMINA ALUMÍNICA. (D) VISTA SUPERIOR DE UNA LÁMINA OCTAÉDRICA. 26

FIGURA 2.3 LOCALIZACIÓN DE LOS MINERALES ARCILLOSOS MÁS COMUNES EN LA CARTA DE PLASTICIDAD DE CASAGRANDE..... 33

FIGURA 2.4. ESTRUCTURA DE SUELO CON UN ALTO PORCENTAJE DE ILLITA..... 34

FIGURA 2.5. ESTRUCTURA DE SUELO CON UN ALTO PORCENTAJE DE MONTMORILLONITA 35

FIGURA 2.6 CURVA TERMOGRAVIMÉTRICA DE MONTMORILLONITA CON CATIONES DE CALCIO..... 36

FIGURA 2.7 GRUPO DE MATERIALES PARA LA SELECCIÓN DE ADITIVOS..... 43

FIGURA 2.8 CURVA TERMOGRAVIMÉTRICA DE UNA CAL CON UN ALTO CONTENIDO DE ÓXIDO DE CALCIO LUEGO DE SER SATURADA Y SECADA AL HORNO. 49

FIGURA 2.9 TENDENCIA DE LA DEFORMACIÓN CONFORME INCREMENTA EL NÚMERO DE CICLOS. 52

FIGURA 3.1 UBICACIÓN DE ARCILLAS EXPANSIVAS EN COSTA RICA 56

FIGURA 3.2 UBICACIÓN SITIOS DE MUESTREO 67

FIGURA 3.3 MAPA DE PENDIENTES DE LOS SITIOS DE MUESTREO..... 68

FIGURA 3.4 TOPOGRAFÍA DE LOS SITIOS DE MUESTREO A) SIQUIARES. B) LA GUÁCIMA 69

FIGURA 3.5 CONDICIONES DE HUMEDAD DEL SUELO DE SIQUIARES SEGÚN LA ÉPOCA DEL AÑO 70

FIGURA 3.6 CONDICIONES DE HUMEDAD DEL SUELO DE LA GUÁCIMA SEGÚN LA ÉPOCA DEL AÑO..... 70

FIGURA 3.7 MAPA GEOLÓGICO ZONA DE MUESTREOS..... 71

FIGURA 3.8. MAPA DEL TIPO DE SUELO DE LOS SITIOS DE MUESTREO..... 72

FIGURA 3.9 UBICACIÓN CALERA "CALIZA NICOYANA"..... 73

FIGURA 4.1 EXTRACCIÓN MUESTRA INALTERADA SIQUIARES 75

FIGURA 4.2 MUESTREO EN LA ZONA DE LA GUÁCIMA 77

FIGURA 4.3 PREPARACIÓN DEL SUELO PARA LA REALIZACIÓN DE PRUEBAS..... 78

FIGURA 4.4 CURVA GRANULOMÉTRICA DEL SUELO DE LA GUÁCIMA..... 80

FIGURA 4.5 CURVA GRANULOMÉTRICA DEL SUELO DE SIQUIARES..... 81

FIGURA 4.6 CURVA TERMOGRAVIMÉTRICA DEL SUELO DE LA GUÁCIMA 83

FIGURA 4.7 CURVA TERMOGRAVIMÉTRICA DEL SUELO DE SIQUIARES 83

FIGURA 4.8 CURVA PROCTOR DEL SUELO DE SIQUIARES..... 84

FIGURA 4.9 CURVA ESFUERZO- PENETRACIÓN CBR NO.1 SUELO SIQUIARES..... 85

FIGURA 4.10 CURVA ESFUERZO- PENETRACIÓN CBR NO.2 SUELO SIQUIARES 86
FIGURA 4.11 CURVA ESFUERZO- PENETRACIÓN CBR NO.3 SUELO SIQUIARES 87
FIGURA 4.12 SATURACIÓN DE ESPECÍMENES DE M_R UTILIZANDO MEMBRANAS DE LATEX 89
FIGURA 4.13 SATURACIÓN DE ESPECÍMENES DE M_R MEDIANTE ASCENSIÓN CAPILAR 90
FIGURA 4.14 VARIACIÓN DEL M_R NO.1 POR SECUENCIA, HUMEDAD ÓPTIMA 91
FIGURA 4.15 VARIACIÓN DEL M_R NO.2 POR SECUENCIA, HUMEDAD ÓPTIMA 91
FIGURA 4.16 VARIACIÓN DEL M_R POR SECUENCIA, ESPECÍMENES SOMETIDOS A SATURACIÓN 92
FIGURA 4.17 CURVA DE CONSOLIDACIÓN PARA UNA CARGA DE 4,85 KN 93
FIGURA 4.18 CURVA DE COMPRESIBILIDAD 93
FIGURA 4.19 PRESIÓN DE HINCHAMIENTO DEL SUELO DE SIQUIARES 94
FIGURA 4.20 PRESIÓN DE HINCHAMIENTO DEL SUELO DE LA GUÁCIMA 95
FIGURA 4.21 EXPANSIÓN LIBRE DEL SUELO DE SIQUIARES (HUMEDAD NATURAL) 96
FIGURA 4.22 EXPANSIÓN LIBRE DEL SUELO DE SIQUIARES (PASTILLA SECA) 96
FIGURA 4.23 EXPANSIÓN LIBRE DEL SUELO DE LA GUÁCIMA 97
FIGURA 4.24 VARIACIÓN DEL VALOR DE N_{SPT} CON LA PROFUNDIDAD OBTENIDO A PARTIR DE LA PRUEBA DE CONO SUECO (SUELO DE LA GUÁCIMA) 98
FIGURA 4.25 VARIACIÓN DEL VALOR DE NSPT CON LA PROFUNDIDAD OBTENIDO A PARTIR DE LA PRUEBA DE CONO SUECO (SUELO DE SIQUIARES) 99
FIGURA 4.26 CURVA TERMOGRAVIMÉTRICA DE LA CAL PRODUCIDA EN LA CALERA "CALIZA NICOYANA" 100
FIGURA 4.27 CURVA PROCTOR SUELO SIQUIARES ESTABILIZADO 103
FIGURA 4.28 CURVA ESFUERZO- PENETRACIÓN CBR NO.1 SUELO SIQUIARES ESTABILIZADO 104
FIGURA 4.29 CURVA ESFUERZO- PENETRACIÓN CBR NO.2 SUELO SIQUIARES ESTABILIZADO 105
FIGURA 4.30 PRESIÓN DE HINCHAMIENTO DEL SUELO DE SIQUIARES ESTABILIZADO (PASTILLAS 1 Y 2) 107
FIGURA 4.31 PRESIÓN DE HINCHAMIENTO DEL SUELO DE SIQUIARES ESTABILIZADO (PASTILLA 3) 107
FIGURA 4.32. EXPANSIÓN LIBRE DEL SUELO DE SIQUIARES ESTABILIZADO 108
FIGURA 5.1 SUELOS MUESTREADOS. A) SIQUIARES. B) LA GUÁCIMA 109
FIGURA 5.2 COMPARACIÓN DE CURVAS TERMOGRAVIMÉTRICAS 112
FIGURA 5.3 MUESTRA DE ARCILLA TOMADA PARA ANÁLISIS TERMOGRAVIMÉTRICO 114
FIGURA 5.4 COMPARACIÓN CURVAS TERMOGRAVIMÉTRICAS DE LA CAL 114
FIGURA 5.5 VARIACIÓN DEL CBR CON EL PORCENTAJE DE COMPACTACIÓN PARA EL SUELO NATURAL DE SIQUIARES 117
FIGURA 5.6 RELACIÓN ENTRE LA DENSIDAD SECA Y EL MÓDULO RESILIENTE PARA EL SUELO DE SIQUIARES 124
FIGURA 5.7 RELACIÓN ENTRE EL CONTENIDO DE HUMEDAD Y EL MÓDULO RESILIENTE PARA EL SUELO DE SIQUIARES. 124
FIGURA 5.8 CURVA DE PH VRS PORCENTAJE DE CAL 126
FIGURA 5.9 COMPARACIÓN DE LAS CURVAS PROCTOR 127
FIGURA 5.10 MUESTRA PARA ELABORACIÓN DE LÍMITES DE CONSISTENCIA. A) MATERIAL SIN TRATAMIENTO. B) MATERIAL ESTABILIZADO 127

FIGURA 5.11 COMPARACIÓN DE LOS LÍMITES DE CONSISTENCIA 128
FIGURA 5.12 COMPARACIÓN DEL LL CON VALORES RECOMENDADOS 130
FIGURA 5.13 COMPARACIÓN DEL IP CON VALORES RECOMENDADOS 130
FIGURA 5.14 VARIACIÓN DEL CBR CON EL PORCENTAJE DE COMPACTACIÓN PARA EL SUELO ESTABILIZADO 135
FIGURA 5.15 COMPARACIÓN DE VALORES DE CBR CON ESPECIFICACIONES DE PROPIEDADES DE LOS MATERIALES PARA SU USO EN ESTRUCTURAS DE PAVIMENTOS 135
FIGURA 5.16 VERIFICACIÓN DE CUMPLIMIENTO DE LA ESPECIFICACIÓN DE RESISTENCIA A LA CI DEL CR 2010 136

ÍNDICE DE CUADROS

CUADRO 1.1 ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO REALIZADOS 9
CUADRO 2.1 REQUISITOS DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN MÍNIMOS REQUERIDOS PARA MEZCLAS DE ESTABILIZACIÓN 18
CUADRO 2.2 VALORES REQUERIDOS DE ALGUNAS DE LAS PROPIEDADES DEL MATERIAL A SER USADO COMO BASE O SUBBASE 18
CUADRO 2.3 RESISTENCIA MÍNIMA A LA COMPRESIÓN INCONFINADA PARA MUESTRAS ESTABILIZADAS 19
CUADRO 2.4 RESISTENCIA MÍNIMA A LA COMPRESIÓN SIMPLE RECOMENDADA POR LA NLA PARA SUELO ESTABILIZADO CON CAL 20
CUADRO 2.5. CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS PARA INFRAESTRUCTURA DE PAVIMENTOS 20
CUADRO 2.6.GRUPOS DE ARCILLAS LAMINARES SEGÚN EL ARREGLO DE SUS LÁMINAS 27
CUADRO 2.7 CLASIFICACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS SEGÚN HOLTZ Y GIBBS (U.S.B.R) 37
CUADRO 2.8 CLASIFICACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS SEGÚN HOLTZ Y GIBBS (U.S.B.R) 37
CUADRO 2.9 CORRELACIÓN ENTRE EL POTENCIAL DE EXPANSIÓN Y EL ÍNDICE DE PLASTICIDAD 38
CUADRO 2.10 GRADO DE EXPANSIÓN SEGÚN EL POTENCIAL DE EXPANSIÓN 38
CUADRO 2.11. LEVANTAMIENTO DE LA SUPERFICIE SEGÚN EL ÍNDICE PLÁSTICO 40
CUADRO 2.12 MATRIZ PARA LA SELECCIÓN DEL AGENTE ESTABILIZADOR 44
CUADRO 3.1 CONCENTRACIÓN DE IONES EN LOS SUELOS DE PAVAS Y CIRUELAS 59
CUADRO 3.2. RESUMEN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DETERMINADOS EN ESTUDIOS SOBRE ARCILLAS EXPANSIVAS DE COSTA RICA (PARTE 1) 65
CUADRO 3.3. RESUMEN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DETERMINADOS EN ESTUDIOS SOBRE ARCILLAS EXPANSIVAS DE COSTA RICA (PARTE 2) 66
CUADRO 4.1 PROPIEDADES DE LOS SUELOS IN SITU 79
CUADRO 4.2 GRANULOMETRÍA DEL SUELO DE LA GUÁCIMA 80
CUADRO 4.3 GRANULOMETRÍA DEL SUELO DE SIQUIARES 81
CUADRO 4.4 LÍMITES DE ATTERBERG DEL SUELO DE LA GUÁCIMA (BS-1377) 82
CUADRO 4.5 LÍMITES DE ATTERBERG DEL SUELO DE SIQUIARES 82
CUADRO 4.6 HUMEDAD ÓPTIMA Y DENSIDAD SECA MÁXIMA SIQUIARES 84
CUADRO 4.7 RESULTADOS PRUEBA CBR NO.1 SUELO SIQUIARES 85

CUADRO 4.8 RESULTADOS PRUEBA CBR NO. 2 SUELO SIQUIARES 86
CUADRO 4.9 RESULTADOS PRUEBA CBR NO. 3 SUELO SIQUIARES 86
CUADRO 4.10 SATURACIÓN DE ESPECÍMENES AL MOMENTO DE LA FALLA 87
CUADRO 4.11 RESULTADOS CI MUESTRAS INALTERADAS SIQUIARES 88
CUADRO 4.12 RESULTADOS CI MUESTRAS REMOLDEADAS SIQUIARES 88
CUADRO 4.13 RESULTADOS CI MUESTRAS INALTERADAS LA GUÁCIMA 88
CUADRO 4.14 RESULTADOS M_R NO.1 SUELO SIQUIARES, HUMEDAD ÓPTIMA 90
CUADRO 4.15 RESULTADOS M_R NO.2 SUELO SIQUIARES, HUMEDAD ÓPTIMA 91
CUADRO 4.16 RESULTADOS M_R NO.3 SUELO SIQUIARES, SOMETIDO A SATURACIÓN 92
CUADRO 4.17 RESULTADOS DEL ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN DEL SUELO DE SIQUIARES 93
CUADRO 4.18 DATOS ENSAYO DE PRESIÓN DE HINCHAMIENTO PARA EL SUELO DE SIQUIARES 94
CUADRO 4.19 DATOS ENSAYO DE PRESIÓN DE HINCHAMIENTO PARA EL SUELO DE LA GUÁCIMA 95
CUADRO 4.20 DATOS ENSAYO DE EXPANSIÓN LIBRE PARA EL SUELO DE SIQUIARES 95
CUADRO 4.21 DATOS ENSAYO DE EXPANSIÓN LIBRE PARA EL SUELO DE LA GUÁCIMA 96
CUADRO 4.22 GRANULOMETRÍA DE LA CAL EMPLEANDO ÚNICAMENTE LAS MALLAS NO. 30 Y NO. 200 99
CUADRO 4.23 COMPOSICIÓN QUÍMICA DE LA CAL PRODUCIDA EN LA CALERA CALIZA NICOYANA 100
CUADRO 4.24 RESULTADOS DEL ENSAYO DE PH 101
CUADRO 4.25 LÍMITES DE ATTERBERG DEL SUELO SIQUIARES ESTABILIZADO 102
CUADRO 4.26 CURVA PROCTOR DEL SUELO DE SIQUIARES ESTABILIZADO 102
CUADRO 4.27 RESULTADOS PRUEBA CBR NO. 1 SUELO SIQUIARES ESTABILIZADO 104
CUADRO 4.28 RESULTADOS PRUEBA CBR NO. 2 SUELO SIQUIARES ESTABILIZADO 104
CUADRO 4.29 RESULTADOS CI MUESTRAS ESTABILIZADAS SIQUIARES 106
CUADRO 4.30 DATOS ENSAYO DE PRESIÓN DE HINCHAMIENTO PARA EL SUELO DE SIQUIARES ESTABILIZADO 106
CUADRO 4.31 DATOS ENSAYO DE PRESIÓN DE HINCHAMIENTO PARA EL SUELO DE SIQUIARES ESTABILIZADO 107
CUADRO 5.1 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS PRINCIPALES DE LOS SUELOS EN ESTUDIO 110
CUADRO 5.2 PORCENTAJE DE DIFERENCIA SEGÚN LA NORMA UTILIZADA 110
CUADRO 5.3 PORCENTAJE DE DIFERENCIA ENTRE SITIOS DE MUESTREO 111
CUADRO 5.4 COMPOSICIÓN QUÍMICA DE LA CAL DE LA CALERA CALIZA NICOYANA OBTENIDA A PARTIR DEL ANÁLISIS TERMOGRAVIMÉTRICO 115
CUADRO 5.5 COMPARACIÓN DE LA GRANULOMETRÍA DE LA CAL CON LA ESPECIFICACIÓN ASTM C977 116
CUADRO 5.6 RESUMEN DE RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE COMPRESIÓN INCONFINADA 118
CUADRO 5.7 COHESION Y CI A PARTIR DE CORRELACIONES CON EL VALOR DE NSPT PARA LOS SUELOS EN ESTUDIO 120
CUADRO 5.8 POTENCIAL DE EXPANSIÓN DE LOS SUELOS EN SU ESTADO NATURAL SEGÚN MÉTODOS INDIRECTOS 121
CUADRO 5.9 VALORES DE MÓDULO RESILIENTE OBTENIDOS A PARTIR DE LA PRUEBA DE CBR (ECUACIÓN 2.13) 125
CUADRO 5.10 PORCENTAJE DE VARIACIÓN DE LOS LÍMITES DE CONSISTENCIA 128
CUADRO 5.11 REDUCCIÓN EN EL PORCENTAJE DE EXPANSIÓN 131

CUADRO 5.12 REDUCCIÓN EN LA PRESIÓN DE HINCHAMIENTO 132
CUADRO 5.13 POTENCIAL DE EXPANSIÓN DEL SUELO ESTABILIZADO SEGÚN MÉTODOS INDIRECTOS 133
CUADRO 5.14 INCREMENTO EN EL VALOR DE CBR AL ESTABILIZAR EL SUELO DE SIQUIARES 133
CUADRO 5.15 COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE PRUEBAS DE CBR DEL MATERIAL ESTABILIZADO 134

Simbología

w_{opt}: Contenido de humedad óptimo.

w: Contenido de humedad.

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials

ASTM: American Society for Testing and Materials.

CBR: California Bearing ratio.

CCCR: Código de Cimentaciones de Costa Rica.

CI: Compresión Inconfinada.

G_s: Gravedad específica.

Lanamme UCR: Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica.

M_R: Módulo resiliente.

NLA: Asociación Nacional de la Cal (siglas de "National Lime Association").

S: Saturación.

SPT: Prueba de penetración estándar (siglas de "Standard Penetration Test").

SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

TGA: Análisis termogravimétrico (siglas de "termogravimetric analysis").

w_{sat}: Contenido de humedad de saturación.

W_c: Peso cápsula.

W_{ms}: Peso muestra seca.

W_{mw}: Peso muestra húmeda.

ρ_d: Densidad seca.

$\rho_{dmáx}$: Densidad seca máxima.

ρ_T: Densidad total.

Castro Muñoz, Esteban
Estudio de un suelo arcilloso expansivo del Valle Central Occidental de Costa Rica para su uso como subrasante.
Proyecto Final de Graduación – Ingeniería Civil – San José. C.R.:
E. Castro M., 2012
xv, 142, [57]m, ils. col. – 78 refs.

Resumen

Este estudio realizó la evaluación de las principales características físicas y mecánicas de las arcillas expansivas de la zona occidental del Valle Central (distritos Ciruelas, San Rafael y La Guácima, del cantón Alajuela y distrito central del cantón Belén), así como de una forma de estabilización química, con el objetivo de mejorar su desempeño como subrasante dadas las afectaciones y daños que produce este tipo de suelo a las carreteras y caminos vecinales.

Se resumieron las propiedades físicas y mecánicas reportadas en trabajos finales de graduación y otras fuentes de referencia. Se escogieron dos sitios representativos dentro de la zona de estudio (Siquiares y Autódromo La Guácima) en los cuales se realizaron ensayos de penetración con cono (sondeo sueco) y se extrajeron muestras para la realización de ensayos en el laboratorio. Los materiales tienen color grisáceo o negruzco, en condición húmeda son extremadamente blandos, presentan una apariencia cremosa y se adhieren a las herramientas mientras que en condición seca son muy duros y tienen una consistencia casi pétrea, siendo difíciles de trabajar en ambos casos. La morfología del terreno superficial varía entre el abultamiento en condición húmeda y el agrietamiento en condición seca. Los ensayos de campo verificaron que la capa superficial es muy blanda, con un espesor de 1,40 a 2,0 m.

Con base en el análisis granulométrico se concluye que los materiales ensayados tienen una altísima proporción de partículas de tamaño coloidal (inferior a 0,001 mm), lo cual indica que las fuerzas eléctricas juegan un papel importante en el comportamiento. Esto se confirma con los valores altos de los límites de consistencia, que permiten clasificar el suelo como CH en el Sistema Unificado o A-7-6 en el Sistema AASHTO. Los criterios teóricos aplicados confirman que son materiales altamente expansivos. El análisis termogravimétrico permitió verificar características asociadas con el mineral montmorillonita.

Se determinó la humedad óptima para compactación y se evaluó la capacidad de soporte relativa (CBR). Sin embargo, el valor de CBR en la condición cercana a la saturación es muy bajo y esto obligaría a colocar capas estructurales (base, carpeta) de gran espesor y no se resolvería el problema de los cambios volumétricos que producen las variaciones estacionales de la humedad. También se evaluó el módulo resiliente del material compactado en la condición de humedad óptima y se puede concluir que esta propiedad es muy sensible a pequeños cambios de densidad y también se verá afectada fuertemente por la variación de la humedad.

Se verificó que la presión de hinchamiento también es sensible a la condición de densidad y humedad inicial de la muestra, dado que el valor obtenido está dentro de un rango amplio, según los valores reportados en las referencias. Esto permite concluir que la construcción de un relleno elevado sobre el nivel del terreno para contrarrestar la presión puede ser onerosa y no es practicable siempre, porque además ensancha la base requerida. Los resultados de la prueba de compresión inconfinada mostraron que la resistencia del suelo se ve afectada fuertemente por la humedad pero no es sensible al remoldeo, indicando la posibilidad de que el material presente tixotropía.

Finalmente, se determinó que es necesario un 6% de cal (porcentaje por peso) para estabilizar la químicamente el suelo. Según las pruebas realizadas, la consistencia del material estabilizado cambia en el tiempo debido a las reacciones químicas, mejorando tanto las propiedades físicas como las mecánicas con el curado. La resistencia a la compresión inconfinada del suelo estabilizado permite teóricamente su uso como base en una estructura de pavimento. Sin embargo, por razones prácticas se recomienda que se considere una subbase y se analice la estructura resultante. Para el diseño y la construcción, se debe implementar una forma de control de la variación de humedad de la subrasante.

E.C.M.

Palabras clave: Universidad de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Civil, subrasante, arcilla expansiva, Siquiares, La Guácima, propiedades físicas, propiedades mecánicas, estabilización con cal.

Ing. William Vargas Monge, Ph. D.
Escuela de Ingeniería Civil

Capítulo 1: INTRODUCCIÓN

1.1 Justificación

1.1.1 Problema específico

Existen diversos tipos de suelo con diferentes propiedades físicas y mecánicas que impactan de forma directa el diseño, construcción y factibilidad económica de las obras de infraestructura.

Algunos los suelos cuyas características producen una mayor cantidad de problemas desde el punto de vista geotécnico, identificados en el área de estudio, son las arcillas expansivas, los suelos arcillosos rojizos y los montículos.

Las arcillas expansivas presentan variaciones de volumen considerables una vez que su grado de saturación se ve modificado lo cual afecta principalmente a obras livianas y lineales (viviendas, carreteras, entre otras). Estas estructuras sufren grandes deformaciones que provocan su agrietamiento, generando pérdidas económicas considerables, por la necesidad de aplicar métodos correctivos y reparación.

Los suelos arcillosos rojizos se asocian a problemas de inestabilidad, requiriéndose construir estructuras secundarias o aplicar tratamientos de mejoramiento de suelo para estabilizar los taludes producidos ya sea por corte o movimientos de tierra.

En el caso de los suelos que presentan gran cantidad de bloques de roca embebidos, montículos, se requiere el uso de equipo especial o métodos más drásticos como lo sería el empleo de voladura (explosivos). Esta situación representa un elevado costo en obras en las que se requiere hacer una cantidad considerable de excavaciones o perforaciones.

La variación del tipo de suelo y de sus propiedades en áreas relativamente pequeñas representa un problema en la elaboración de un proyecto, ya que se tiene un alto grado de incertidumbre con respecto a si se están considerando las condiciones más críticas del suelo sobre el que se construirá. El determinar los parámetros del suelo en esta condición es de gran importancia al momento del diseño de la cimentación u obras secundarias de estabilización y retención, así como en la estimación de los costos.

De acuerdo con la zonificación geotécnica del Código de Cimentaciones de Costa Rica en la zona occidental del valle central, dentro de la cual se encuentran el cantón central de Alajuela, específicamente Siquiares y la Guácima, se tiene la presencia de arcillas superficiales, sin embargo no se brinda información acerca de las características de las mismas.

La presencia de arcillas expansivas en la zona ha provocado un gran deterioro de la infraestructura vial, esto puede observarse claramente en las siguiente figura, correspondientes a la ruta nacional 721 en la zona de Siquiares cerca de uno de los sitios en los que se efectuó el muestreo de material.

A) B)

Figura 1.1 Condiciones de la estructura de pavimentos de la ruta 721 en una zona con suelos expansivos

Fuente: Vargas, 2010.

En A se observa un hundimiento en la carretera provocado por los cambios de volumen que experimenta este tipo de suelo al variar sus condiciones de humedad, mientras que en B se muestra la falta de una estructura adecuada de drenaje, contribuyendo en el deterioro de la estructura de pavimentos.

El conocimiento de las propiedades físicas y mecánicas proporciona al ingeniero geotecnista una idea acerca del comportamiento que un determinado suelo tendrá cuando varíen sus condiciones de humedad, tanto del punto de vista de resistencia como de deformación.

Por tal razón se pretende caracterizar de una forma más precisa las propiedades físicas y mecánicas de los suelos de la Guácima y Siquiares, compuestos principalmente por arcillas expansivas, y determinar las variaciones que estas presentan al ser tratadas con un material estabilizante (cal).

1.1.2 Importancia

En los últimos años la zona occidental del valle central ha experimentado un desarrollo industrial y económico acelerado el cual se espera que se incremente producto de la apertura de la autopista a Caldera (ruta nacional 27) y gran cantidad de parques industriales.

Este crecimiento implica la construcción de gran cantidad de obras de infraestructura, tanto de complejos habitacionales, industria, comercio y obras civiles para solventar las necesidades de transporte (carreteras), electricidad (torres de distribución), agua (redes de distribución), entre otras, que se podrían generar.

Para el caso de infraestructura vial y en particular las rutas dentro de las zonas de estudio el desarrollo se ve reflejado en un aumento del tránsito y cambio del tipo de vehículos que circulan por las mismas, lo cual puede observarse en la Figura 1.2. Esto conlleva a la necesidad de rediseñar y analizar diferentes alternativas con el fin de asegurar que la estructura soporte las nuevas cargas de tránsito y corregir los errores cometidos debido a un enfoque poco integral, en el cual no se consideraron adecuadamente las propiedades geotécnicas de los suelos empleados como subrasantes ni las condiciones climáticas de los sitios.

Figura 1.2 Condiciones de tránsito de la ruta 721

Fuente: Vargas, 2010.

Como las cargas de las estructuras finalmente serán transmitidas al suelo debe determinarse si este es capaz de soportarlas sin sufrir grandes deformaciones, lo cual solo es posible si se conocen la resistencia y las características de este.

Un mayor conocimiento del suelo permite prever la necesidad de mejorar alguna de sus propiedades, ya sea mediante compactación, tratamiento químico, columnas de grava, geosintéticos, entre otras alternativas, que resulta mucho más económico que luego tener que reparar las estructuras y buscar algún método constructivo que permita la aplicación de un tratamiento de mejoramiento del suelo teniendo ya presente la obra.

Por tal razón resulta de gran relevancia determinar las propiedades físicas y principalmente las mecánicas de los suelos presentes en esta área, ya que no se cuenta con mucha información acerca de estas ni de su variación en la estratigrafía, primordialmente de aquella que se necesita para realizar un adecuado diseño de estructuras de pavimentos.

También es de gran importancia analizar diferentes alternativas para contrarrestar o mejorar aquellas propiedades que representan un problema para un adecuado nivel de servicio durante la vida útil de la infraestructura, en este caso vial.

Una de estas soluciones corresponde al tratamiento con agentes químicos, los cuales pueden actuar directamente sobre la estructura y composición del material o simplemente disminuyendo el efecto de los agentes externos sobre los suelos, agua.

Debido a lo expuesto anteriormente se concluye que la caracterización de los suelos de esta zona, tanto en su estado natural como una vez tratados con un agente químico, particularmente de las arcillas expansivas, representa una fuente de información útil para todo aquel profesional dedicado al diseño y construcción de obras.

Los resultados de este tipo de investigaciones podrían incluirse en el Código de Cimentaciones de Costa Rica, mediante una división del país en zonas cuyos suelos presentan características geotécnicas similares; a su vez se podría especificar el rango de valores en los que se encuentran los parámetros más importantes para diseñar, no solo en su estado natural sino también una vez tratados.

1.2 Antecedentes teóricos y prácticos del problema

Tanto las características geotécnicas de las arcillas expansivas, la determinación de la eficiencia de diferentes químicos para disminuir su potencial de hinchamiento y el estudio del módulo resiliente han sido tratados en trabajos finales de graduación así como en algunas publicaciones de diferentes escuelas pertenecientes a la Universidad de Costa Rica. Debido a la gran cantidad de estudios realizados con respecto a estos temas solo se mencionaran aquellos estudios llevados a cabo directamente en arcillas expansivas y algunos de los efectuados con respecto al módulo resiliente y la estabilización de materiales con cal para su uso con fines viales.

Uno de los primeros estudios realizados se titula "Estudio Agrológico de la Hacienda Lindora", elaborado por Carvajal y Vargas (1952), en el que se describe desde el punto de vista geológico el suelo presente en la Zona de Pozos de Santa Ana.

Tapia (1990) trata el tema de "Estabilización de arcillas expansivas" analiza los efectos de varios agentes estabilizantes sobre la plasticidad y expansión en muestras remoldeadas de arcillas pertenecientes al cantón de Pavas, mostrando los resultados de los procedimientos utilizados para obtener los porcentajes óptimos de cemento o cal para contrarrestar la expansión de la arcilla.

Villalobos Montero (1991) en su trabajo final de graduación denominado "Determinación de cambios volumétricos en arcillas", caracteriza las arcillas de los cantones de Santa Ana, Ciruelas de Alajuela y San Pedro de Pavas, analizando a su vez el grado de hinchamiento de las mismas para las épocas de invierno y verano y determinando los efectos que este cambio volumétrico puede tener sobre una estructura liviana de acuerdo con la época en que se construya y su nivel de desplante.

Mora Lagos (1993) a partir del tema "Estabilización de arcillas expansivas con cal" establece los porcentajes óptimos de cal para estabilizar las arcillas expansivas de San Pedro de Pavas y Ciruelas, también definió relaciones entre el porcentaje de cal y la plasticidad de la arcilla.

Solano Romero (1997) investigó el efecto provocado sobre la expansión volumétrica de los suelos arcillosos de dos sitios de Alajuela al aplicar inyecciones de un agente químico en su trabajo "Estabilización de arcillas expansivas con agentes químicos".

Odio Salazar (2000) en el "Manual de soluciones teórico-prácticas para el tratamiento de arcillas expansivas" presenta la distribución geográfica de las arcillas expansivas en el Gran Área Metropolitana, las características físicas y químicas que estas poseen e información de diferentes métodos para estabilizarlas.

Valerio Salas (2003) evaluó el empleo de un elemento impermeable como método para disminuir el potencial de hinchamiento de las arcillas expansivas de Pozos de Santa Ana, San Antonio de Belén y San Rafael de Escazú en su proyecto "Evaluación del método de aislamiento de humedad para estructuras livianas y caracterización geotécnica de arcillas expansivas". Para cumplir el objetivo principal de este trabajo se realizaron pruebas básicas de clasificación, resistencia, contracción y expansión a los suelos en estudio.

Lacayo Elizondo (2004) trabajó el tema de "Suelos residuales de origen volcánico en el valle central occidental de Costa Rica" en el cual se investigan los procesos de meteorización que participan en la formación de un suelo residual y su relación con las propiedades geotécnicas del mismo.

Hernández Murillo (2006) en el documento titulado "La investigación geotécnica de los suelos problemáticos para el diseño vial" trata los problemas que frecuentemente presentan las carreteras en zonas tropicales debido a propiedades particulares de los suelos; a su vez a partir del análisis de esta información elabora una guía en la que se definen los pasos y las características que debe poseer una investigación geotécnica adecuada.

Hidalgo Arroyo (2009) trató el tema "Arcillas expansivas, comportamiento, identificación y propiedades una vez estabilizadas con el agente químico EcSS3000", en el cual se evaluó el comportamiento y las propiedades de una arcilla expansiva una vez que se le aplicó un agente químico estabilizador y su comparación con el material sin tratar, los materiales utilizados fueron muestreados de los cantones de Santa Ana y San Isidro de Heredia, en este se detectó una disminución en el porcentaje de hinchamiento del suelo y un aumento en la densidad de la arcilla.

Herrera Chacón (2007) en su proyecto de graduación "Valoración del módulo resilente para un suelo utilizado como subrasante" obtiene los valores de módulo resilente para los materiales constitutivos de un pavimento de la carretera a San Carlos y los compara con los

valores retrocalculados a partir del FWD. En dicho trabajo también se analiza la variación del módulo en función de la saturación, densidad y magnitud de esfuerzos axiales y radiales.

Carolina Mohs A (2008) identificó el Mr de dos suelos de subrasante ubicados en Río Grande de Atenas y la Costanera Sur variando el contenido de humedad y el grado de compactación, publicando los datos bajo el título de "Variación del módulo de resiliencia de suelos de subrasante según el contenido de humedad y el grado de compactación".

Los trabajos de investigación acerca del tratamiento de materiales con cal para fines viales han sido desarrollados principalmente por la Unidad de Investigación en Infraestructura Vial del Lanamme UCR. De acuerdo con Badilla (2012) en primera instancia en el 2008 esta unidad publicó el trabajo de investigación titulado "Guía para la estabilización y el mejoramiento de rutas no pavimentadas", en el cual recopilaron información acerca de la estabilización y mejoramiento de rutas no pavimentadas.

En el 2009 llevó a cabo el proyecto denominado "Implementación de los ensayos de laboratorio para el diseño y evaluación del desempeño de materiales estabilizados con cal". Luego en el 2010 el Lanamme UCR junto con CACISA iniciaron el proyecto de investigación "Implementación de la metodología de diseño para materiales tratados con cal en la construcción y evaluación del desempeño de tramo de prueba en un proyecto en construcción", en la primera fase efectuaron diversas pruebas de laboratorio para determinar el grado de estabilización alcanzado por los materiales una vez tratados, mientras que en la segunda fase se pretendía construir y monitorear tramos de prueba en el proyecto Sifón-La Abundancia, sin embargo no pudieron llevar a cabo dicha etapa del proyecto por factores ajenos al mismo.

Retomando el eje de investigación de este último trabajo, en el 2011 dicha unidad de investigación inició los proyectos denominados "Evaluación del desempeño de materiales tratados con cal en tramos de prueba, municipalidad de Cañas" y "Evaluación del desempeño de materiales tratados con cal en tramos de prueba, municipalidad de Cartago" los cuales desarrolla en conjunto con dichas municipalidades.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

- Caracterizar las propiedades físicas y mecánicas de un suelo arcilloso expansivo de la zona occidental del Valle Central y evaluar la posibilidad de su uso como subrasante.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Investigar las propiedades de las arcillas del oeste del Valle Central con base en estudios publicados.
- Seleccionar dos sitios donde estudiar la estratigrafía y extraer muestras.
- Realizar ensayos de campo para medir la resistencia a la penetración en una determinada condición de humedad.
- Realizar ensayos de laboratorio para caracterizar el comportamiento físico y mecánico de los suelos muestreados.
- Determinar el efecto de estabilización química sobre las propiedades mecánicas de uno de los suelos muestreados.

1.4 Delimitación del problema

1.4.1 Alcances

- Se estudiaron un sitio y un suelo dentro del área de arcillas expansivas de Siquiares y la Guácima, según el mapa de Bogantes y otros (2002).
- La investigación fue fundamentalmente de tipo experimental, mediante ensayos de laboratorio y de campo.
- Los ensayos de caracterización física se realizaron en ambos suelos, mientras que los de comportamiento mecánico se efectuaron principalmente en el suelo de Siquiares. Específicamente se realizaron los ensayos mostrados en el Cuadro 1.1, los cuales son

importantes para identificar la problemática de los suelos expansivos y su comportamiento como subrasante.

- Se realizaron ensayos de análisis termogravimétrico para la identificación de los minerales arcillosos y la determinación de la composición química de la cal.
- Se determinó el efecto de la cal producida en la calera La Nicoyana sobre el comportamiento del suelo de Siquiares, verificándose si una vez estabilizado era adecuado para ser utilizado como subrasante.
- No se analizaron las posibles soluciones a los problemas específicos del diseño de estructuras de pavimentos. Solamente se estudiaron algunos parámetros usados.
- No se realizó el análisis económico de la aplicación del método de estabilización en el campo.

Cuadro 1.1 Ensayos de campo y laboratorio realizados

PRUEBA		DESIGNACIÓN	EQUIPO
CAMPO	Evaluación visual de los suelos (color, textura, olor)	No posee	No se requiere
	Extracción de muestras	No posee	No se requiere
	Sondeo de penetración	No posee	Cono sueco
LABORATORIO	Determinación de la humedad natural	ASTM D-2216	Variado, disponible en el Laboratorio de geotecnia
	Límites de Atterberg	ASTM D-4318	
	Gravedad específica de un suelo	ASTM D-854	
	Análisis granulométrico	ASTM D-422	
	Compactación (Proctor estándar)	ASTM D-698	
	Valor relativo de soporte de California (CBR)	ASTM D-1883	
	Consolidación de suelos	ASTM D-2435	
	Expansión Libre y Presión de Hinchamiento	ASTM D-3877	
	Análisis termogravimétrico (TGA)		Laboratorio de Ligantes Asfálticos Lanamme UCR
	Módulo de resiliencia	AASHTO T-307-99	Laboratorio de Ensayos Dinámicos Lanamme UCR

1.4.2 Limitaciones

- La recolección de muestras y elaboración de ensayos de campo y de laboratorio estuvo limitada por la disponibilidad del equipo en el Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (Lanamme UCR).

- No se encontró suficiente información acerca de las curvas termogravimétricas características de los diferentes minerales de arcilla, ni del análisis de las mismas.

- El ensayo de penetración realizado es aplicable únicamente a suelos blandos por lo que se realizó en la condición de máxima humedad en el sitio (estación lluviosa).

- Solo se realizaron los ensayos para la determinación de las propiedades de resistencia y mecánicas del suelo de Siquiares. Principalmente por razones de tiempo, relacionadas con la disponibilidad de equipo.

- Para la estabilización solo se utilizó la cal producida en la calera Nicoyana de la formación Barra Honda, ya que en estudios anteriores era la que mejor resultados de estabilización había generado y porque su producción es semi industrial, lo cual representa una mayor probabilidad de que su composición química sea similar a través del tiempo.

1.5 Metodología

La metodología seguida para la elaboración del proyecto se muestra en la Figura 1.3

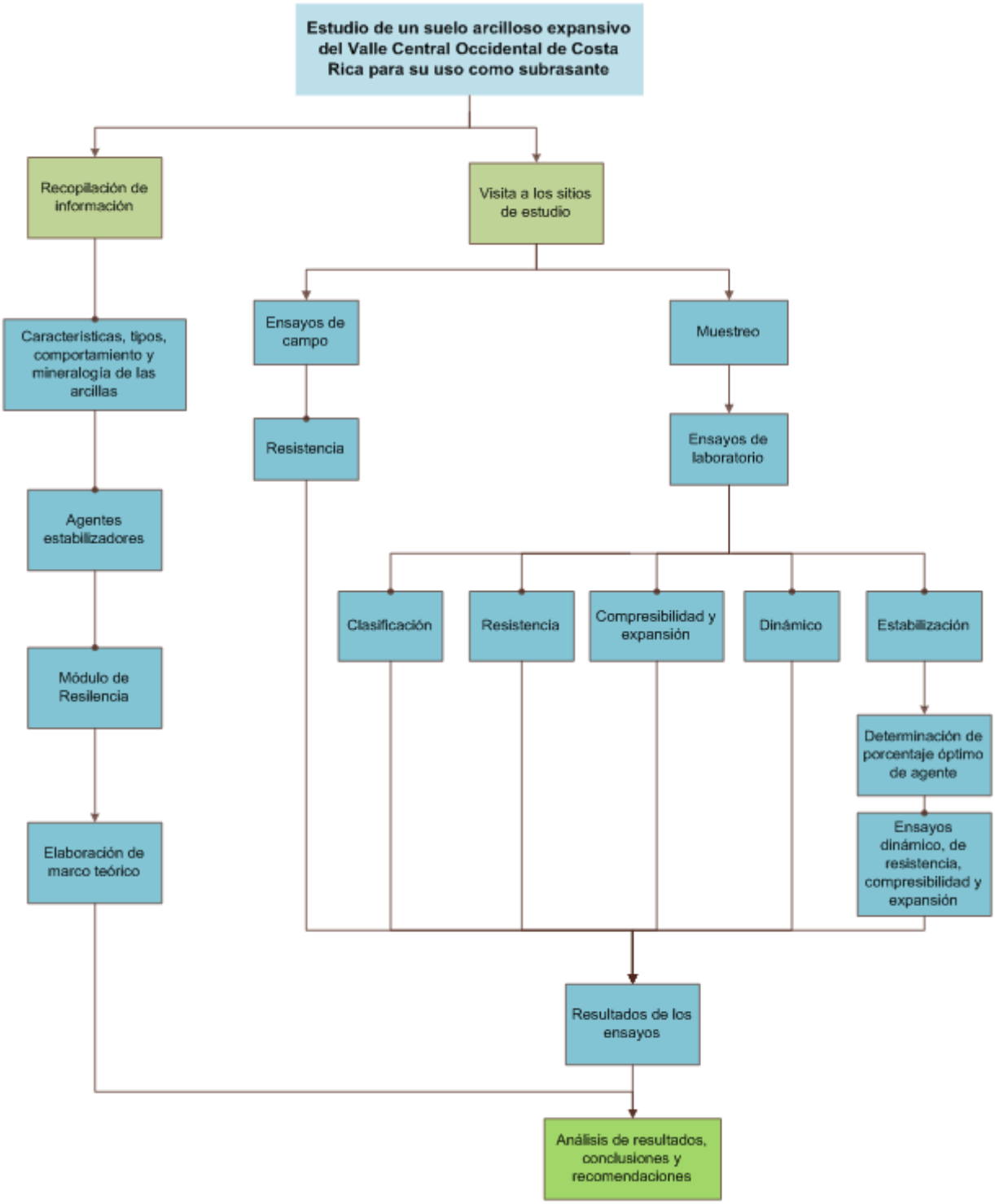


Figura 1.3 Esquema Metodológico

Recopilación de información: En esta fase se buscó información con respecto a las arcillas, los agentes químicos que son utilizados para su estabilización, y el módulo resiliente.

A partir de esta recopilación se determinaron los sitios en los que hay presencia de arcillas expansivas, permitiendo definir de forma preliminar los lugares en los que se iban a tomar las muestras, específicamente Siquiares y la Guácima.

De igual forma se determinaron los sitios en Costa Rica en los que se produce cal, su proceso productivo y calidad, en cuanto a estabilización y aumento de resistencia al emplearse como agente estabilizador en suelos.

Con la información recopilada se decidió utilizar la cal que se produce en Nicoya, Guanacaste, más específicamente en la calera Nicoyana, ya que presenta un proceso productivo semi-industrial, lo que representa menor variabilidad de sus propiedades, y fue la que brindó mejores resultados en el tratamiento de un suelo.

Mediante esta revisión también se verificaron los antecedentes teóricos y prácticos relacionados con los temas en estudio, permitiendo identificar si los materiales propuestos ya habían sido caracterizados geotécnicamente y si se han estudiado las modificaciones que sufren ante el tratamiento con cal.

Ensayos de campo y laboratorio: Una vez definidos los materiales a muestrear se realizaron varias giras de campo, en las que se ejecutaron los ensayos en sitio propuestos en el Cuadro 1.1 y se tomaron muestras para su investigación a partir de pruebas de laboratorio.

Para ambos sitios se tomaron tanto muestras inalteradas como alteradas, en el caso de Siquiares las giras para la recolección de material se hicieron en la época seca, mientras que para la Guácima la gira se realizó en la época lluviosa.

La caracterización del material se realizó mediante ensayos de: clasificación, resistencia, compresibilidad, expansión y dinámicos (M_R).

Solo el suelo de Siquiares fue tratado con agente estabilizador y se le efectuaron todas las pruebas mostradas en el Cuadro 1.1. Al suelo de la Guácima solo se le efectuaron las pruebas de clasificación, incluida la prueba termogravimétrica, compresión inconfinada, expansión libre y presión de hinchamiento.

Todas las pruebas de clasificación se realizaron al menos en dos ocasiones, inclusive efectuándose el ensayo de límites de consistencia siguiendo los procedimientos descritos en la norma de la *American Society for Testing and Materials* (ASTM) y la norma británica.

Los ensayos de expansión e hinchamiento se trataron de realizar tanto para las condiciones in situ y las más críticas del material, por lo que las pastillas utilizadas se dejaron durante varios días en la cámara de ambiente controlado con el objetivo de que perdieran la mayor cantidad de humedad posible. Ya que como es sabido los esfuerzos de succión tienen gran importancia en estas propiedades del suelo.

La rigidez del material y su respuesta al ser sometido a cargas cíclicas se determinó a partir del ensayo de módulo resiliente. Este se efectuó en pastillas con un contenido de humedad igual al óptimo y la densidad seca máxima determinados en el ensayo Proctor.

Se trató también de observar el comportamiento del suelo en el ensayo de módulo resiliente al estar saturado, sin embargo no se logró por las características expansivas del material. A pesar de ello se ensayaron especímenes con un contenido de humedad un poco mayor al óptimo.

En forma paralela se ejecutaron ensayos para la determinación del porcentaje óptimo de cal para la arcilla de Siquiares mediante la prueba de pH. Una vez que este fue determinado se procedió a realizar pruebas de resistencia y de variación volumétrica al material ya tratado, con el fin de determinar el grado de estabilización e incremento de la resistencia, logrados por el tratamiento.

Análisis de resultados: A partir de los valores obtenidos de las pruebas se completó la caracterización de los suelos estudiados.

Se estableció la cantidad de cal requerida para lograr la menor variación volumétrica del material ante los cambios de humedad y se corroboraron los resultados obtenidos en trabajos anteriores acerca de la influencia de algunas propiedades del material en la eficacia del agente estabilizador, ya que normalmente estos solo son válidos en los materiales en los que se lleva a cabo el estudio.

De los ensayos de límites de consistencia y compactación, se comprobó lo expuesto en otros trabajos en cuanto a la modificación de las propiedades físicas del suelo al ser tratado con cal.

Mediante la comparación de los ensayos de CBR y compresión inconfinada se analizó el incremento en la resistencia del material.

Al hacer pruebas de expansión y presión de hinchamiento con el contenido de humedad in situ del material y el contenido de humedad de estabilización al dejar las pastillas en el cuarto de ambiente controlado, el cual es menor, se estudió la influencia de dicho parámetro en los resultados de estos ensayos.

De los resultados de los ensayos de resistencia y comportamiento volumétrico del material se evaluó si cumple con los requerimientos recomendados en diferentes manuales de diseño e investigaciones para ser utilizado como subrasante, en su estado natural y una vez estabilizado.

Por último mediante los resultados del ensayo termogravimétrico se analizó cual podría ser el tipo de mineral que compone principalmente las arcillas de los sitios en estudio. De igual forma a partir de este ensayo se estudió la posibilidad de determinar la pureza de la cal a partir de la información que brinda.

Capítulo 2: MARCO TEÓRICO

2.1 Introducción

Para desarrollar el tema a tratar deben tenerse conocimientos teóricos referentes a cuatro ejes principales, los cuales están conformados por el estudio de las propiedades que debe poseer un suelo para asegurar su adecuado desempeño como subrasante, arcillas expansivas, agentes químicos de estabilización y el módulo resiliente.

Dentro de estos ejes destacan los requerimientos establecidos en las guías de diseño de pavimentos para el uso de un material como subrasante, el conocimiento de los factores que influyen en el potencial de expansión de las arcillas, los procedimientos utilizados para determinar la cantidad óptima de agente estabilizador para un determinado suelo y los aspectos que influyen en el valor módulo resilente.

2.2 Subrasante

La subrasante es una de las capas de la estructura de pavimentos y conforma la cimentación de la misma. La estructura de pavimentos está constituida por capas de diferentes materiales, los cuales se seleccionan según sus propiedades físicas y mecánicas.

De acuerdo con Vargas "estas capas son ordenadas en forma creciente de resistencia y rigidez de los materiales y colocadas con espesor decreciente sobre la subrasante", esto con el fin de disminuir a un nivel aceptable los esfuerzos y deformaciones transmitidos al suelo, tratando de configurar los espesores de capa según la resistencia, rigidez y costo del material que las compone, por lo que la capa de rodadura es la de menor espesor.

Los pavimentos se clasifican según las características mecánicas de los materiales y las funciones de las diferentes capas en flexibles, rígidos o mixtos. En los flexibles la estructura se deforma bajo una carga mientras que en los rígidos la estructura no se deforma debido a la alta rigidez del material.

En este trabajo se estudiarán las propiedades de un suelo para su uso como subrasante en una estructura de pavimentos flexible, siendo por lo tanto de gran importancia la evaluación de la deformabilidad del mismo.

2.2.1 Diseño de Pavimentos en Costa Rica

La metodología de diseño empleada en Costa Rica corresponde a la establecida en AASHTO 93, la cual es de carácter empírico por lo que no toma en cuenta de forma adecuada las propiedades de los materiales, las condiciones climáticas y las características y variación del tránsito. Sino que se basa en el módulo resiliente el cual es un valor que depende de diversos factores, lo cual lo hace muy variable.

A su vez por razones económicas y de tiempo normalmente no se efectúa la prueba para la determinación del módulo resiliente de los materiales sino que se emplean correlaciones con otras propiedades cuya determinación es más fácil, como el valor CBR o resistencia última a la compresión inconfinada, las cuales para el caso de los suelos de nuestro país poseen gran incertidumbre y variabilidad.

La ecuación básica de diseño establecida en AASHTO 93 es la siguiente:

$$\log W_{18} = Z_R * S_0 + 9{,}36\log(SN+1) - 0{,}20 + \frac{\log\left(\frac{\Delta PSI}{4{,}2-1{,}5}\right)}{0{,}40+\frac{1094}{(SN+1)^{5{,}19}}} + 2{,}32\log(M_R) - 8{,}07 \quad \text{(Ec. 2.1)}$$

En donde:

W_{18}: Logaritmo en base 10 del número de ESAL (Ejes equivalentes de diseño de 18 000 lb, por sus siglas en inglés) estimado para el período de vida del pavimento. Se toma de la ecuación empírica original del "AASHTO Road Test" y representa las cargas de tránsito.

Z_r: Probabilidad con la que se desea que cumpla el período de diseño.

S_0: Está relacionado con la estadística y se refiere a la desviación estándar.

ΔPSI: Es la diferencia entre el nivel de servicio inicial (año 0) y el nivel de servicio final que se espera que tenga el pavimento luego de su vida útil.

M_R: Módulo resiliente.

SN: Número estructural. Número abstracto que expresa la capacidad estructural requerida por un pavimento para las combinaciones dadas de M_R, ESAL y ΔPSI. Este valor se determina mediante la siguiente ecuación:

$$\mathrm{SN} = \mathrm{a_1D_1} + \mathrm{a_2D_2m_2} + \mathrm{a_3D_3m_3} + \cdots \quad \text{(Ec. 2.2)}$$

En donde:

$a =$ coeficiente estructural de la carga.

$D =$ espesor de la capa (pulgadas).

$m =$ coeficiente de drenaje de la capa.

Al aplicar las ecuaciones mostradas anteriormente conforme menor es el valor de módulo resiliente se obtienen espesores de capa de la estructura de pavimentos mayores, ya que estas toman en cuenta los daños que pueden producirse en la carretera según las características de deformabilidad que posee el material.

2.2.2 Propiedades requeridas de un suelo para su uso como subrasante

En esta sección se presentan algunas de las recomendaciones brindadas por distintas instituciones y guías de diseño con respecto a las propiedades que debe poseer un suelo para asegurar un adecuado desempeño al emplearlo como subrasante.

2.2.2.1 Manual de especificaciones generales para la construcción de carreteras, caminos y puentes CR-2010

Dicho documento consiste en una guía elaborada por el ministerio de obras públicas y transporte de Costa Rica (MOPT) y el laboratorio nacional de materiales y modelos estructurales de la universidad de Costa Rica (Lanamme UCR) con el fin de establecer los procesos técnicos que deben seguirse para la construcción, mantenimiento y recuperación de las diferentes obras de infraestructura vial que se desarrollan para este ministerio.

Este manual a su vez establece parámetros de calidad que deben cumplirse para asegurar el adecuado desempeño de las obras y el cumplimiento de la vida útil prevista de forma satisfactoria, con un nivel de servicio adecuado.

En cuanto a la subrasante no se mencionan las propiedades que debe poseer el suelo que conformará la misma, sin embargo se establece una descripción del proceso para su estabilización, ya sea con la adición de cal, ceniza o cemento Portland, buscando mejorar su desempeño físico-mecánico con el fin de ser utilizada como base o subbase.

No obstante esta mejoría mediante la adición de diferentes productos también puede evitar el tener que sustituir el material natural del sitio, debido a su baja resistencia o cambios volumétricos, entre otros aspectos, que lo hacen no apto para su uso como cimiento de la carretera (subrasante).

Ya que el suelo en estudio se estabilizó con cal, a continuación se presentaran los requerimientos establecidos por el CR-2010 para el uso de un material como base o subbase, para su posterior comparación con los resultados obtenidos.

En el Cuadro 2.1 se presenta la resistencia a la compresión mínima que debe poseer el material estabilizado según su uso, mientras que en el Cuadro 2.2 se muestran los valores solicitados en el CR-2010 de algunas de las propiedades del material, para poder ser usado ya sea como base o subbase.

Cuadro 2.1 Requisitos de resistencia a la compresión mínimos requeridos para mezclas de estabilización

Mezcla de estabilización	Procedimiento	Esfuerzo (MPa)
Cal/Suelo	ASTM D5102 (B)	0,7 Subbase 0,9 Base
Cemento/Suelo	ASTM D1633	2,75

Fuente: CR-2010.

La resistencia a la compresión para el caso de la mezcla suelo cal debe ser determinada a los 28 días de curado y para la estabilización con cemento la prueba debe ser realizada luego de siete días de curado y en condición saturada, según el CR 2010.

Cuadro 2.2 Valores requeridos de algunas de las propiedades del material a ser usado como base o subbase

Capa	Límite líquido	Índice de Plasticidad	CBR	%C
Subbase	Máx. 35	4-9	Mín. 30	95
Base	Máx. 35	4-10	Mín.80	95

Fuente: CR-2010

2.2.2.2 American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)

Esta asociación se dedica a la investigación y elaboración de procedimientos de diseño de estructuras de pavimento, incluyendo la investigación de los materiales y el desempeño de estos como parte de las diferentes capas que conforman la carretera.

A partir de los grupos que conforman el sistema de clasificación de materiales de AASHTO ya se comienza a establecer que tan apropiado es el material para su uso como subrasante, base o subbase, lo cual se complementa con el cálculo del índice de grupo.

Según esta clasificación los grupos A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-2-5 y A-3 son adecuados para ser usados como subrasante, A-2-6 y A-2-7 como buenos y A-4,A-5,A-6 y A-7 de regulares a malos. A su vez se mencionan como valores críticos 40 para LL, 10 para IP y un 35 % de material pasando la malla No.200, cuando el IP es menor a 10, en caso contrario el valor crítico se reduce a un 15 % pasando la malla No.200.

El índice de grupo se emplea para comparar suelos pertenecientes a un mismo grupo y se considera que su valor posee una relación inversa con el desempeño del material como subrasante. El índice de grupo se calcula con la ecuación 2.3.

$$\mathrm{IG} = (\mathrm{F} - 35) \cdot [0{,}2 + 0{,}005 \cdot (\mathrm{LL} - 40)] + 0{,}01 \cdot (\mathrm{F} - 15) \cdot (\mathrm{IP} - 10) \quad \text{(Ec. 2.3)}$$

Donde:

F: Porcentaje pasando la malla No.200, con respecto al material que pasa la malla de 7,5 cm de abertura.

LL: Límite líquido.

IP: Índice de plasticidad.

2.2.2.3 Otras Recomendaciones

Existen otra gran cantidad de manuales de diseño, departamentos de transporte y estudios que brindan recomendaciones acerca de las propiedades que debe poseer un suelo para su apropiado funcionamiento como parte de la estructura de la carretera. A continuación se mencionarán algunas de ellas.

La resistencia a la compresión inconfinada que debe poseer un suelo estabilizado para ser usado en alguna de las capas de la estructura de pavimentos según el departamento de la armada, la naval y la fuerza aérea de Estados Unidos y la asociación americana de la cal (National Lime Association, NLA) se muestra en los cuadros 2.3 y 2.4 respectivamente.

Cuadro 2.3 Resistencia mínima a la compresión inconfinada para muestras estabilizadas

Capa de suelo estabilizada	Resistencia mínima a la compresión (kPa)	
	Pavimento Flexible	Pavimento Rígido
Base	5170	3450
Sub base, material selecto y subrasante	1725	1380

Fuente: Department of The Army, The Navy and The Air Force, tomado de Elizondo et al

Los valores del cuadro anterior corresponden a la resistencia a la compresión inconfinada a los 7 días para material estabilizado con cemento y a los 7 o 28 días para materiales estabilizados con cal o cal-cemento-cenizas volantes.

Cuadro 2.4 Resistencia mínima a la compresión simple recomendada por la NLA para suelo estabilizado con cal

Uso previsto	Saturación por 8 días (kPa)
Sub base	
Pavimento rígido/ Losas	345
Pavimento Flexible (> 25 cm)[1]	414
Pavimento Flexible (20 cm -25 cm)[1]	483
Pavimento Flexible (12,5 cm -20 cm)[1]	621
Base	896

Fuente: Modificado de National Lime Association, 2004.

En el Cuadro 2.5 se muestra una clasificación del suelo según su valor de CBR, a cada rango se le asigna los posibles usos que se le puede dar al material y se presentan los tipos de suelo, según el sistema de clasificación unificado (SUCS) y el AASHTO, que generalmente lo conforma.

Cuadro 2.5. Clasificación de los suelos para infraestructura de pavimentos

CBR	Clasificación general	Usos	Sistema de Clasififcación	
			Unificado	AASHTO
0-3	Muy pobre	Subrasante	OH, CH, MH, OL	A5, A6, A7
3-7	Pobre a Regular	Subrasante	OH, CH, MH, OL	A4, A5, A6, A7
7-20	Regular	Sub-base	OL, CL, ML, SC, SM, SP	A2, A4, A6, A7
20-50	Bueno	Base, sub-base	GM, GC, W, SM, SP, GP	A1b, A2-5, A3, A2-6
>50	Excelente	Base	GW, GM	A1-a, A2-4, A3

Fuente: CISMID, tomado de Hidalgo, 2009.

En el estado de Louisiana se tenía establecida la necesidad de realizar diseños especiales, aplicar tratamientos o efectuar controles estrictos, durante el proceso constructivo y

[1] Total del espesor sobre la subbase

durante la vida útil de la carretera, cuando el material a utilizar como subrasante poseía un límite líquido mayor a 50.

Para materiales con límites líquidos entre 50 y 70 se especificaba el control del contenido de humedad y la densidad del material o el tratamiento con cal. Para el contenido de humedad se especificaba que este no debía exceder en más de un 2% la humedad óptima, en el caso de que a pesar de ello la subrasante presentara una condición húmeda se debía tratar con cal.

La utilización como subrasante de materiales con un límite líquido mayor a 70 no se recomendaba, sin embargo si iba ser empleado se establecía como requerimiento la estabilización con cal.

Con respecto al porcentaje de expansión del suelo que será utilizado en la subrasante, la agencia estatal de carreteras de Kansas, Estados Unidos, establece que el porcentaje máximo de expansión aceptado es del 2 %, determinado en la prueba con odómetro para una sobrecara de 1 psi. Lo anterior tanto para pavimento rígido como flexible.

En este aspecto la NLA establece como aceptable un 2% de expansión, obtenido al someter un espécimen de material estabilizado a saturación por capilaridad.

Desde el punto de vista de control de la variación volumétrica la agencia estatal de Wyoming establece la realización de pruebas de presión de hinchamiento para determinar el espesor requerido de las capas de la estructura de pavimentos para prevenir el cambio de volumen. Sin embargo no se establece ningún valor máximo permisible de presión de hinchamiento.

No se encontraron recomendaciones en cuanto a porcentajes de expansión y presión de hinchamiento permitidos para el diseño de pavimentos en Costa Rica, específicamente.

2.3 Suelos Problemáticos

En la zona de estudio, a partir de trabajos de graduación realizados anteriormente, se ha determinado la existencia de tres tipos de suelo que producen la mayor cantidad de problemas en el aspecto ingenieril, a continuación se describen muy brevemente las características de estos.

Los montículos o suelos blocosos

Estos están conformados por una matriz de suelo que posee una gran cantidad de bloques de roca en la superficie o a muy poca profundidad, aproximadamente 60 cm., lo cual dificulta su excavación. De acuerdo con Lacayo (2004) estos se encuentran principalmente en la zona de la carretera entre Turrúcares y Siquiares así como en sitios cercanos a la ciudad de Alajuela.

A pesar de que el origen de estos puede ser muy variado, se considera que pueden derivar de la presencia de bloques resistentes a la meteorización en zonas de aluviones, la existencia de bloques desde la ocurrencia del evento geológico que dio origen a los materiales actuales y por último como resultado del desnudamiento de la superficie.

El fenómeno de desnudamiento se da por la acción de los procesos de meteorización, tanto físico como químico, en un material fracturado y consiste en la fragmentación de la roca madre en bloques que quedan embebidos en el suelo formado.

La presencia de bloques de roca en el área del proyecto representa mayores costos de excavación, ya que debe recurrirse a maquinaria pesada y en algunos casos inclusive al uso de explosivos.

Las arcillas expansivas

Las arcillas expansivas presentan grietas considerables en la época de verano producto de la contracción que estas sufren al reducir su contenido de humedad y aumentar el efecto de succión, mientras que en invierno presentan una alta adherencia.

Normalmente estos suelos están conformados por un primer estrato de 60 cm. arcilla color negro con un alto potencial de expansión seguido por un estrato de arcilla color gris con una capacidad de hinchamiento similar (Bogantes et al 2000).

Este tipo de suelo puede encontrarse en la Vertiente Pacífica y en sectores del valle Central, como por ejemplo el comprendido entre El coyol de Alajuela hasta Hacienda Lindora en Santa Ana, al igual que cerca de Siquiares y Ciruelas, su potencial de expansión puede generar daños en estructuras livianas como pavimentos, viviendas, entre otras, lo cual se traduce en pérdidas económicas elevadas.

De acuerdo con el Código de Cimentaciones de Costa Rica 1994 las arcillas expansivas "Pueden originarse ya sea por la depositación, en áreas bajas de materiales

principalmente orgánicos, producto de la erosión y transporte desde sectores escarpados aledaños, o por la descomposición meteórica y actividad orgánica de suelos piroclásticos."

Estos suelos afectan principalmente obras livianas ya que según las condiciones en las que se llevó a cabo la fase de construcción pueden generar presiones de hinchamiento capaces de causar el levantamiento de la estructura o producir hundimientos.

Suelos arcillosos rojizos

Estos suelos poseen un alto grado de alteración y forman una capa con espesores mayores a los 2 m.

Sus propiedades los hacen un medio adecuado para soportar estructuras livianas pero problemáticos en aquellas obras en las que se requiere la construcción de taludes, debido a la inestabilidad que presentan. Las características que destacan en estos materiales son una buena permeabilidad, un alto grado de de alteración y una gran dificultad de compactación, producto de sus altos valores de humedad natural y óptima.

El alto riesgo de deslizamiento se debe a la presencia de una superficie de falla entre el suelo y la roca meteorizada, por la disminución de la resistencia que entre ambas capas se presenta.

También se tiene que la capa inferior posee menor permeabilidad que las capas superiores, formándose una barrera que impide el paso de agua, lo cual incrementa las presiones de poro y por consiguiente reduce la resistencia al corte del suelo.

La presencia de estos suelos en obras en la que se requiere la construcción de taludes representa un incremento considerable en los costos del proyecto, principalmente en obras lineales como las carreteras, ya que debe invertirse en obras de retención ó en la aplicación de técnicas de mejoramiento de suelos.

2.4 Arcillas Expansivas

Como se mencionó anteriormente este tipo de suelos presenta ciclos de expansión y contracción, relacionados en forma general con la estructura que presentan y particularmente con su constitución mineralógica.

Normalmente las arcillas que presentan mayores cambios volumétricos se forman en zonas con poca pendiente y malas condiciones de drenaje.

2.4.1 Procesos de formación

Las arcillas están compuestas por diferentes tipos de minerales que se forman a partir de la meteorización, tanto física como química de los feldespatos, micas y minerales ferromagnesianos, los cuales son silicatos de aluminio complejos.

Este proceso de meteorización consiste en la alteración de la roca madre o de minerales presentes en la superficie producto de diversos agentes que pueden provocar reacciones químicas que alteran los minerales y forman nuevos compuestos o simplemente la descomposición de la roca en fragmentos de menor tamaño o con una mayor cantidad de grietas.

De lo anterior se establece que los principales factores que influyen en la formación del suelo corresponden a las propiedades mineralógicas y físicas de la roca madre, el clima y la topografía.

Las propiedades de la roca madre determinan la velocidad a la que se lleva a cabo el proceso de meteorización así como los nuevos componentes que se van a formar, las condiciones de humedad y temperatura favorecen ciertas reacciones químicas, mientras que la topografía establece las condiciones de drenaje y arrastre de partículas.

Estudios realizados por otros autores establecen que la formación de los minerales de arcilla está muy relacionada con las reacciones de hidrólisis (descomposición química debida a la presencia del agua) de los minerales que poseen silicatos (silicatados) presentes en las rocas.

Producto del CO_2 disuelto en el agua se pueden desencadenar una serie de procesos hidrolíticos que forman ácido carbónico (H_2CO_3), el cual reacciona con los feldespatos produciéndose los minerales pertenecientes al grupo de la arcilla. (Higueras y Oyarzun, 2010).

En general existen gran cantidad de minerales arcillosos con pocas semejanzas y grandes diferencias en su composición, estructura y comportamiento (Vargas W., 2009).

A continuación se describirán las condiciones que favorecen la formación de algunos minerales de arcilla:

Illita: Esta se forma a partir de feldespatos y micas de rocas ígneas, sedimentarias o metamórficas (Higueras y Oyarzun R., 2010).

Clorita: Se forma a partir de los minerales ferromagnesianos, provenientes de la roca biotita, anfíbol, piroxeno u olivino.

Pirofilita: Se genera a partir de rocas con minerales ricos en Aluminio.

Montmorillonita: La formación de esta es favorable en zonas de mal drenaje, con periodos de sequía y de lluvia definidos, según Gutiérrez (1975) un medio alcalino también contribuye a su formación y Sowers (1994) indica que se generan en zonas con una alta presencia de rocas ferromagnesianas, como las volcánicas.

Caolinita: Se desarrollan principalmente en zonas con una alta humedad y temperaturas elevadas, sin embargo pueden formarse en diversas condiciones climáticas. Es importante mencionar que pueden generarse a partir de gran cantidad de minerales primarios.

2.4.2 Mineralogía

Los suelos arcillosos están constituidos principalmente por silicatos de aluminio hidratado y ocasionalmente o en menor cantidad por otros minerales que en general poseen una estructura cristalina definida, en la cual los átomos están dispuestos en láminas.

Los minerales arcillosos pueden agruparse en tres clases principales: los silicatos laminares (o filosilicatos), los aluminosilicatos de corto alcance y baja cristalización y los óxidos de hierro, aluminio y manganeso.

En este trabajo interesa principalmente el estudio de la caolinita, la montmorillonita, la illita (mica hidratada), la vermiculita y la clorita, pertenecientes al grupo de los filosilicatos. A continuación se discutirá acerca de las características que posee este grupo.

Estructura

La mayoría de estos minerales laminares están compuestos por dos unidades estructurales dispuestas en dos tipos de láminas moleculares, la lámina silícica, que está formada por un átomo de silicio rodeado por cuatro de oxígeno que se disponen en forma de tetaedro y luego en estructuras hexagonales, y la alumínica, constituida por un átomo de aluminio en el centro y seis de oxígeno alrededor que luego se unen en retículas de octaedros (Vargas W., 2009).

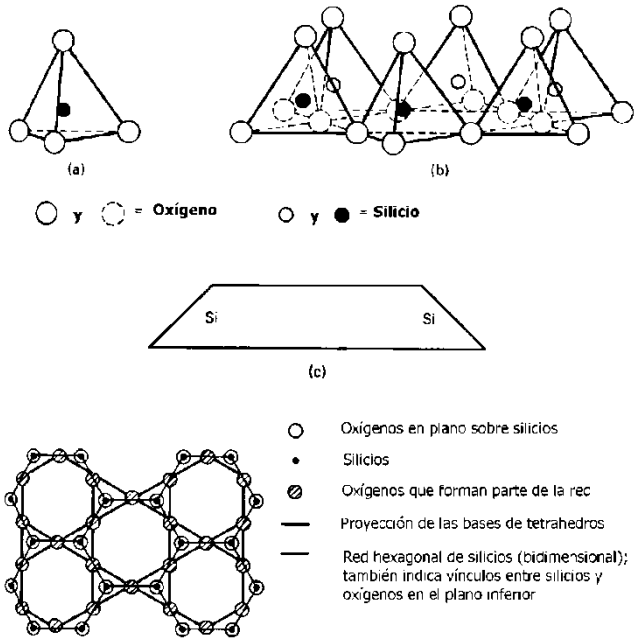


Figura 2.1 (a)Tetraedro básico de la lámina silícica, (b) vista isométrica de una lámina silícica tetraédrica (c) Representación esquemática de una lámina silícica (d) Vista superior de una lámina silícica.

Fuente: Grim, 1959. Lambe, 1963. Warshaw y Roy, 1961. Holtz y Kovacs, 1981. Tomado de Vargas, 2008)

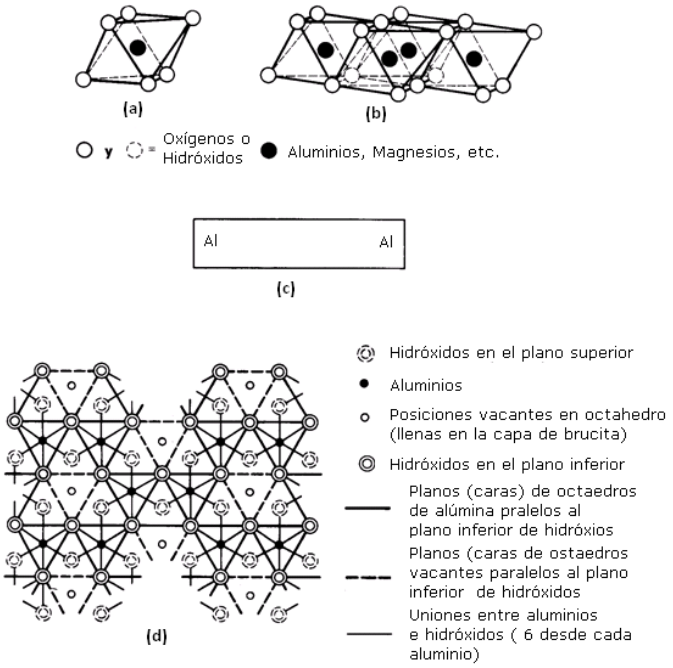


Figura 2.2 (a) Estructura de octaedro sencillo para minerales alumínicos (o magnésicos). (b) vista isométrica de una lámina octaédrica. (c) Representación esquemática de una lámina alumínica. (d) Vista superior de una lámina octaédrica.

Fuente: Grim, 1959. Lambe, 1963. Warshaw y Roy, 1961. Holtz y Kovacs, 1981. Tomado de Vargas, 2009.

La lámina sílica tiene una carga iónica neta mientras que en la alúmina las láminas no son simétricas y uniformes y son propensas al reemplazo e intercambio de iones de elementos metálicos.

Los minerales arcillosos pueden formarse a partir de la substitución isomórfica de cationes (substitución de Al por Mg^{2+} o hierro Fe^{3}, principalmente) o la forma en que las láminas sílicas y alumínicas se agrupen.

Según el arreglo de las láminas, las arcillas se dividen en los grupos mostrados en el Cuadro 2.6 siendo de principal interés las caolinitas, illitas y montmorillonitas.

Cuadro 2.6.Grupos de arcillas laminares según el arreglo de sus láminas

Tipo de Capa	Grupo	Sub- Grupo
1:1	caolinita	Serpentinas, caolín
2:1	pirofilita	Talco, pirofilitas
2:1	esmectita	Saponitas, Montmorillonitas
2:1	vermiculita	Vermiculita trioctaédrica, vermiculita dioctaédrica
2:1	illita	Micas trioctaédiricas, micas dioctaédricas
2:1	clorita	Cloritas trioctaédricas, cloritas dioctaédricas
2:1	sepiolita	Sepiolitas

Fuente: Gillot, 1968.

Las caolinitas están formadas por una lámina de sílice y una de alúmina que se unen indefinidamente formando un mineral arcilloso, cuya hoja posee un espesor de 7,2 Å. Eléctricamente se encuentran bien equilibrados por lo que casi no se produce el intercambio de iones ni la atracción de otras moléculas con carga. La fórmula general de la caolinita es $Si_4Al_4O_{10}(OH)_8$. La proporción SiO_2: Al_2O_3 varía entre 2,49 y 1,85.

Son arcillas estables en presencia de agua que tienen poca plasticidad y un mayor coeficiente de fricción interno en relación con otros minerales arcillosos (Odio, 2000), debido a que poseen una fuerte unión entre retículas que no permite la penetración de moléculas de agua.

Las illitas $[(OH)_4{\cdot}k_y(Si_{8-y}{\cdot}Al_y)(Al_4{\cdot}Fe_4{\cdot}Mg_4{\cdot}Mg_6)O_{20}$, con "y" generalmente igual a 1,5] están constituidas por una lámina de alúmina entre dos de sílice y poseen un espesor aproximado de 9 Å con una estructura en forma hexagonal bien definida (Solano, 1997).

Son micas de segunda formación, por lo que se les denomina como micas hídricas. Este tipo de minerales arcillosos abundan en los sedimentos y en los suelos (Hidalgo, 2009)

Tienden a formar grumos, lo cual hace que posean un menor grado de expansión que otras arcillas ya que su área superficial es menor y por ende su exposición al agua. De igual manera sus placas unitarias están unidas por enlaces de iones de potasio que conforman paquetes compactos, haciéndolas menos vulnerables a la interacción con el agua.

Las Montmorillonitas [$(OH)_4Si_8Al_4O_{20}{\cdot}nH_2O$] al igual que las illitas están compuestas por una lámina de alúmina entre dos de sílice. Las partículas de este mineral se presenta en tamaños mayores a los 200 Å y están formadas en superposición irregular de unidades con separaciones mayores a los 9,6 Å (Solano, 1997).

Se forman a partir de materiales como feldespatos, micas y piedras calizas producto de diversos procesos, como la descomposición de cenizas volcánicas. Un medio alcalino, zonas con una estacionalidad definida, baja precipitación y un drenaje restringido son las condiciones favorables para la formación de este tipo de mineral, de acuerdo con diversas investigaciones.

Poseen una configuración inestable ya que la unión entre moléculas es más débil que el enlace de hidrógeno, lo que afecta su comportamiento mecánico, el agua puede penetrar en la estructura fácilmente, debido a las fuerzas eléctricas producidas por su naturaleza bipolar.

Sus partículas presentan un exceso de carga negativa de iones aluminio por iones bivalentes en posición octaédrica o reemplazamientos de silicio por aluminio en posición tetraédrica, lo cual constituye la base del intercambio de cationes y la admisión de moléculas polares y compuestos orgánicos que determinan las características de expansión (Solano, 1997).

2.4.3 Expansión

Este es un fenómeno provocado por el contacto de la arcilla con el agua, producto de la humedad del ambiente, el agua succionada de los estratos o el contacto directo, lo cual provoca variaciones de humedad y de la magnitud de succión conllevando a cambios volumétricos.

La magnitud de adsorción del agua depende de la estructura de la arcilla, los tipos y porcentajes de minerales arcillosos presentes y del contenido de electrolitos en la fase acuosa (Hidalgo, 2009).

De forma más específica se puede decir que los cambios volumétricos se deben al rebote elástico y recuperación de humedad y a la propiedad de atracción y retención de agua.

Para el primer caso se conoce que la disminución en la humedad de la arcilla produce una compresión debida a la disminución de volumen y esta a su vez hace que la distancia entre partículas se reduzca aumentando las fuerzas de Van der Walls llevando a un incremento en la cohesión aparente del suelo.

Una vez que el material es sumergido los efectos mencionados anteriormente desaparecen y se genera el fenómeno de rebote elástico que provoca la expansión del suelo. El rebote elástico se da principalmente por la desaparición de las fuerzas de compresión.

Con respecto a la propiedad de atracción y retención de agua, las arcillas se subdividen en las categorías de arcillas sensibles al agua y arcillas sensibles a la congelación, las cuales atraen el agua y la retienen aumentando por lo tanto su volumen (hinchamiento), la magnitud de este proceso de expansión depende principalmente de la cantidad de montmorillonita y de illita por que esté constituida la arcilla (Valerio, 2003).

La expansión total que sufren las arcillas se divide en los procesos de expansión entre paquetes de láminas y la expansión entre partículas. El primero depende de la mineralogía de la arcilla y se ve influido por:

- La capacidad de intercambio iónico de la arcilla: Esta determina el número de iones que conformaran los enlaces entre los paquetes de láminas y las partículas.

- La hidratación iónica: El radio de hidratación de cada tipo de ión en la superficie de la partícula forma parte de las variables que determinan la separación entre los paquetes de las láminas.

- La hidratación osmótica: Una mayor concentración de iones entre los paquetes de láminas atrae más cantidad de moléculas de agua, lo cual aumenta la separación entre paquetes.

- La hidratación de las partículas: Es la atracción de moléculas de agua debido a los iones que se encuentran en la superficie.

Con respecto al segundo proceso, este es producto de las características físico-químicas del suelo así como los fenómenos físicos que intervienen en el cambio volumétrico. Algunos de los aspectos que abarca son:

- El tamaño de las partículas: Cuanto más grandes sean las partículas menor será la succión que presente el suelo. Esto debido a que el tamaño de los poros será mayor y por lo tanto también los radios de los meniscos que se forman en la interface agua-aire-partícula.

- La presión de vapor: De esta depende el equilibrio en el intercambio de moléculas de agua entre la atmósfera y el menisco, lo que a su vez establece el aumento o la disminución en la succión.

- La afinidad electroquímica: La succión es proporcional al nivel en que se presenta este fenómeno, el cual es producido por la diferencia entre la carga eléctrica de las moléculas del agua y las partículas de la arcilla (Mora, 1993 tomado de Hidalgo, 2009).

Expansión en suelos no saturados

Generalmente las arcillas con valores bajos de saturación y succiones altas presentan un alto potencial de expansión al ser humedecidas, por lo que estos parámetros deben considerarse cuando se evalúe su potencial expansivo.

Las variaciones de volumen de los suelos parcialmente saturados están ligadas a tres variables, el índice de vacíos, el contenido de humedad y el grado de saturación.

La expansión se presenta en arcillas de alta plasticidad y con altos porcentajes de montmorillonita, mientras el colapso se produce en arcillas floculadas o con baja plasticidad parcialmente saturadas, siendo muy usual en suelos con estructuras abiertas o porosas.

El colapso es un asentamiento repentino provocado por un incremento en la humedad o saturación del suelo de forma rápida.

La forma en que se comportan los suelos parcialmente saturados depende del esfuerzo al que son sometidos. Dentro de los diferentes valores de esfuerzo es de vital importancia conocer aquel en el que la expansión del suelo es nula y que se conoce como presión de

hinchamiento. Principalmente porque para presiones menores a la de hinchamiento el suelo sufrirá expansión, mientras que para presiones mayores se producirá colapso.

2.4.4 Propiedades físicas

A pesar de que los cambios de volumen que experimentan las arcillas se deben principalmente a su composición mineral, algunas propiedades como el contenido de humedad contribuyen a que estos sean menores o mayores.

Contenido de humedad: En el caso de la expansión cuando una arcilla posee una humedad inicial baja y posteriormente entra en contacto con el agua tiende a experimentar un mayor hinchamiento que el que sufre una muestra de la misma arcilla con un mayor contenido de humedad inicial. Con respecto a la contracción se presenta un comportamiento inverso, en el cual conforme la arcilla tenga un mayor porcentaje de humedad inicial la disminución de volumen al perderla es superior, reflejándose en la aparición de grietas profundas. Por lo tanto se tiene que el cambio volumétrico está asociado con el cambio de humedad que se dé en la arcilla.

Densidad seca: Para densidades secas altas se producen cambios de volumen altos, ya que el suelo posee elevadas fuerzas de succión que se ven contrarrestadas al entrar el agua a las partículas del suelo.

Capa activa: se define como la profundidad a la cual debido a las variaciones estacionales se producen cambios de humedad y por lo tanto cambios volumétricos (Valerio, 2003).

Los agrietamientos en el verano se extienden tanto vertical como horizontalmente dividiendo la superficie en bloques, facilitando la evaporación a mayores profundidades y por consiguiente aumentando el espesor de la capa activa.

La capa activa está definida por la profundidad vertical que alcanzan las grietas y se puede determinar mediante la localización de una especie de capa freática presente en el perfil de suelo, generada por el ingreso de agua de lluvia al terreno a través de las grietas.

2.4.5 Métodos de identificación y clasificación de suelos expansivos

Los suelos expansivos se pueden identificar empleando técnicas visuales, de identificación mineralógica y mediante métodos indirectos.

2.4.5.1 Técnicas visuales

En esta sección se abarcan en general las técnicas que nos permiten determinar de forma preliminar el comportamiento expansivo de un suelo. Estos métodos se basan principalmente en el conocimiento de características que presentan este tipo de suelos.

Una de ellas es la presencia de grietas en épocas secas. A su vez en el caso de la existencia de estructuras en la zona se puede verificar si hay deformaciones verticales en las losas de contrapiso o grietas diagonales tanto en paredes como en marcos de puertas y ventanas.

También se pueden realizar pruebas sencillas, una de ellas es observar la consistencia del material al humedecerlo, la cual para suelos expansivos se torna pegajosa. Posteriormente se puede dejar secar el material y se trata de quebrar con los dedos, en el caso de que el material se torne muy duro se puede prever que el mismo posee un comportamiento expansivo.

2.4.5.2 Identificación mineralógica

A partir de la composición mineralógica del suelo, puede determinarse su potencial expansivo, ya que este depende en gran medida de la cantidad y el tipo de minerales que lo componen (Valerio, 2003).

Algunos efectos que se producen en arcillas con una estructura mineral específica al aplicar ciertas acciones externas, se emplean para la identificación preliminar de un tipo de mineral predominante en la arcilla (Rodríguez, 1974). Los efectos más conocidos son:

a) Al someter a altas temperaturas, las arcillas montmorillonitas toman un color rojizo mientras las caolinitas cambian a un color más blanco.

b) Al ser sumergidas las arcillas con un alto contenido de montmorillonita se fracturan mientras que en las caolinitas esta reacción no se produce.

c) La presencia predominante de haloisita en un material hace que las propiedades del mismo varíen considerablemente si pierde el agua molecular que forma parte de su estructura, al exponerse a incrementos de temperatura. También se caracteriza porque su densidad seca es un 50% menor a la de otros minerales de arcilla, aproximadamente.

Para la identificación mineralógica de una arcilla se emplea principalmente el análisis de difracción por rayos x, sin embargo existen otros procedimientos que también pueden ser utilizados, como por ejemplo el análisis termodiferencial (DTA), el ensayo termogravimétrico (TGA), la espectroscopía infrarroja por transformada de Fourier (FTIR), espectroscopía Raman, el análisis químico o el análisis infrarrojo. También se puede estudiar la superficie celular de la arcilla a través de la microscopia electrónica de barrido o la de transmisión (MET).

A su vez Casagrande sugiere la determinación de forma aproximada del tipo de mineral arcilloso que compone un suelo a partir de su límite líquido e índice de plasticidad, para lo cual se ubican estos valores en la Figura 2.3 y se compara su posición con las zonas en las que se encuentran los materiales con un contenido predominante de los minerales mostrados.

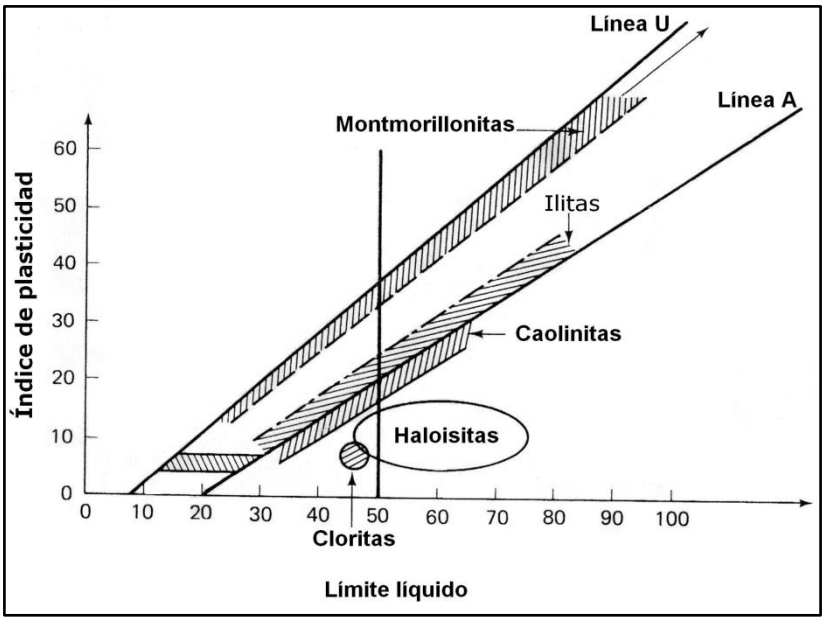


Figura 2.3 Localización de los minerales arcillosos más comunes en la carta de plasticidad de Casagrande

Fuente: Casagrande, tomado de Holtz y Kovacs, 1981.

Difracción por rayos X

A partir de la difracción por rayos X se pueden determinar los espacios entre los planos de los átomos en los cristales y las intensidades de las reflexiones de rayos x que provienen de estos planos (Hidalgo, 2009). Esto permite conocer el tipo de mineral cristalino presente en el suelo estudiado al comparar los resultados obtenidos de intensidad y

espacios de reflexión con los publicados en el índice elaborado por el International Center for Difraction Data (I.C.P.D.S).

Este método también se usa para obtener información del grado de desorden en la estructura del mineral arcilloso.

Microscopia Electrónica de Barrido

Como se mencionó anteriormente esta técnica permite el estudio de superficies celulares, lo cual se logra a través de imágenes obtenidas del rastreo de la superficie de la muestra con un haz electrónico que genera señales que son recolectadas, amplificadas y captadas en un tubo de rayos catódicos (Hidalgo, 2009).

Estudios realizados con esta técnica determinaron que las partículas de arcilla se agrupan en unidades de textura submicroscópica, llamadas dominios, las cuales a su vez se agrupan formando grumos. La unión de los grumos forma pedones, conocidos también como terrones o agregaciones, que en conjunto llegan a formar estructuras macroscópicas.

A continuación se muestran algunas imágenes obtenidas de un microscopio electrónico de barrido.

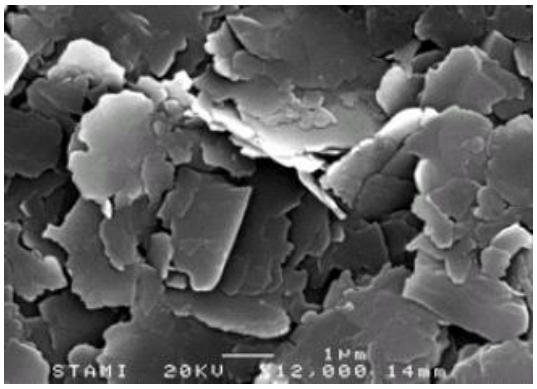


Figura 2.4. Estructura de suelo con un alto porcentaje de Illita

Fuente: www.gl.fcen.uba.ar, 2011.

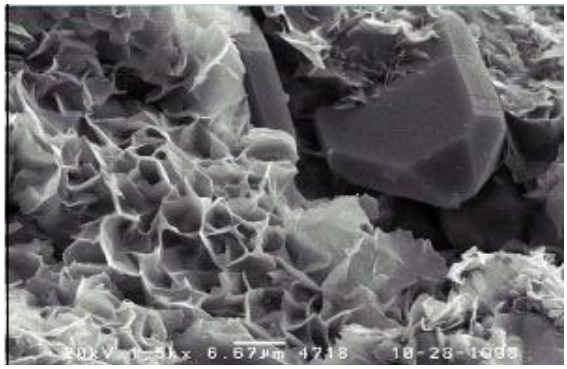


Figura 2.5. Estructura de suelo con un alto porcentaje de Montmorillonita

Fuente: www.gl.fcen.uba.ar, 2011.

Análisis Termo diferencial (DTA)

El DTA mide la diferencia de temperatura entre la muestra y un material de referencia inerte, al ser sometida a variaciones de la misma a una velocidad constante y en una atmósfera controlada.

Según el tipo de mineral arcilloso el agua se elimina a ciertas temperaturas, lo cual genera un cambio en la velocidad de calentamiento. Este cambio de velocidad es característico de cada material y se compara con la de las curvas típicas de los minerales puros.

Análisis Termogravimétrico (TGA)

Junto al análisis termo diferencial es común aplicar el análisis termogravimétrico en el que se detectan los cambios de peso que se producen en la muestra al someterla a diferentes temperaturas, mediante este método se obtiene información acerca de la estabilidad térmica y la composición del material.

El tipo de mineral que compone la arcilla se determina al comparar la variación de peso de la muestra al someterse a incrementos de temperatura con la de las curvas obtenidas a partir de materiales puros.

Es importante mencionar que estos análisis son más eficientes en minerales que presentan grandes cambios de volumen a determinadas temperaturas.

En la Figura 2.6 se muestra la curva termogravimétrica de una montmorillonita con cationes de calcio. Esta fue determinada por Schilling en su investigación acerca del

efecto que posee el tamaño de la muestra y su preparación en los resultados del análisis termogravimétrico.

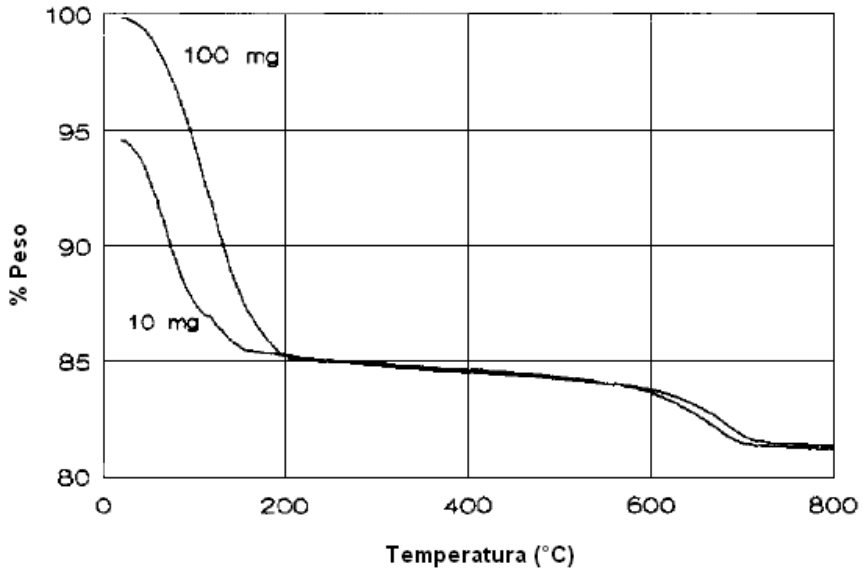


Figura 2.6 Curva Termogravimétrica de montmorillonita con cationes de Calcio

Fuente: Schilling, 1990.

A partir de este estudio Schilling concluyó que al incrementarse el tamaño de la muestra se produce un aumento en las temperaturas en las cuales se presenta la mayor pérdida de peso, producto del aislamiento térmico. Mientras que la forma de preparación de la muestra, triturada o en bloques, influye en la difusión de los elementos volátiles a través de la arcilla, provocando variaciones en los rangos de temperatura asociados a un determinado proceso químico.

2.4.5.3 Métodos indirectos

Existen diversos métodos que emplean diferentes parámetros del suelo para correlacionarlos con el potencial de variación volumétrica que el mismo puede presentar. Las propiedades del suelo normalmente utilizadas corresponden a los valores de los límites de Atterberg, expansión libre, resistencia a la penetración estándar, entre otras. A continuación se presentaran algunos de ellos.

Criterio de Holtz y Gibs

Establece un potencial de expansión para el suelo según algunas características del mismo. El Cuadro 2.7 muestra la clasificación propuesta por estos investigadores.

Cuadro 2.7 Clasificación de suelos expansivos según Holtz y Gibbs (U.S.B.R)

Potencial de expansión	Expansión bajo presión de 7 KPa (%)	Límite de Contracción (%)	Índice de Platicidad	Porcentaje de partículas menores a 1µm	Expansión Libre (%)
Muy Alto	> 30	<10	>32	>37	>100
Alto	20-30	6-12	23-45	18-37	>100
Medio	10-20	8-18	12-34	12-27	50-100
Bajo	<10	>13	<20	<17	<50

Fuente: Rico, 1996; tomado de Hidalgo 2009.

Criterio de Chen

Este método de clasificación elimina la necesidad de determinar el porcentaje de partículas con un tamaño menor a un micrómetro, para lo cual se requería realizar la prueba de sedimentación. En lugar de este parámetro se utiliza la resistencia a la penetración estándar y la expansión probable del suelo, la cual según Chen se calcula mediante la ecuación 2.4.

$$h(\%)=0{,}2558\cdot e^{0{,}0838\ IP} \quad \text{(Ec. 2.4)}$$

donde:

h=Hinchamiento libre

e=Relación de vacíos.

IP= Índice plástico.

Cuadro 2.8 Clasificación de suelos expansivos según Holtz y Gibbs (U.S.B.R)

Datos de Laboratorio		Datos de Campo	Expansión probable (%)	Grado de expansión
%< Nº200	LL	N		
<30	<30	<10	<1	Bajo
30-60	30-40	10-20	1-5	Medio
60-95	40-60	20-30	3-10	Alto
>95	>60	>30	>10	Muy Alto

Fuente: Escario, 1984; tomado de Hidalgo 2009.

Criterio de Seed

Seed relacionó el índice de plasticidad con el potencial de expansión, lo cual se muestra en el Cuadro 2.9.

Cuadro 2.9 Correlación entre el potencial de expansión y el índice de plasticidad

Índice de Plasticidad (%)	Potencial de expansión (%)
10	0,4-1,5
20	2,2-3,8
30	5,7-12,2
40	11,8-25
50	20,1-42,6

Fuente: Rico, 1996; tomado de Hidalgo 2009.

Criterio de Seed, Woodwar y Lundgren

Estos autores basan su clasificación en el potencial de expansión que presenta el suelo, el cual establecieron como el resultado de la siguiente ecuación:

$$\mathrm{h} = 3{,}6 \times 10^{-5} \cdot \mathrm{A}^{2,44} \cdot \mathrm{C}^{3,44} \quad \text{(Ec. 2.5)}$$

en la que:

h= Hinchamiento libre.

C= Contenido de arcilla.

A= Actividad del suelo, se calcula a partir de:

$$\mathrm{A} = \frac{\mathrm{IP}}{\%_{\mathrm{part}<0{,}002\ mm}} \quad \text{(Ec. 2.6)}$$

Una vez calculado el valor de "h" se determina el grado de expansión a partir del Cuadro 2.10.

Cuadro 2.10 Grado de expansión según el potencial de expansión

Potencial de expansión (h%)	Grado de expansión
0-1,5	Bajo
1,5-5	Medio
5-25	Alto
>25	Muy Alto

Fuente: Escario, 1984; tomado de Hidalgo 2009.

Criterio de McDowel

El criterio de McDowel se aplica a muestras inalteradas, estableciendo el potencial de cambio volumétrico debido a la absorción por capilaridad.

La ecuación propuesta por este investigador es la siguiente:

$$\frac{\Delta V}{V}(\%) = 0{,}37 * IP - 5 \quad \text{(Ec. 2.7)}$$

En la que:

$\frac{\Delta V}{V}$= Cambio volumétrico (%), para una absorción capilar bajo una presión confinante de 7 kPa.

IP= Indice plástico.

Esta puede utilizarse si se cumplen las siguientes condiciones:

La humedad inicial está dada por:

$$W_i = 0{,}2 * LL - 9 \quad \text{(Ec. 2.8)}$$

Donde:

W_i= Humedad inicial.

LL= Límite líquido.

Cuando la muestra está sometida a una presión de confinamiento de 7 kPa, la humedad que presenta al dejar de expandirse, en condiciones de laboratorio, es:

$$W_f = 0{,}47 * LL + 2 \quad \text{(Ec. 2.9)}$$

Donde:

W_f= Humedad final.

LL= Límite líquido.

Este método a su vez proporciona datos de los posibles levantamientos de la superficie en relación con el índice plástico de la arcilla, considerando un estrato uniforme hasta una gran profundidad.

Cuadro 2.11. Levantamiento de la superficie según el Índice plástico

Índice Plastico (%)	Levantamiento (cm.)
10	0
20	1
30	4
40	7
50	13

Fuente: Rico, 1996; tomado de Hidalgo 2009.

2.5 Estabilización de suelos expansivos

Debido a la presencia de suelos con características que los hacen problemáticos desde el punto de vista de la ingeniería se han desarrollado diversos métodos de mejoramiento que buscan modificar sus propiedades, con el fin de aumentar la resistencia, disminuir asentamientos, controlar expansiones o contracciones y reducir su susceptibilidad a la variación del estado de esfuerzos.

Estos métodos actúan en el mejoramiento de una o varias propiedades del material y se pueden clasificar según el tipo de modificación que producen en métodos de:

- Modificación mecánica: Consiste en el aumento de la densidad del suelo mediante la aplicación de una carga de corto plazo. Esta técnica se conoce como compactación y puede ser estática o vibratoria, superficial o profunda.

- Modificación hidráulica: El principal objetivo de esta es reducir el agua libre presente en el suelo, lo cual se logra al abatir el nivel freático mediante drenes o pozos, para el caso de suelos granulares, y cargas de largo plazo o fuerzas eléctricas, para suelos finos.

- Modificación física o química: Se trata del uso de mezclas y tratamientos térmicos que se aplican al suelo para buscar su estabilización. Normalmente se agregan materiales cementantes, químicos, otros tipos de suelo e inclusive materiales de desecho.

- Modificación por inclusión o confinamiento: Esta abarca las técnicas en las que se refuerza el material usando fibras, barras, telas, mallas y anclajes, así como los confinamientos con acero, telas o concreto (Cordero, 2010).

Por ser del interés de este trabajo solo presentará información acerca de los métodos que producen una modificación física o química.

En la estabilización química la función de los agentes estabilizantes es unir las partículas de arcilla entre sí con el fin de aumentar el tamaño de las mismas, proceso conocido como agregación. De esta forma se aumenta la relación de vacíos, disminuyendo la densidad y el área superficial, lo cual tiene como consecuencia una disminución en la magnitud de los cambios volumétricos que el suelo puede sufrir.

Dos de las ventajas que el método presenta son que no se requieren realizar grandes movimientos de tierra ni extracciones de material y que la aplicación de los agentes químicos se lleva a cabo de forma rápida y sencilla.

A continuación se mencionan algunos de los agentes químicos que se utilizan en la estabilización de suelos.

Estabilización con cemento

Añadiendo cemento al suelo se presenta una reacción de floculación-aglomeración, así como una reacción puzolánica, la cual no depende del suelo. El uso de cemento implica un aumento en la resistencia del material y variaciones en la humedad óptima y en la densidad máxima.

Diversos tipos de suelos pueden estabilizarse utilizando cemento Portland, siempre y cuando posean un índice de plasticidad menor a 30 %, ya que se presentan problemas para lograr una mezcla homogénea. Por tal razón cuando la arcilla posee una alta plasticidad se recomienda agregar cal, antes que el cemento, para mejorar la trabajabilidad.

Las mezclas de suelo-cemento presentan una contracción, que dependen del contenido de cemento, tipo de suelo, contenido de humedad, grado de compactación y las condiciones de curado (Hidalgo, 2009).

Estabilización con aceite sulfonado

El empleo de este agente provoca una aglomeración de partículas y la liberación del agua absorbida por las mismas. Debido a esto se reduce el ascenso capilar y el suelo puede ser compactado a una mayor densidad.

De forma general este tipo de agentes actúan disociando la molécula de agua en H+ y OH-. El H+ neutraliza la carga del suelo mientras que el OH- atrae los cationes metálicos, esto provoca la destrucción de la doble capa difusa y el aumento de la cantidad de cationes en la superficie de la partícula de suelo, lo que conlleva a una mayor atracción entre las mismas.

El incremento en la atracción entre partículas hace que la estructura de la arcilla sea más compacta, reduciéndose la porosidad y el potencial de hinchamiento del material.

Estabilización con cal

Al agregar cal a un suelo se producen diversas reacciones, pero las más importantes son las de intercambio catiónico y floculación-aglomeración, que producen modificaciones en la plasticidad, trabajabilidad, resistencia y la deformabilidad del suelo.

Conforme el suelo y la cal se mezclan más finamente mayor es la velocidad de la reacción, ya que en el caso del intercambio catiónico lo que ocurre es un reemplazo de iones (Tapia, 1990).

La floculación propicia un cambio aparente en la textura, agrupando a la arcilla en grumos, produciéndose los efectos mencionados en el apartado anterior.

Para algunos tipos de suelo la adición de cal también produce una reacción puzolánica, la cual provoca un aumento en la resistencia.

En la sección 2.5.3 se presentará de forma más detallada el proceso de la reacción suelo cal, entre otros aspectos.

2.5.1 Procedimiento para la selección del agente estabilizador

El procedimiento para la selección del agente estabilizador a emplear se basa en la granulometría del material y sus límites de consistencia. Según el porcentaje de material retenido en las mallas No. 4 y No. 200 se determina en la Figura 2.7 el grupo al cual pertenece el suelo que se desea estabilizar.

Posteriormente se busca dicho grupo en el Cuadro 2.12 en la fila correspondiente a este, con los valores del límite líquido y el índice de plasticidad, se encuentra el agente estabilizante más apropiado para el material que se desea tratar.

En el caso del grupo 3C cuando se determina que el mejor agente estabilizante es la cal también puede utilizarse aceite sulfonado.

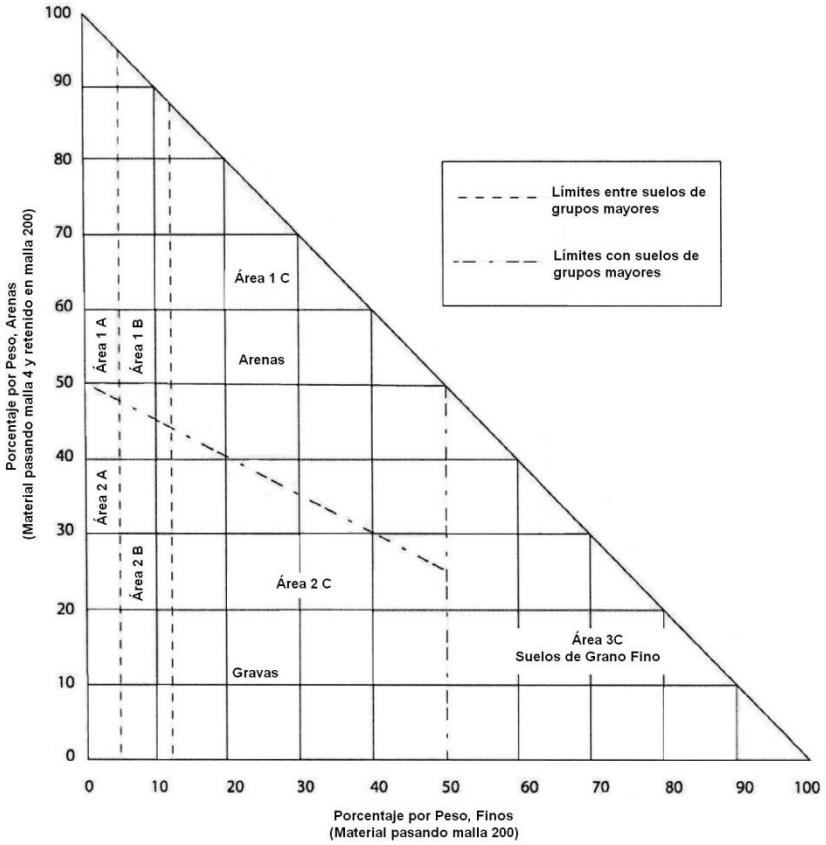


Figura 2.7 Grupo de materiales para la selección de aditivos

Fuente: Department of the Army, The Navy, and the Air Force, tomado de Elizondo et al, 2010.

Cuadro 2.12 Matriz para la selección del agente estabilizador

Área	Clase de suelo	Tipo de estabilizador Aditivo recomendado	Restricción en LL e IP del suelo	Restricción en porcentaje pasando la malla No. 200	Comentarios
1A	SW ó SP	(1) Bituminosos (2) Cemento Pórtland (3) Cal-cemento-ceniza volante	IP no exceda a 25		
1B	SW-SM o SP-SM o SW-SC o SP-SC	(1) Bituminosos (2) Cemento Pórtland (3) Cal (4) Cal-cemento-ceniza volante	IP no exceda a 10 IP no exceda a 30 IP no exceda a 12 IP no exceda a 25		
1C	SM o SC o SM-SC	(1) Bituminosos (2) Cemento Pórtland (3) Cal (4) Cal-cemento-ceniza volante	IP no exceda a 10 IP no menor a 12 IP no exceda a 25	No exceda el 30 % por peso	
2A	GW o GP	(1) Bituminosos (2) Cemento Pórtland (3) Cal-cemento-ceniza volante	IP no exceda a 25		Material bien graduado. Debe contener al menos un 45 % por peso del material pasando la malla No.4
2B	GW-GM o GP-GM o GW-GC o GP-GC	(1) Bituminosos (2) Cemento Pórtland (3) Cal (4) Cal-cemento-ceniza volante	IP no exceda a 10 IP no exceda a 30 IP no menor de 12 IP no exceda a 25		Material bien graduado. Debe contener al menos un 45 % por peso del material pasando la malla No.4
2C	GM o GC o GM-GC	(1) Bituminosos (2) Cemento Pórtland (3) Cal (4) Cal-cemento-ceniza volante	IP no exceda a 10 IP no menor de 12 IP no exceda a 25	No exceda 30 % por peso	Material bien graduado solamente
3C	CH ó CL o MH o ML o OH o OL o ML-CL	(1) Cemento Portland (2) Cal	LL menor de 40 e IP menor de 10 IP no menor de 12		Materiales orgánicos y altamente ácidos que se encuentran dentro de esta área no son susceptibles a la estabilización por mecanismos ordinarios.

[a] La clasificación del suelo corresponde a MIL-STD-619B. Restricción en el límite líquido y el índice de plasticidad está de acuerdo con el Método 103 en MIL-STD-6221A.
[b] $IP \leq 20+\frac{50- \text{porcentaje pasando malla No. 200}}{4}$

Fuente: Department of the Army, The Navy, and the Air Force, tomado de Elizondo et al, 2010.

2.5.2 Métodos para la determinación del porcentaje óptimo de agente estabilizador.

Algunos de los métodos empleados para obtener los porcentajes óptimos de estabilizador son el método físico-químico, método del pH y el método de los límites de plasticidad.

El primer método consiste en la mezcla de las muestras de suelo a tratar con cantidades crecientes de cal o cemento, que posteriormente se colocan en probetas y se les agrega

agua destilada, agitando y dejando reposar durante dos horas, transcurrido este tiempo se determinan los volúmenes de sedimento para diferentes intervalos de tiempo.

A partir de estos datos se dibuja una curva que permite determinar el porcentaje de cal o cemento que provoca la mayor variación de volumen, considerándose como el óptimo para efectuar el tratamiento.

Para el método de la prueba de pH el procedimiento a seguir es similar al del caso anterior, solo que el tiempo de reposo es de 60 minutos y lo que se mide es el valor de pH de la mezcla, de igual forma se elabora una curva, con los valores de pH y el porcentaje de estabilizador, que permite visualizar en qué porcentaje se estabiliza el pH, indicando el contenido mínimo requerido para la estabilización.

Por último el método de los límites de plasticidad utiliza la representación gráfica de la variación del límite de plasticidad de la muestra de acuerdo con el porcentaje de agente agregado para hallar el punto en el que se logra una mayor reducción del índice plástico, obteniéndose el porcentaje óptimo.

2.5.3 Estabilización del suelo mediante el empleo de cal

Al agregar al suelo arcilloso cal y agua se inician una serie de reacciones químicas las cuales primero producen un secado de la mezcla, luego generan una modificación y por último estabilizan el material.

El secado en primera instancia se produce por la hidratación de la cal viva, reacción en la que se consume agua y se produce calor, el cual puede vaporizar cierta cantidad de este líquido.

Una vez hidratada la cal reacciona con las partículas de arcilla, lo cual produce otra pérdida de humedad. Es en este proceso en el que el suelo mejora su capacidad de soporte, reduce su capacidad de retención de agua y aumenta su estabilidad.

La modificación se asocia al proceso de floculación aglomeración, anteriormente mencionado, en el cual los iones de calcio (Ca^{2+}) desplazan las moléculas de agua y otros iones, disminuyendo las distancias entre láminas. Debido a este acercamiento de las láminas se incrementan las fuerzas de atracción de Van der Waals estabilizando la estructura de los minerales arcillosos.

Es en esta fase en la que se mejora la trabajabilidad del suelo, disminuye su índice de plasticidad y se reduce la magnitud de los cambios volumétricos que experimenta al variar su contenido de humedad.

Finalmente se da la estabilización del material, la cual consiste en el aumento de la capacidad de soporte, la resistencia mecánica y una disminución de la permeabilidad, variaciones que se dan de forma progresiva y a largo plazo.

Las modificaciones de estas propiedades se dan gracias a una reacción puzolánica, en la que se forman silicatos y aluminatos cálcicos hidratados producto de la reacción entre los iones de calcio aportados por la cal y las láminas de alúmina y sílice liberadas por la arcilla cuando el pH de la mezcla es mayor a 12,5 (IECA, tomado de Ávila, 2010).

2.5.4 *Modificaciones que sufre el suelo al ser estabilizado con cal*

Algunas de las variaciones que sufre el suelo al ser estabilizado con cal se describen a continuación.

Granulometría

Se produce una disminución de finos en el material debido a los efectos de floculación. Proceso en el cual se unen varias partículas de arcilla para formar una nueva partícula de mayor tamaño.

Plasticidad

Al tratar un suelo de alta plasticidad con cal se produce una reducción de la misma, mientras que para suelos de baja plasticidad (IP<15) se presenta un leve incremento. Esto se puede comprobar mediante la comparación de los límites de consistencia. Para el primer caso el LL se reduce y el LP aumenta, en cambio en el segundo caso ambos experimentan un leve aumento (Ávila, 2010).

Permeabilidad

La variación de la permeabilidad de un suelo arcilloso al ser tratado con cal depende del grado de estabilización que se alcance.

Desde el inicio de la mezcla hasta la fase de modificación la permeabilidad del suelo aumenta debido a que en ese momento se esta dando el proceso de floculación, en el cual se genera una mayor cantidad de vacíos.

Una vez que se comienzan a desarrollar las reacciones puzolánicas y formarse los enlaces entre las nuevas partículas, los vacíos comienzan a disminuir, llegándose a una permeabilidad similar a la que poseía el suelo sin tratamiento o inclusive menor. Esto implica que con el tiempo la mezcla llega a ser prácticamente impermeable.

Variaciones de volumen

La cal disminuye la magnitud de las variaciones volumétricas que sufre un suelo y en algunos casos las elimina, lo anterior en cuanto al comportamiento expansivo.

Este efecto se produce por la disminución de la interacción de las partículas de arcillas con el agua, lo cual, como anteriormente se explicó, es la causa principal de los cambios volumétricos en suelos con alto potencial expansivo.

Al mezclarse el suelo con la cal se da el proceso de floculación, en la etapa de modificación, presentándose un incremento en el tamaño de los vacíos (poros), el cual produce una disminución en la magnitud de los esfuerzos de succión y por consiguiente la capacidad de absorber agua, esto junto con la incorporación de cationes de calcio reducen la presión de hinchamiento que puede ejercer el suelo.

En términos generales el material se hace menos susceptible al agua.

Resistencia a la compresión

El comportamiento a la compresión de un material estabilizado depende en gran medida del tipo de suelo. En algunos casos prácticamente no se presenta ninguna variación mientras que en otros la resistencia a la compresión es mayor que la del suelo sin tratar.

Capacidad de Soporte

Los suelos arcillosos al ser estabilizados presentan valores de capacidad de soporte mucho mayores que los del material original, esto según el contenido de cal. Por esta razón es que el ensayo de CBR se utiliza como medio de dosificación y control en las obras de estabilización de suelos (Ávila, 2010).

2.5.4.1 Ventajas del uso de la cal como agente estabilizante

A continuación se presentan mencionas algunas ventajas de la utilización de cal como agente estabilizante.

- La aplicación del tratamiento se realiza con un equipo especializado requiriendo menos tiempo de ejecución que el de otras opciones de estabilización o agentes estabilizantes.
- Aumentan la capacidad de soporte del suelo, lo cual implica una mayor vida útil de la carretera.

  A su vez un incremento de la capacidad de soporte generalmente representa espesores de capa de la estructura de pavimento menores.
- Disminuye los cambios volumétricos del suelo, evitándose daños en la estructura de pavimentos, principalmente por deformaciones diferenciales que causan agrietamiento, levantamientos o hundimientos.
- Se mejora la transitabilidad de la maquinaria, aumentándose su eficiencia y por consiguiente disminuyéndose el tiempo de construcción, esto representa una ventaja económica al disminuirse el consumo de combustible.
- Permite la utilización de materiales locales que en un inicio no poseían las características adecuadas para ser utilizados en la obra, disminuyéndose los gastos asociados al transporte de material.

2.5.5 Determinación de la composición química de la cal a partir de la curva termogravimétrica

A continuación se presenta el método de análisis propuesto por Balcerowiak. En primera instancia debe notarse que en la curva termogravimétrica de la cal se presentan tres pérdidas de masa, tal como se puede observar en la Figura 2.8.

Estas pérdidas están asociadas a las siguientes reacciones de descomposición térmicas:

$-\Delta m_1: H_2O_{(l)} \rightarrow H_2O_{(g)}$

$-\Delta m_2: Ca(OH)_2 \rightarrow CaO + H_2O$

$-\Delta m_3: CaCO_3 \rightarrow CaO + CO_2$

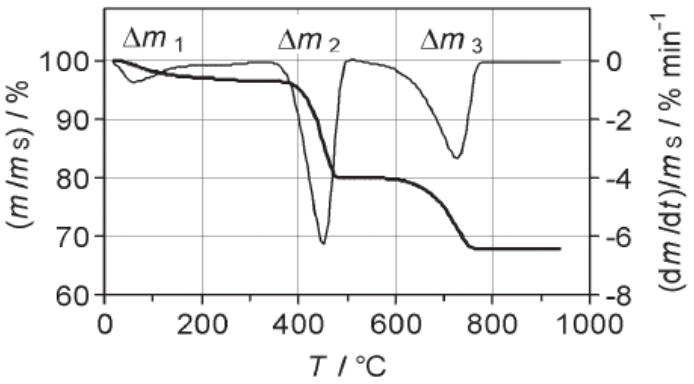


Figura 2.8 Curva termogravimétrica de una cal con un alto contenido de óxido de Calcio luego de ser saturada y secada al horno.

Fuente: Balcerowiak, 2000.

Conociendo estas reacciones y el porcentaje de masa perdido en cada una de ellas a partir de un análisis estequiométrico se determinan los contenidos de humedad, hidróxido de calcio y carbonato de calcio, de los que a su vez se obtiene el porcentaje de óxido de calcio y dióxido de carbono de la cal.

Balcerowiak también indica la presencia en la cal de un pequeño porcentaje de impurezas (X_m) y óxido de calcio no perteneciente a ninguno de los compuestos iniciales presentados en las reacciones anteriores. Este porcentaje se obtiene restando al residuo de la calcinación de la muestra de cal los porcentajes de óxido de calcio obtenidos de la descomposición del hidróxido de calcio y carbonato de calcio.

Para cales completamente hidratadas el producto de la resta antes mencionada corresponde únicamente a impurezas presentes en la cal.

Si bien es cierto a partir del método propuesto por Balcerowiak no se puede determinar el porcentaje de óxido de magnesio en la cal, generalmente en cales con altos contenidos de óxido de calcio este tiende a ser muy bajo.

2.6 Módulo Resiliente (Mr)

El módulo resiliente se define como la relación entre el esfuerzo desviador y la deformación axial recuperable (elástica) que experimenta un material bajo condiciones repetidas de carga. Este se utiliza para evaluar el comportamiento de dicho material ante las cargas cíclicas a las que se verá sometido al emplearse en una estructura de pavimentos. El módulo resiliente se calcula mediante la ecuación 2.10.

$$\mathrm{M_R} = \frac{\sigma_\mathrm{d}}{\epsilon_\mathrm{r}} \quad \text{(Ec. 2.10)}$$

Teniendo que:

$\mathrm{M_R}$ = Módulo resiliente.

σ_d= Esfuerzo desviador.

ϵ_r= Deformación axial recuperable.

De acuerdo con su definición este parámetro es análogo al módulo de elasticidad y puede considerarse como un parámetro de rigidez del material analizado. A partir de esta afirmación se establece por lo tanto que el valor del módulo resiliente depende de la relación de vacíos (e) y el esfuerzo efectivo de confinamiento (σ'), siendo posible representarlo de forma similar a la fórmula empírica propuesta por Richart y otros para el módulo de cortante.

Para el caso de arcillas normalmente consolidadas el módulo de cortante, que es una propiedad de comportamiento elástico del material, análogo al módulo resiliente, está dado por la ecuación 2.11, mientras que para arcillas sobreconsolidadas se utiliza la ecuación 2.12.

$$G_0 = A \cdot F(e) \cdot (\sigma_0')^n \quad \text{(Ec. 2.11)}$$

$$G_0 = A \cdot F(e) \cdot (\sigma_\mathrm{p}')^{n_0} \quad \text{(Ec. 2.12)}$$

Donde:

F(e)= Función de relación de vacíos que toma en cuenta el efecto de este parámetro en el valor del módulo.

σ_0'= Esfuerzo de confinamiento efectivo (kPa).

A y n= Constantes que dependen de la amplitud de la deformación cortante.

σ_p'= presión de preconsolidación (kPa)

n_0=Constante que se incrementa de 0-0,5 según disminuya la razón de sobreconsolidación (OCR).

Diversos autores han propuesto diferentes expresiones para la determinación del valor función de la relación de vacíos, F (e), las cuales se encuentran resumidas en Ishihara (1996), junto con los correspondientes valores de A y n.

Generalmente el valor de n_0 se asume como cero cuando el índice de plasticidad de la arcilla es mayor a 40 y como 0,5 cuando es menor.

Sin embargo debido a la norma empleada y el equipo propuesto en la misma, la determinación del módulo resiliente se simplifica a la ecuación 2.10, ya que no se toman lecturas de presión de poros lo cual impide la determinación de la variación de los esfuerzos efectivos durante la prueba.

En términos generales debe tenerse en cuenta que las propiedades de rigidez de los suelos y las rocas varían significativamente con el rango de deformación bajo cargas cíclicas, debido al comportamiento no lineal en sus características de deformación. Junto a este factor principal existen otros elementos que influyen en el valor de rigidez determinado para un material a partir de los distintos ensayos, tanto de campo como de laboratorio, como los son la heterogeneidad del material, la alteración de las muestras, errores de medición sistemáticos, dependencia con el nivel de esfuerzo y deformación, anisotropía de la rigidez, nivel de presión, trayectoria de esfuerzos y el método de carga.

Lo anterior indica que es una propiedad muy difícil de determinar, ya que son muchos los factores que deben considerarse y medirse para lograr una adecuada interpretación del resultado obtenido.

Conforme se repiten los ciclos de carga y descarga la deformación permanente que sufre el material disminuye hasta llegar a un punto en el que esta desaparece, sin embargo es importante recordar que la deformación permanente sufrida con cada ciclo es acumulativa. Este comportamiento implica que el módulo resiliente aumenta conforme la deformación acumulada también lo hace. En la siguiente figura se muestra un comportamiento típico de las deformaciones permanente y total acumuladas con respecto al número de ciclos.

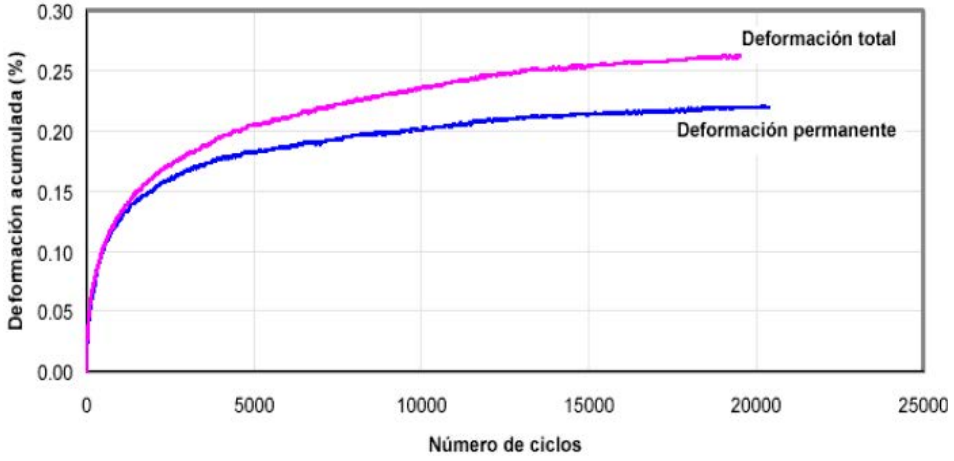


Figura 2.9. Tendencia de la deformación conforme incrementa el número de ciclos.

Fuente: http://upcommons.upc.edu, 2011.

Cuando la deformación permanente llega a ser nula se dice que el material presenta un comportamiento resilente o elástico. La disminución de la deformación permanente está relacionada con una disminución en la relación de vacíos, la cual en este caso es más significativa que el comportamiento plástico del suelo, lo que representa un incremento en el módulo resiliente.

2.6.1 Variación del módulo resiliente con las propiedades del material y los esfuerzos aplicados en la prueba.

Este parámetro no representa un valor constante para un determinado suelo sino que presenta variaciones según diversos factores.

Como se mencionó anteriormente uno de ellos es el número de aplicaciones del esfuerzo, ya que se ha determinado una relación lineal directa entre este y el valor del módulo resiliente, hasta llegar a un valor cercano a las 1000 repeticiones a partir de las cuales dicho módulo tiende a ser constante (Mohs, 2008).

Para el caso de arenas Ishihara indica que existe un 10% de deferencia entre los valores determinados para dos y diez ciclos cuando la deformación unitaria es mayor a 10^{-4} y que el efecto del número de ciclos prácticamente desaparece cuando se han aplicado 10 ciclos de esfuerzo a las muestras.

De igual forma el estado de esfuerzos incide en el valor del M_R, tanto en el caso del esfuerzo de confinamiento (σ_3) como en el del esfuerzo desviador (σ_d). Para una muestra conforme se aumenta el esfuerzo de confinamiento se obtienen módulos de resilencia

mayores, independientemente del tipo de suelo, esto ya que una vez que el esfuerzo desviador deja de ser aplicado el esfuerzo de confinamiento dificulta que la deformación sufrida presente un comportamiento elástico.

Para el caso del esfuerzo desviador este presenta una relación directa con el M_R para suelos gruesos e inversa para suelos finos cohesivos, debido a que la compresibilidad de estos últimos no se elimina con el proceso de compactación (Mohs, 2008).

La recuperación a través del tiempo de las propiedades del suelo luego de ser sometido a un proceso de compactación, tixotropía, influye en la resistencia del suelo y por lo tanto en esta variable.

Otro factor que influye es el método de compactación empleado, principalmente cuando las muestras se compactan con altos porcentajes de saturación. Al emplear el amasado para la compactación del suelo se logra un alineamiento en forma paralela de las partículas (estructura dispersa), lo cual contribuye a un aumento del módulo resiliente, mientras que para el caso de compactaciones estáticas (rodillo, vibración, entre otras) no se genera desplazamiento lateral por lo que las partículas mantienen su estructura floculada.

El grado de compactación y el contenido de agua también afectan el valor de módulo resiliente, a mayor saturación del suelo se registran menores valores de módulo resiliente, debido a la presión de poro y la disipación de las fuerzas cohesivas, mientras que para densidades secas mayores se registra un aumento del módulo, producto de la disminución de los vacíos.

De igual forma se ha determinado que el valor del mismo se ve influenciado por el contenido de finos del suelo, material pasando la malla No. 200, y el índice de plasticidad.

Según el estudio titulado *"Long term Pavement Perfomance"* (2006), el índice de plasticidad y el contenido de finos influyen de manera considerable cuando se trata de materiales de baja resistencia, mientras que en materiales de mayor resistencia el contenido de humedad y la densidad tienen mayor importancia.

2.6.2 Correlaciones del módulo resiliente con propiedades del suelo

Las correlaciones, usadas para estimar el comportamiento resiliente de subrasantes y bases, se elaboran mediante dos tipos de análisis de datos. El primero genera relaciones

entre el módulo resiliente y propiedades del suelo o parámetros obtenidos mediante ensayos in situ empleando, generalmente, regresiones estadísticas.

La otra forma de analizar los datos de módulo resiliente es mediante formulaciones que consideren los esfuerzos de confinamiento, desviadores o ambos. Estas contienen muchos parámetros constantes de modelado, los cuales una vez determinados se correlacionan con diferentes conjuntos de propiedades del suelo.

A continuación se presentan únicamente las correlaciones directas que se basan en las propiedades del suelo más utilizadas. Las expresiones mostradas en las ecuaciones 2.11 y 2.14 se basan en la capacidad de soporte del material, fue desarrollada por Heukelom y Klomp y ha sido recomendada en varias guías de diseño de AASHTO.

$$\mathrm{M_R(MPa)} = 10{,}34 \cdot \mathrm{CBR} \quad \text{(Ec. 2.13)}$$

Esta ecuación se emplea para estimar el módulo resiliente de suelos de grano fino y con un valor de CBR menor o igual a 10. Para suelos granulares se emplea la siguiente expresión.

$$\mathrm{M_R(kPa)} = 4326 \cdot \ln(\mathrm{CBR}) + 241 \quad \text{(Ec. 2.14)}$$

Otras de las correlaciones más empleadas corresponde a la ecuación expuesta en la Guía de Diseño Empírico-Mecanicista de la NCHRP para materiales estabilizados con cal.

$$\mathrm{M_R(MPa)} = 123{,}99 \cdot \mathrm{q_u} + 68{,}81 \cdot \quad \text{(Ec. 2.15)}$$

Donde $\mathrm{q_u}$ es la resistencia a la compresión inconfinada en MPa.

Capítulo 3: CARACTERIZACIÓN DE LAS ARCILLAS EXPANSIVAS

3.1 Introducción

En el presente capítulo se busca caracterizar las arcillas expansivas a partir de información brindada por trabajos realizados en este tipo de suelos. En particular se busca describir las zonas de estudio, incluyendo la región en la que se produce la cal empleada en este proyecto.

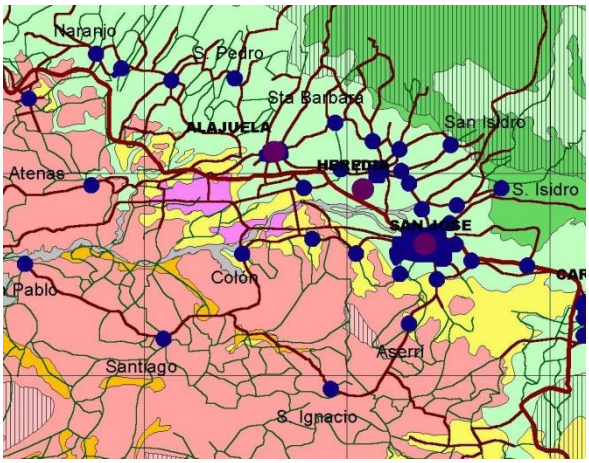
Uno de los trabajos que debe mencionarse antes de caracterizar cualquier tipo de suelo de Costa Rica corresponde al realizado por Bogantes y otros (2000) titulado "Zonificación geotécnica general de Costa Rica, considerando elementos edáficos y climáticos", en el cual se presentan mapas, que abarcan todo el territorio nacional, en los que se establece una zonificación según las propiedades geotécnicas de los suelos que predominan en una determinada región.

En estos mapas las arcillas expansivas se identifican como "Arc" y de acuerdo con Bogantes et al estos suelos se encuentran dentro del grupo de los Vertisoles. A su vez en dicho trabajo se describen los diferentes tipos de suelos y sus propiedades ingenieriles.

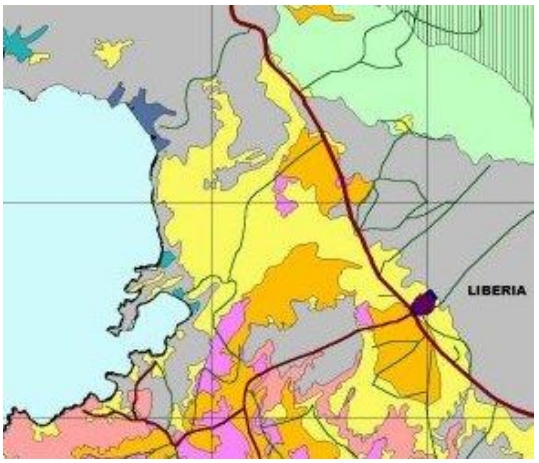
En el caso de las arcillas expansivas menciona que "Superficialmente presentan un estrato de arcilla color negro de muy alto potencial de expansión, de al menos 60 cm de espesor usualmente subyacido por un estrato de arcilla gris, también con gran capacidad de expandirse.", indica a su vez que solo se presentan "en zonas con un clima de estacionalidad bien definida, ya que los ciclos de humedecimiento – secado – agrietamiento son básicos para su desarrollo".

Con respecto a las propiedades ingenieriles indica que son suelos muy impermeables y con un alto potencial expansivo que puede causar problemas en obras livianas, menciona también que usualmente "el material subyacente es de muy buena capacidad soportante y sin características expansivas".

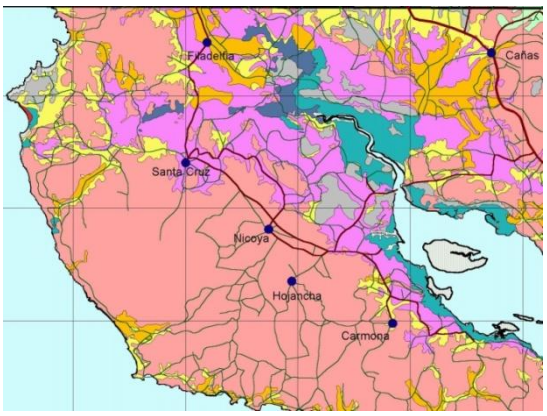
En las siguientes figuras se muestran las zonas de nuestro país en las que se ha determinado la presencia de arcillas expansivas. Como se puede observar estas se ubican en algunas zonas del valle central y Guanacaste, principalmente.



a) Gran Área Metropolitana



b) Liberia



c) Nicoya

Figura 3.1 Ubicación de arcillas expansivas en Costa Rica

Fuente: Bogantes et al, 2000.

3.2 Estudios previos

A continuación se presenta un resumen de los principales trabajos de investigación realizados en arcillas expansivas de Costa Rica.

Los estudios realizados hasta el momento se concentran principalmente en las arcillas que se encuentran en las provincias de Alajuela y San José, investigándose muy poco las propiedades que este tipo de suelo posee en la zona de Guanacaste.

Se describirá de forma general el objetivo de la investigación, algunos resultados y las conclusiones más importantes obtenidas por los autores.

3.2.1 Pavimentos sobre arcillas expansivas (Rodríguez M., 1974)

El objetivo de dicho proyecto fue la identificación de las propiedades de las arcillas expansivas que deben considerarse al momento de diseñar una estructura de pavimentos.

El autor no detalla la cantidad de sitios muestreado ni su ubicación, sin embargo presenta resultados de ensayos realizados para un material de Guanacaste, cerca del río Piedras en el tramo de la carretera Interamericana que une Cañas con Liberia, y otro de Palmares.

A partir de los valores de presión de hinchamiento el autor ratifica el alto potencial expansivo del material muestreado en Guanacaste, el cual genera diversos problemas en la estructura de pavimentos.

Utilizando los datos de Palmares corrobora que la presión de hinchamiento es mayor conforme menor es el contenido de humedad del suelo. Sin embargo los valores de presión que obtuvo son considerablemente menores a los que normalmente presentan las arcillas expansivas.

3.2.2 Estabilización de arcillas expansivas (Tapia M., 1990)

La arcilla utilizada en este estudio fue tomada de San Pedro de Pavas. El autor estudió la estabilización de arcilla expansivas con cemento, cal y agregando lastre.

El porcentaje óptimo de agente estabilizador en la mezcla de suelo-cemento fue del 15 %, y para la mezcla suelo- cal del 5%, ambos obtenidos a partir de la prueba de pH. Luego de determinar estos porcentajes el autor efectuó varias pruebas de límites de consistencia con porcentajes mayores de agente estabilizador verificando el comportamiento de los Límites. A partir de esta prueba decidió utilizar un 15% de cemento y un 10 % de cal debido a la obtención del menor IP. Al agregar lastre al suelo, obtuvo una disminución tanto en el LL como en el LP, empleando nuevamente como criterio el menor valor del IP escogió un 20 %.

La adición de cal y cemento proporcionan al suelo mayor rigidez haciéndolo pasar de un comportamiento muy dúctil a uno más frágil, presentando a su vez un incremento en la resistencia a la compresión inconfinada. Este comportamiento lo demostró a partir de la resistencia alcanzada por muestras con un periodo de curado de siete días en el ensayo de compresión inconfinada (CI).

En cuanto a las características de compactación determinó que al usar cal se da un incremento en la humedad óptima y una disminución en el peso específico, mientras que en el caso del cemento se registra un aumento en la humedad óptima sin variación en la densidad seca. El lastre produce un aumento en el peso específico seco máximo y una disminución en la humedad óptima. Lo anterior comparado con el comportamiento presentado por el suelo no estabilizado.

Como conclusión principal el autor indica que la cal es la mejor opción para la estabilización de este tipo de suelos. La adición de lastre no brindó resultados positivos para el porcentaje utilizado y el uso de una mayor cantidad se sale de los valores normales.

3.2.3 Determinación de cambios volumétricos en arcillas expansivas (Villalobos M., 1991)

El principal objetivo de este trabajo fue determinar la variación de los cambios volumétricos que sufre un suelo según su contenido de humedad.

A partir de las diferentes pruebas realizadas por el autor, presión de hinchamiento y expansión libre, calculó los posibles asentamientos que puede sufrir una estructura liviana según las variaciones de humedad de la capa de arcilla.

Las zonas que muestreo corresponden a Lindora, cerca del residencial valle del sol, Ciruelas y en San Pedro de Pavas.

3.2.4 Caracterización de la arcilla sensitiva del proyecto Toro (Muñoz M., 1992)

Las muestras fueron tomadas del proyecto Toro ubicado en el poblado Bajos del Toro en el Cantón de Valverde Vega, en las coordenadas 247.000-252.000 de latitud y 505.000-508.000 de longitud.

Muñoz determinó que la arcilla estaba compuesta principalmente por haloisita, la cual representaba un 95 % del material mientras que el restante 5% correspondía a alófanas, lo cual la hace altamente sensible a los incrementos de temperatura.

Producto de las características de este mineral las variaciones de temperatura provocan grandes cambios en sus propiedades físicas, lo cual puede observarse en la disminución de los límites líquido y plástico con el incremento de temperatura. Esta arcilla tiene un

comportamiento muy peculiar por lo que determinó que para su clasificación el uso de la carta de plasticidad no cumple su función de forma adecuada, ya que utilizando esta el suelo clasificaría como un limo de alta plasticidad.

El cambio de las propiedades de este tipo de suelo, se debe a la estructura tubular de la haloisita al estar hidratada, la cual conforme pierde humedad colapsa, se rompe o desenrolla. Fenómeno que se produce inclusive a partir de los 60º C.

3.2.5 Estabilización de arcillas expansivas con cal (Mora A., 1993)

Las arcillas estudiadas en este trabajo fueron muestreadas en San Pedro de Pavas y en Ciruelas, en las parcelas aledañas de la zona libre del grupo Z.

Ambas arcillas fueron clasificadas como cálcicas a través de los resultados de pruebas químicas analizados por Lagos. En estas se determinaron altas concentraciones de cationes. En el Cuadro 3.1 se muestran las concentraciones de diferentes iones en los suelos que estudió.

Cuadro 3.1 Concentración de iones en los suelos de Pavas y Ciruelas

Cation	Pavas	Ciruelas (Cmol/L)
Ca	36,9	33,8
Mg	25,4	16,5
Na	1,04	1,04
K	0,12	0,03

Fuente: Mora, 1993.

No se detalla la procedencia de la cal con la cual estabilizó el suelo, sin embargo establece que la misma poseía una pureza del 90% más el aporte del magnesio.

El autor observó que las necesidades de agua de la mezcla se incrementan conforme aumenta el porcentaje de cal utilizado.

En el caso del ensayo de expansión libre para especímenes de Ciruelas, compactados mediante el método Proctor, obtuvo valores de expansión mayores para contenidos de cal superiores al 4% que al compactar con prensa, sin embargo el autor determinó que dicho comportamiento se debió a la falta de agua en la mezcla suelo-cal para propiciar la reacción entre estos componentes.

Para la arcilla de Ciruelas verificó la influencia del curado en el porcentaje de expansión que sufre el suelo a un mismo contenido de humedad obteniendo una reducción del 85 % en el grado de expansión de una muestra curada durante un día y otra curada durante 40 días en la cámara húmeda. Esto refleja que el tratamiento es más efectivo con el tiempo.

A parte de lo ya mencionado con respecto a las variaciones en el LL y el LP al adicionar cal este autor determinó que el límite de contracción aumenta proporcionalmente con el porcentaje de cal agregado.

La velocidad de consolidación de las arcillas al ser tratadas con cal se redujo, debido a que el material pierde la capacidad de retener el exceso de agua e incrementa considerablemente su conductividad hidráulica.

3.2.6 Estabilización de arcillas expansivas con agentes químicos (Solano R., 1997)

Los sitios de muestreo fueron Ciruelas, 3 km al oeste de la escuela pública, y el Coyol de Alajuela, contiguo a la zona franca Ves.

En este trabajo se hicieron pruebas de expansión para el material en su estado natural y el material tratado químicamente con un derivado de sulfuro orgánico y ácidos buffered combinados con bisulfatos. Obteniendo en la mayoría de ellas una reducción considerable del porcentaje de expansión del suelo al ser estabilizado.

Según este trabajo las arcillas de alta plasticidad (CH) encontradas en el Coyol poseen alta contaminación orgánica y su capa posee un espesor de 60 cm, mientras que el resto del perfil presenta una arcilla del tipo interestratificado illita-esmectita poco expansivas. En el caso de Ciruelas el autor describe las arcillas encontradas, CH, de color café claro con contaminación orgánica.

A partir de las pruebas de difracción por rayos x realizadas determinó que el material posee un bajo potencial expansivo lo cual contradice los resultados pronosticados por los métodos empíricos (Seed, Holtz, Gibbs).

Determinó una menor variación en el contenido de humedad del material una vez tratado, lo cual si bien reduce su potencial expansivo también representa menores resistencias en épocas secas, de acuerdo con los resultados de las pruebas de resistencia al corte con veleta.

Según la investigación realizada por el autor la densidad del material tratado tiende a incrementarse con el tiempo, y por consiguiente su resistencia, lo cual radica en que conforme el agente actúe se da un reagrupamiento de las partículas eliminando las moléculas de agua adheridas a las láminas de arcilla y evitando la entrada de agua.

Debido a los bajos porcentajes de cambio volumétrico sugiere realizar dichas pruebas en muestras con menor contenido de humedad, ya que las pastillas utilizadas poseían contenidos de humedad muy altos. Otra posible razón de estos resultados es el alto contenido de materia orgánica de las muestras.

3.2.7 Manual de soluciones teórico prácticas para el tratamiento de arcillas expansivas. (Odio M., 2000)

Como el título de este trabajo lo indica el objetivo principal del mismo era ubicar y caracterizar las arcillas de alta expansividad que se encuentran en el valle central, así como brindar información acerca de los diferentes procesos utilizados para su estabilización.

Este trabajo se basa principalmente en la identificación de las arcillas expansivas y su potencial expansivo de acuerdo al índice de plasticidad de los suelos, a partir de esta información la autora generó algunos mapas para la zona del valle central. A su vez describió algunos métodos de identificación de arcillas expansivas, procedimientos para la determinación de la presión de hinchamiento y la expansión libre, así como métodos para su estabilización o limitación de sus cambios de volumen, sin embargo no se aplican los mismos a ningún suelo.

3.2.8 Evaluación del método de aislamiento de humedad para estructuras livianas y caracterización de las arcillas expansivas. (Valerio O., 2003)

Los suelos estudiados se localizan en el residencial valle del Sol, en el cantón de Santa Ana y distrito de Pozos, San Antonio de Belén y San Rafael de Escazú.

A los mismos les aplicó ensayos de resistencia, tales como corte directo, compresión inconfinada y ensayos triaxiales CU y UU, así como pruebas de presión de hinchamiento y expansión Libre.

Adicionalmente evaluó la efectividad del método de aislamiento de humedad en Valle del Sol y en San Antonio de Belén. Según los resultados que obtuvo indicó que este método

no evita las variaciones en el contenido de humedad, sin embargo logra una reducción de las mismas en comparación con el sector no aislado, implicando menores presiones de hinchamiento y expansión libre.

El material con mayores cambios volumétricos es el de valle del sol lo cual se relaciona con su composición mineralógica. Este material está conformado principalmente por caolín y esmectita, particularmente montmorillonita, según Valerio.

En el caso de San Antonio de Belén el suelo está compuesto por minerales de haloisita, caolinita en estado incipiente y pequeñas cantidades de esmectita, reflejándose en un comportamiento menos crítico de los cambios de volumen.

Por último el material de Escazú fue el que presentó mayor cantidad de esmectita, sin embargo el porcentaje de arcilla presente es el menor de los sitios estudiados, lo cual se vio reflejado en valores de presión de hinchamiento y expansión libre menores.

En este trabajo también realizó mediciones de la superficie del bloque aislado, en ambos sitios, registrando deformaciones diferenciales, lo cual tiene un efecto más negativo en las estructuras.

Otros resultados importantes corresponden a la baja resistencia de las diferentes muestras de arcillas y su gran variación con el contenido de humedad y con la prueba que se realice.

3.2.9 Arcillas expansivas, comportamiento, identificación y propiedades una vez estabilizadas con el agente químico EcSS3000. (Hidalgo A., 2009)

El objetivo principal de esta investigación fue determinar los efectos del agente químico EcSS300 en las propiedades físicas de las arcillas expansivas, lo cual logra mediante intercambio iónico, reduciendo las fuerzas de atracción entre las partículas de arcilla y la molécula de agua.

El material que estudio provenía de Santa Ana, en el residencial Nya Lindora, y San Isidro de Heredia en el residencial Lomas del Zurquí. El segundo sitio corresponde a una zona donde generalmente no se encuentran suelos arcillosos, sin embargo mediante un estudio de suelos facilitado a la investigadora se determinó la presencia de arcillas expansivas.

En este estudio se realizaron pruebas de clasificación, compactación, hinchamiento y consolidación. En el caso del suelo muestreado en Santa Ana observó una disminución del

contenido de humedad óptimo y un incremento de la densidad seca del material al ser tratado con este químico, mientras que en el suelo de San Isidro se presentó un incremento en la densidad seca pero el contenido de humedad óptima se mantuvo prácticamente igual.

En el caso de la prueba de CBR determinó una capacidad soportante muy baja en los suelos estudiados, tanto en su estado natural como una vez tratados.

Determinó que el tratamiento con este agente químico es efectivo en la reducción del potencial expansivo del material, llegando a valores que se encuentran dentro del rango aceptable para la construcción de obras livianas.

Las muestras tratadas con el agente químico presentaron una reducción de su índice de plasticidad lo cual representa un incremento en la densidad del suelo y la disminución de su tendencia a deformarse, sin embrago la autora indica que no es recomendable medir la eficiencia de los agentes estabilizantes mediante este parámetro.

A su vez concluyó que el agua que se infiltra al terreno y la proveniente de la ascensión capilar afectan en menor medida al suelo tratado.

Mediante Microscopia Electrónica de Barrido (MEB), verificó que la estructura química de la arcilla no cambia al ser tratada con este agente, sino que su acción se da sobre la capa de agua adherida a las partículas de este tipo de suelo. Estableciendo que la condición expansiva de la arcilla no varía. Lo cual difiere con la estabilización utilizando cemento o cal los cuales cambian la estructura y composición de suelo formando matrices cementantes.

Por último indica que la estabilización con este agente posee la ventaja de que puede aplicarse aún cuando el nivel freático se encuentre en la superficie y que la calidad del mismo y las condiciones después de la aplicación no varían. Por otro lado indica que su aplicación requiere menos tiempo y que es menos costoso.

3.2.10 Diseño de un pavimento sobre suelo arcilloso expansivo para la Ruta Nacional 721 Tramo Ciruelas – Siquiares (Solano G. et al,2010)

El material estudiado corresponde a la arcilla de carácter expansivo que se encuentra en la zona de Siquiares, Alajuela. El objetivo de este proyecto fue diseñar una nueva estructura de pavimentos, ante la presencia de este tipo de suelo.

Con el fin de cumplir este propósito los autores realizaron pruebas de campo y laboratorio, evaluaron el estado actual de la carretera mediante los valores de IRI y deflectometría proporcionados por el Lanamme, elaboraron un diseño de mezcla suelo – cal y compararon económicamente el costo de la estructura con el suelo sin tratamiento y estabilizado.

A partir del los ensayos de deflectometría e IRI la clasificación que obtuvieron para los tramos de carretera de menor pendiente fue de deflexiones muy altas y deficiente regularidad superficial.

Indicaron que el estrato blando a lo largo del tramo estudiado posee valores de CBR in situ del 70% para pendiente moderada y 9% para pendiente nula a una profundidad de 75 cm. El ensayo de CBR en laboratorio dio un valor promedio de 0,16 % que es considerablemente menor que los obtenidos en campo. Posiblemente debido a que el suelo en el laboratorio estaba completamente saturado.

A partir de estas pruebas determinaron que el material sin estabilizar no podía utilizarse como subrasante, analizando por lo tanto las opciones de sustitución o estabilización mediante el empleo de cal, desde el punto de vista económico.

En la prueba de compresión inconfinada del material estabilizado registraron un gran incremento en la resistencia, la cual inclusive cumple con los requerimientos establecidos para el material de base de las estructuras de pavimentos.

Utilizando los resultados de esta prueba y valores de módulo resiliente de materiales de sustitución utilizados típicamente en Costa Rica realizaron el diseño de los espesores de capa requeridos para cada una de las alternativas antes mencionadas.

Una vez diseñadas efectuaron el análisis económico. De este se obtuvo que para el suelo tratado se necesitaría un 52,4 % menos de tiempo para la construcción y se gastaría alrededor de un 20,7% menos de dinero que en la opción de sustitución.

En los cuadros que se muestran a continuación se presentan los parámetros geotécnicos obtenidos en los trabajos antes mencionados y los rangos en los cuales según el Código de Cimentaciones de Costa Rica estos varían para arcillas expansivas.

Cuadro 3.2. Resumen de parámetros geotécnicos determinados en estudios sobre arcillas expansivas de Costa Rica (Parte 1)

Parámetro Geotécnico	CCCR	Solano, G. et al	Rodríguez, M.		Muñoz, M.	Mora, A.		Solano, R.		Tapia, M.	Promedio
		Siquiares	Guanacaste	Palmares	Bajos del toro	San Pedro de Pavas	Ciruelas	Ciruelas	El Coyol	San Pedro de Pavas	
Espesor capa (m)	-	1,77	-	-	-	0,80	3,00	-	0,60	-	1,39
LL	77 - 150	86	-	-	130	92	100	89	102	106	98
LP	26 - 50	37	-	-	76	35	30	51	40	44	39
LC	9-18		-	-	-	-	-	-	-	14	14
IP	51-100	49	-	-	54	57	70	38	62	62	59
IL	-		-	-	-	0,30	0,48	-	-	-	0,36
% Pas. No.200	90 - 95	89,25	-	-	-	-	-	95,10	95,30	93,30	82,86
% Part. < 0,002 mm	-		-	-	-	-	-	80,60	74,60	83,30	71,81
Gs	2,63 - 2,70	2,64	-	-	-	-	-	2,69	2,73	2,78	2,69
% $w_{Natural}$	40 - 50	-	-	-	-	52,30	63,70	-	-	-	53,34
Pr. Hinch.(kPa)	≤ 686,47	69,73	235,36	91,20	-	-	-	55,00	90,00	652,00	290,22
Expansión libre (%)	100% o mayor	8,65	14,30	-	-	42,00	37,69	1,72	4,50	27,00	21,14
$\rho_{dmáx}$ (Próctor, kg/m^3)	150 - 1290	1376,62	-	-	-	-	-	-	-	1295	1310,15
$w_{óptima}$ (Próctor)	25 - 39	30,00	-	-	-	-	-	-	-	34,40	32,1
% óptimo de cal	-	6,00	-	-	-	6,00	6,00	-	-	10,00	6
CI (kPa)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10,79	40,06
CI_{ME} (kPa)	-	1471	-	-	-	-	-	-	-	63,74	767,37
CBR in situ	-	9	-	-	-	-	-	-	-	-	9
$CBR_{Lab.}$ (C=95%)	-	0,16	1,45	-	-	-	-	-	-	-	0,81
CBR_{ME} (C=95%)	-		33	-	-	-	-	-	-	-	33

ME= Material estabilizado.

Cuadro 3.3. Resumen de parámetros geotécnicos determinados en estudios sobre arcillas expansivas de Costa Rica (Parte 2)

Parámetro Geotécnico	CCCR	Valerio, O			Hidalgo, A.		Villalobos, L.			Promedio
		Valle del Sol	San Antonio de Belén	San Rafael de Escazú	Nya Lindora	San Isidro de Heredia	Lindora	Ciruelas	San Pedro de Pavas	
Espesor capa (m)	-	1	1,19	1,27	-	-	>1,25	> 1	1,4	1,39
LL	77 - 150	96	82	86	84	107	99	98	111	98
LP	26 - 50	25	29	28	28	36	36	37	39	39
LC	9-18	13	19	15	-	-	14	14	13	14
IP	51-100	71	53	58	56	71	63	61	72	59
IL	-	0,3427	0,3899	0,2352	-	-	-	-	-	0,36
% Pas. No.200	90 - 95	87,00	88,00	90,00	93,00	93,00	92,70	97,60	95,60	82,86
% Part. < 0,002 mm	-	48,00	64,00	22,00	82,00	81,00	59,40	82,20	74,40	71,81
Gs	2,63 - 2,70	2,64	2,67	2,63	2,60	2,65	2,71	2,69	2,73	2,69
e	1,10 - 1,80	1,46	1,43	1,16	-	-	-	-	-	1,35
% $w_{Natural}$	40 - 50	48,00	50,33	41,67	49,70	53,70	-	-	-	53,34
ρ_d (kg/m^3)	950 - 1100	1077,84	1097,22	1215,50	1300,00	1017,30	-	-	-	1141,57
Pr. Hinch.(kPa)	hasta 686,47	385	192	192	-	-	514,5 w_i=19	464,3 w_i=22	604,2 w_i=18	290,22
Expansión libre (%)	100% o mayor	28,71 P=6,01 kPa	24,83 P =5,9 KPa	14,64 P =6,03 kPa	4,32% P =1 kPa	48,7% P =1 kPa	22,24% P=6,37 kPa w_i=19	14,15% P=6,12 kPa w_i=22	25,3% P=6,12 kPa w_i=22	21,14
$\rho_{dmáx}$ (Proctor, kg/m^3)	150 - 1290	-	-	-	1342	1227	-	-	-	1310,15
$w_{óptima}$ (Próctor)	25 - 39	-	-	-	32,50	31,50	-	-	-	32,1
Cohesión (kPa)	39,22 – 98,07	33	40	31			-	-	-	34,67
C_c	0,3 - 0,70	0,4587	0,35331	0,3686	0,2537	0,448	-	-	-	0,3765
CI (kPa)	-	66	80	62	-	-	-	-	-	40,06
σ_P (kPa)	-	152	120	172	9,8	9	-	-	-	92,56

3.3 Caracterización de los sitios de muestreo

3.3.1 Localización geográfica

En la Figura 3.2 se presenta la ubicación de los sitios de muestreo de las arcillas expansivas.

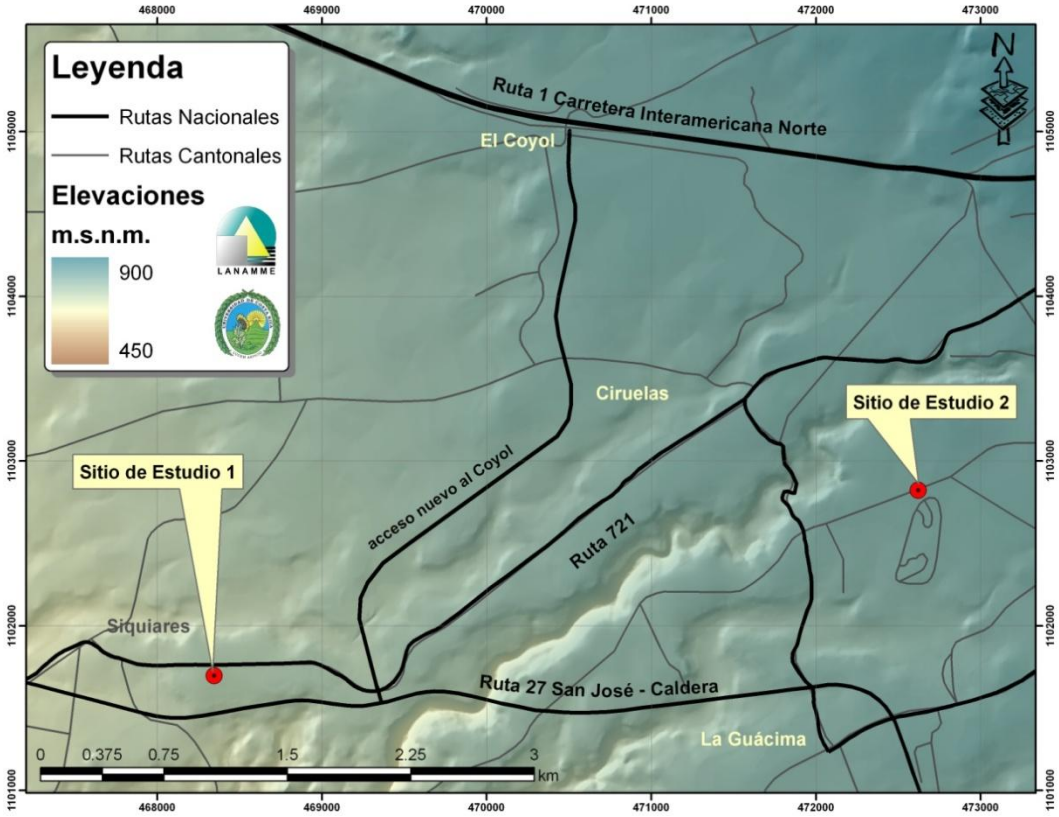


Figura 3.2. Ubicación sitios de muestreo

Fuente: Lanamme UCR, 2012.

El primer sitio de muestreo se ubica en Siquiares en las coordenadas 9°57'58,6" latitud Norte y 84°17'17,59" longitud Oeste a una elevación de 749 msnm. Este punto se encuentra aproximadamente a un kilómetro al oeste de la rotonda que comunica las Rutas Nacionales 721 y 27, en el tramo entre Siquiares y Turrúcares en el cantón de Alajuela.

En la Guácima de Alajuela se efectuó el segundo muestreo frente al autódromo, en las coordenadas 9°58'34,01 latitud Norte y 84°15'2,75" longitud Oeste. La elevación del sitio de muestreo es de 819 msnm. Específicamente el punto de muestreo se localiza a 625 m al

noreste de la intersección entre la ruta nacional 124 y la vía cantonal que se dirige hacia el autódromo la Guácima y el Cacao en el cantón de Alajuela.

3.3.2 Topografía

En la Figura 3.3 se muestra un mapa de pendientes de las zonas en las que se realizaron los muestreos de los suelos. Esto es de vital importancia ya que se conoce que en zonas con poca pendiente y por lo tanto de mal drenaje se favorece la formación de materiales arcillosos con características expansivas.

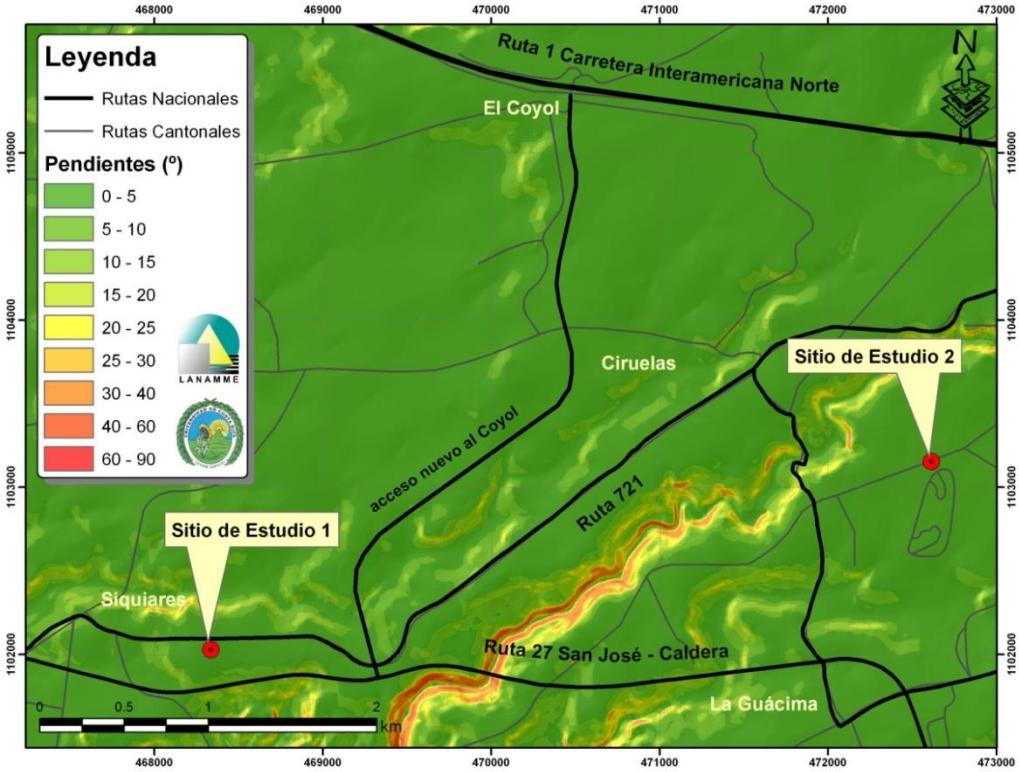


Figura 3.3 Mapa de pendientes de los sitios de muestreo
Fuente: Lanamme UCR, 2012

Figura 3.4 se observa claramente que el tipo de topografía de la Guácima y Siquiares corresponde a planicie, siendo esta condición una de las características necesarias para la formación de arcillas compuestas principalmente por montmorillonita.

a) b)

Figura 3.4 Topografía de los sitios de muestreo a) Siquiares. b) La Guácima

3.3.3 Clima

El clima como agente de meteorización influye en gran medida en el tipo de minerales que se forman a partir de la descomposición de la roca madre.

En el caso de la Guácima y Siquiares las condiciones climáticas las describe Orozco como muy regulares, con un periodo seco prolongado, vientos fríos y de velocidades considerables en el inicio de la época seca. En general se pueden establecer dos periodos uno lluvioso, que va desde el mes de mayo a octubre, y uno seco, el cual comprende los meses de noviembre hasta abril.

Lo anterior se puede confirmar a partir de los datos del Instituto Meteorológico Nacional, al reportarse que para la zona en la cual se encuentran los sitios de muestreo de este estudio se da una precipitación promedio de 0 mm a 50 mm en el mes de enero, pasando a una precipitación promedio de 200mm a 300 mm en el mes de marzo, el cual marca el inicio de la época lluviosa. La precipitación media anual se encuentra entre los 2000 mm y3000 mm.

Esta situación climática favorece la formación de arcillas conformadas principalmente por montmorillonita. En las siguientes figuras puede observarse la gran variación de las condiciones a las que está sometido el suelo, en cuanto a humedad, según la época del año.

a) Época lluviosa

b) Época seca

Figura 3.5. Condiciones de humedad del suelo de Siquiares según la época del año

a) Época lluviosa

b) Época seca

Figura 3.6. Condiciones de humedad del suelo de la Guácima según la época del año

3.3.4 Geología de la zona

Según Denyer et al (1994) las zonas de la Guácima y Siquiares se encuentran dentro de la unidad geológica denominada formación Lahares y cenizas, desde el punto de vista litológico están conformadas, como su nombre lo indica, por lahares y cenizas. La ubicación de esta unidad geológica se puede observar en la Figura 3.7, identificada como Qv1.

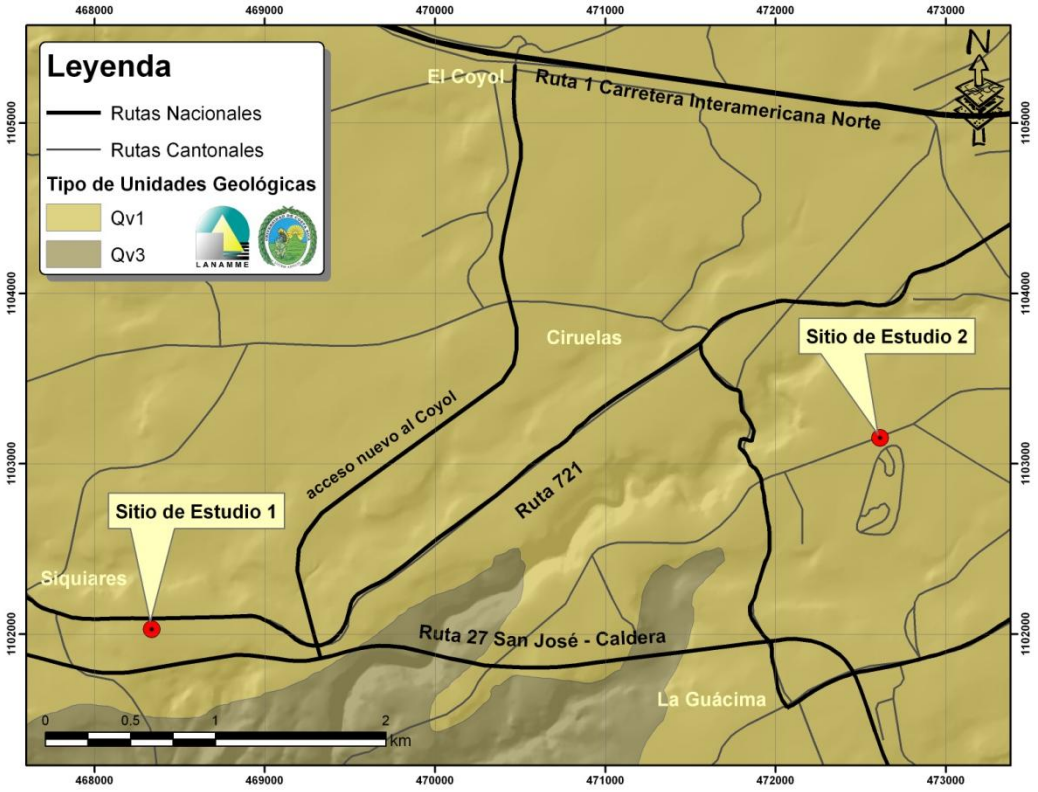


Figura 3.7 Mapa geológico zona de muestreos

Fuente: Modificado de Denyer, 1994.

De acuerdo con Lacayo y Nuñez las coladas están compuestas por lavas desde andesíticas hasta basálticas, ricas en olivino y augitas. Los espesores máximos en las zonas bajas son de 8 a 10 m, sin embargo en zonas altas los espesores pueden llegar a ser de 80m, con intercalaciones de capas de flujos piroclásticos, lahares y ceniza.

En el caso específico de las arcillas del Oeste del Valle Central sus espesores varían de 0,5 a 4 m y están subyacidas por materiales coluviales, laháricos o igminbritas (Bogantes 1999).

3.3.5 Zonificación geotécnica

Los suelos que ocupan el Valle Central, y las faldas de los volcanes son andisoles ya que se derivan de materiales volcánicos, sin embargo por las características climáticas y topográficas y la presencia de materiales con altos contenidos de Si, Ca y Mg en la zona de la Guácima y Siquiares se presentan suelos del tipo vertisoles, de acuerdo con la taxonomía de suelos.

Desde el punto de vista geotécnico estos suelos se identifican como suelos arcillosos de alto potencial de expansión ("Arc"). En la Figura 3.8 se muestra el mapa geotécnico de la zona de estudio.

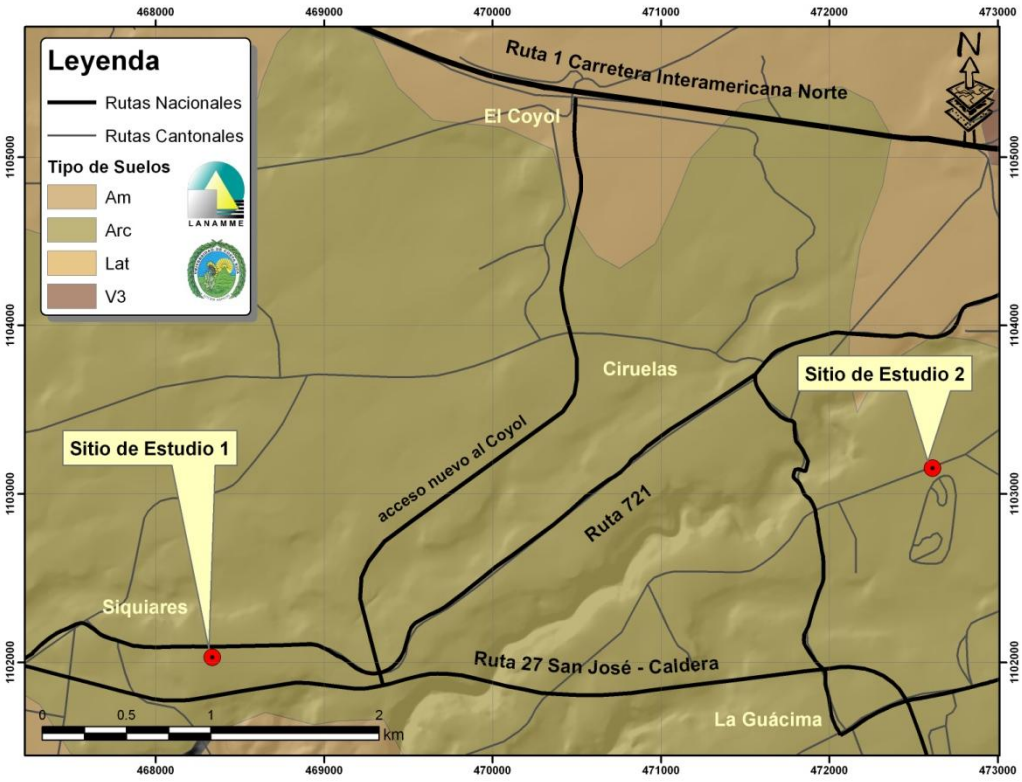


Figura 3.8. Mapa del tipo de suelo de los sitios de muestreo
Fuente: Bogantes et al, 2000.

Bogantes et al definen a este tipo de suelo como "un estrato de arcilla color negro de muy alto potencial de expansión, de al menos 60 cm de espesor usualmente subyacido por un estrato de arcilla gris, también con gran capacidad de expandirse". Producto del alto contenido de montmorillonita estos suelos poseen una alta plasticidad al humedecerse y se agrietan cuando se secan durante el verano.

Para la formación de estos se requieren de ciclos humedecimiento – secado – agrietamiento los cuales se presentan en zonas con un clima de estacionalidad bien definida. Lo cual coincide con las condiciones climáticas antes expuestas.

Como se ha venido mencionado a lo largo de este trabajo, estos suelos desde el punto de vista ingenieril pueden provocar daños en estructuras livianas debido a su alto potencial expansivo, a su vez son muy impermeables. Bogantes et al mencionan que generalmente el material subyacente a estos posee muy buena capacidad de soporte. En el caso de las zonas en estudio este material corresponde a ignimbritas.

3.4 Caracterización de la zona de extracción de la cal

3.4.1 Localización de la calera Caliza Nicoyana

En la Figura 3.9 la zona en la que se extrae la cal utilizada para la estabilización del suelo de Siquiares.

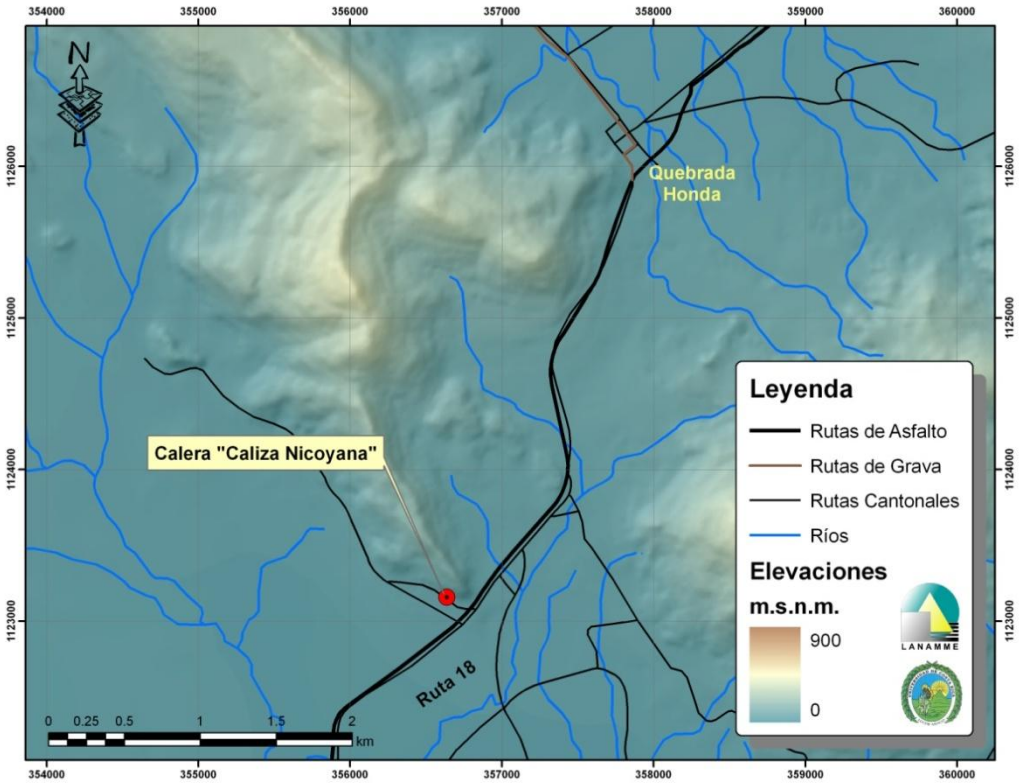


Figura 3.9 Ubicación calera "Caliza Nicoyana"

Fuente: Lanamme UCR, 2012.

La cal utilizada se produce en Tres Esquinas de San Juan, Quebrada Honda, en la zona de Nicoya, Guanacaste en las coordenadas 10°09'28,03 latitud Norte y 85°18'27,70" longitud Oeste. La cal es producida en la calera Caliza Nicoyana, esta se ubica aproximadamente a 14 km al Suroeste del puente de la Amistad, en el río Tempisque, siguiendo la ruta nacional 18.

3.4.2 Geología de la zona

La zona del cantón de Nicoya está constituida geológicamente por una gran cantidad de materiales, dentro de los cuales predominan las rocas volcánicas del período cretácico.

El punto de interés se encuentra dentro del área de rocas sedimentarias representadas por materiales Indiferenciados, esto del período Cretácico.

En cuanto a los materiales del período Terciario la zona de estudio pertenece a la formación Barra Honda, la cual se compone de calizas pobremente estratificadas, arrecifales de textura homogénea y color blanco.

De acuerdo con Dengo y la Escuela Centroamericana de Geología estas calizas están compuestas por dos secciones: "una inferior de un espesor de unos 100 m, formada por calizas pobremente estratificadas, duras, de textura homogénea fina y de color blanco amarillento; y una superior de unos 200 m, que tiene calizas estratificadas en capas de espesor mediano o delgado igual y es igual a la inferior en textura y color".

Capítulo 4: TRABAJO EXPERIMENTAL Y RESULTADOS

4.1 Introducción

A continuación se describirán los procedimientos seguidos en el muestreo y preparación del material para la realización de las pruebas de laboratorio, así como las condiciones en las que se efectuaron las pruebas y los resultados de las mismas.

4.2 Muestreo

El primer muestreo realizado en la zona de Siquiares se llevo a cabo en la época seca, por lo que el material poseía una gran resistencia, siendo difícil de extraer.

Con el fin de lograr obtener muestras inalteradas se extrajo un bloque de 60 x 60 cm, aproximadamente, utilizando equipo eléctrico y manual. Un bloque de estas dimensiones normalmente no se emplea, sin embargo fue necesario ya que el suelo se fracturaba fácilmente y se desprendían secciones del mismo.

Se eliminaron 28 cm de material desde la superficie con el fin de evitar la presencia de materia orgánica en las muestras tomadas. Por consiguiente la profundidad máxima abarcada con la muestra inalterada fue de 88 cm.

Figura 4.1. Extracción muestra inalterada Siquiares

En esta gira también se tomaron muestras alteradas, en total cuatro sacos de material, conformadas por bloques de suelo que se desprendían cuando se estaba realizando la excavación para la obtención del bloque inalterado. El material tomado se revisaba con el fin de determinar si poseía las propiedades físicas que caracterizan a las arcillas expansivas o si había presencia de contaminación orgánica u otros materiales.

A partir de esta inspección se observó la presencia de un material arenoso, rocas de color blanco o amarillo claro de poca resistencia y baja densidad, y pequeñas gravas de color rojizo.

Posteriormente se realizó otro muestreo, aún en época seca, en el que se tomaron seis sacos de material alterado, extraído en el mismo sitio en el que se recolectó el material del primer muestreo y siguiendo el mismo procedimiento.

A partir de la muestra inalterada se fabricaron los especímenes para la realización de las pruebas de consolidación, presión de hinchamiento, expansión libre, compresión inconfinada y densidad in situ del material en su estado natural, ya que para todas las pruebas del material estabilizado los especímenes fueron fabricados mediante compactación.

El material alterado se utilizó en la realización de las pruebas de caracterización y todas las pruebas efectuadas al suelo con tratamiento, como se mencionó anteriormente.

En la Guácima solo se efectuó un muestro, el cual se llevó a cabo durante la época lluviosa. En este se tomaron tanto muestras inalteradas como alteradas.

La muestra inalterada fue tomada a partir de un bloque, para cuya elaboración solo se utilizó equipo manual ya que el suelo se encontraba bastante blando, a su vez se emplearon tubos muestreadores Shelby de diferentes diámetros. El bloque extraído era de aproximadamente 20 x 20 cm, se eliminó una capa superficial de aproximadamente 15 cm de espesor con el fin de evitar la presencia de material orgánico.

Los tubos Shelby se colocaron a una profundidad de 35 cm, en el mismo lugar del que se extrajo el bloque, estos se hincaron tratando de mantenerlos completamente verticales y aplicando una energía de impacto baja y uniforme con el fin de producir el menor grado de

alteración posible. Se recolectaron cuatro sacos de material alterado, extraído mediante una pala.

Figura 4.2. Muestreo en la zona de la Guácima

Del material muestreado a partir de los tubos Shelby se moldearon los especímenes para la realización de los ensayos de expansión libre, presión de hinchamiento y compresión inconfinada, mientras que del bloque se moldearon especímenes para la ejecución de la prueba de compresión inconfinada.

El material alterado se empleo en la determinación de la propiedades básicas del suelo como por ejemplo granulometría, gravedad específica, entre otros.

4.3 Preparación del material para la realización de las pruebas

Para la realización de las pruebas de clasificación, compactación y aquellas que comprenden la elaboración de especímenes remoldeados se siguió el mismo procedimiento en la preparación del material.

En primera instancia se extrajo el material de los sacos y se extendió en bandejas dejándolo en una zona protegida contra la lluvia y en la cual estuviera expuesto al aire y al sol, durante un periodo aproximado de una semana para que perdiera la mayor cantidad de humedad posible.

Cuando el material muestreado corresponde a grandes bloques, como en este caso, antes de extenderlo en bandejas, se reduce el tamaño de los mismos con el fin de facilitar el proceso de secado. Ya que el material era muy duro este proceso se realizó mediante una macana y un pico, por el contrario si el suelo se desmoronara fácilmente se utilizaría un mazo de madera.

Figura 4.3 Preparación del suelo para la realización de pruebas

Una vez seco el material fue tamizado en la malla No.4, como este se encontraba en forma de terrones primero se trituró, utilizando un quebrador eléctrico, por la alta dureza y resistencia del suelo, también puede emplearse un mazo de madera, cuando las características del suelo así lo permitan. El uso del mazo es preferido debido a su menor nivel de alteración en la muestra.

Una vez tamizado el material se almacenó en baldes con tapa, para tratar de evitar que el suelo absorbiera humedad del ambiente, y luego se siguieron los diferentes procedimientos establecidos en las normas correspondientes a cada prueba.

Con respecto a las muestras inalteradas, estas se envolvieron en materiales impermeables, tanto los bloques como los tubos Shelby con bolsas plásticas, para tratar de evitar el intercambio de humedad con el ambiente, también se reforzaron con cinta adhesiva, en el caso de los bloques, para tratar de mantener la misma densidad que presenta el material in situ así como otras características físicas del mismo. Por último se almacenaron en la cámara húmeda.

4.4 Selección del agente estabilizador

Se siguió el procedimiento descrito en la sección 2.5.1 a partir del cual el suelo muestreado en Siquiares se ubica dentro del área 3C, por lo que según el Cuadro 2.12 el agente estabilizante más apropiado para tratar el material es la cal o el aceite sulfonado.

4.5 Resultados y condiciones de las pruebas efectuadas a los materiales en su estado natural

4.5.1 Resultados suelos de la Guácima y Siquiares

4.5.1.1 Condiciones del suelo in situ Densidad in situ (ASTM 7263)

El muestreo en la Guácima se realizó en la época lluviosa, teniéndose una humedad natural elevada. A continuación se presentan los resultados de la prueba ASTM 7263, con la cual se determina la densidad in situ y otras propiedades, y la norma ASTM D2216 para obtener el contenido de humedad natural.

Estas pruebas se efectuaron en ambos suelos, en el caso de la Guácima este ensayo se realizó en dos especímenes ya que debe tratarse que el espesor de la capa de parafina sea lo menor posible.

Cuadro 4.1 Propiedades de los suelos in situ

Propiedad	Siquiares	Guácima
Humedad in situ	34,45%	37,12%
Densidad Total	1805,39 kg/m^3	1734,05 kg/m^3
Densidad Seca	1342,82 kg/m^3	1264,64 kg/m^3
Relación de vacíos	1	1,07
Porosidad	0,5	0,52

4.5.1.2 Granulometría

La prueba de granulometría se realizó en dos ocasiones para cada suelo con el fin de corroborar los resultados obtenidos.

Cuadro 4.2 Granulometría del suelo de la Guácima

Número de malla	Abertura (mm)	% Pasando	% Retenido
20	0,8500	98,53	1,47
40	0,4250	97,28	1,25
60	0,2500	96,61	0,67
100	0,1500	95,90	0,71
140	0,1060	95,35	0,55
200	0,0750	94,14	1,20
	0,0276	84,82	9,33
	0,0176	82,76	2,05
	0,0102	81,73	1,03
	0,0072	80,71	1,03
	0,0051	79,90	0,81
	0,0022	76,96	2,94
	0,0011	74,42	2,54
	0,0005	74,24	0,18

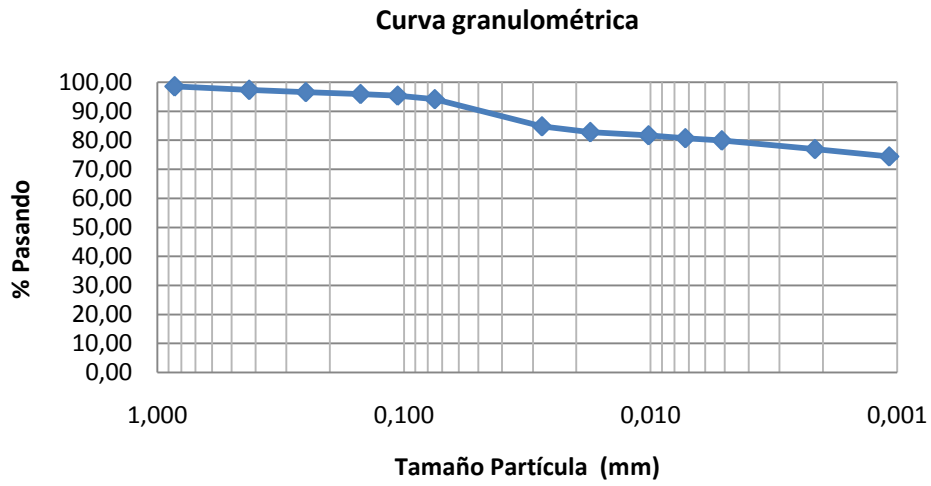


Figura 4.4 Curva granulométrica del suelo de la Guácima

Cuadro 4.3 Granulometría del suelo de Siquiares

Número de malla	Tamaño partícula (mm)	% Pasando	%Retenido
20	0,8500	97,29	2,71
40	0,4250	95,47	1,83
60	0,2500	93,99	1,48
100	0,1500	92,29	1,70
140	0,1060	90,91	1,37
200	0,0750	89,44	1,48
	0,0287	71,51	17,92
	0,0204	69,48	2,04
	0,0146	67,44	2,04
	0,0106	65,05	2,39
	0,0074	64,44	0,61
	0,0049	63,54	0,90
	0,0024	58,87	4,67
	0,0011	52,72	6,16

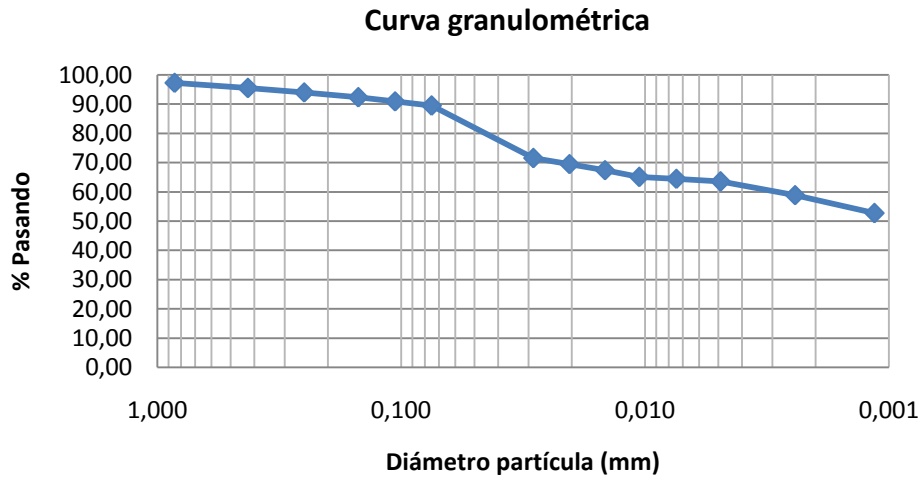


Figura 4.5 Curva granulométrica del suelo de Siquiares

4.5.1.3 Gravedad específica

Para los dos ensayos de gravedad específica realizados al suelo de Siquiares se obtuvo un valor de 2,69.

En el suelo de la Guácima se efectuaron dos ensayos para determinar la gravedad específica del suelo obteniendo los valores de 2,63 y 2,60, por lo que se decidió emplear el valor promedio de 2,62 para los cálculos en los que se requiera la gravedad específica del suelo.

4.5.1.4 Límites de consistencia (ASTM D4318 y BS-1377)

Los límites de consistencia se determinaron para ambas suelos utilizando las normas británica y ASTM. Siguiendo el procedimiento descrito en la norma ASTM, la prueba tuvo que repetirse al menos en tres ocasiones para el suelo de Siquiares ya que los puntos obtenidos no mostraban una tendencia lineal, impidiendo determinar la curva de flujo del suelo y por consiguiente el cálculo del límite líquido. En el caso del suelo de la Guácima esta se hizo dos veces.

En los cuadros 4.4 y 4.5 se presentan los resultados para los límites de Atterberg siguiendo el procedimiento indicado en ambas normas.

Cuadro 4.4 Límites de Atterberg del suelo de la Guácima (BS-1377)

Norma	BS-1377	ASTM D4318
LL	111	114
LP	32	35
IP	79	79

Cuadro 4.5 Límites de Atterberg del suelo de Siquiares

Norma	BS-1377	ASTM D4318
LL	103	93
LP	33	32
IP	70	61

4.5.1.5 Análisis termogravimétrico (ASTM E1131)

En la realización de esta prueba se utilizó el equipo Q 5000 IR perteneciente al laboratorio de Ligantes Asfálticos del Lanamme UCR. Se emplearon entre 19 mg y 35 mg de muestra de los suelo de la Guácima y Siquiares secados al aire y pasando por la malla No. 40. Esta prueba también se realizó en la cal de Nicoya utilizando 11 mg de la misma.

Se usó en todas las pruebas un intervalo de temperatura de 25 °C a 1000 °C con una razón de incremento de 10 °C por minuto, bajo un ambiente inerte conformado por nitrógeno.

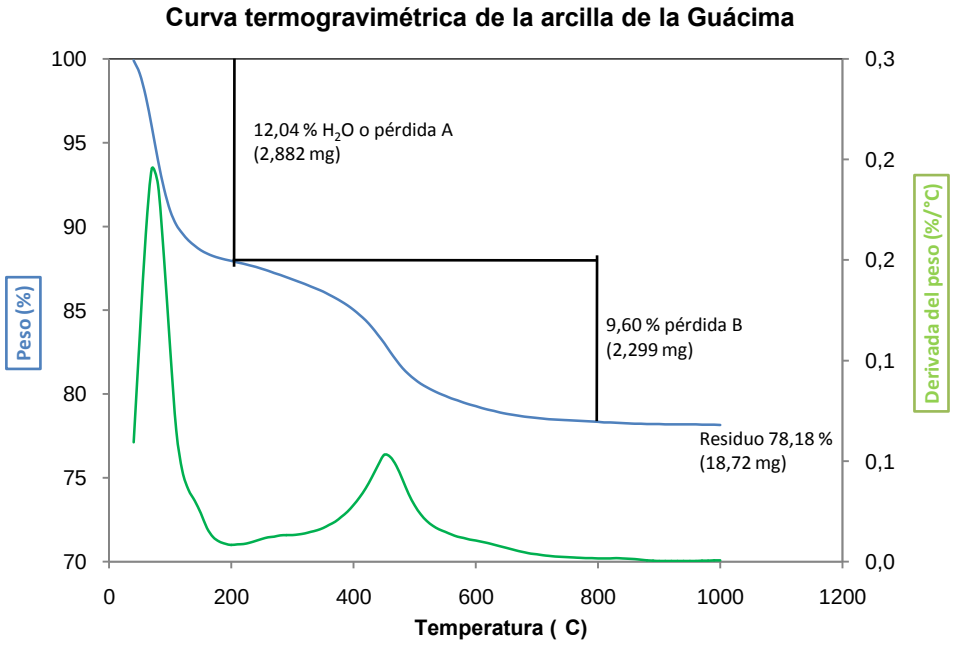


Figura 4.6 Curva termogravimétrica del suelo de la Guácima

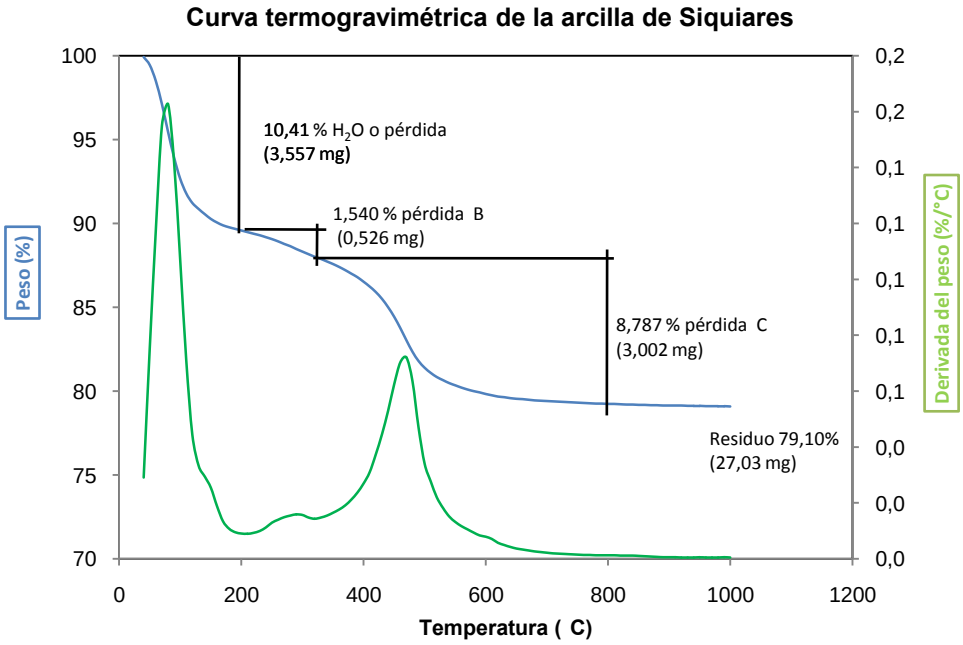


Figura 4.7 Curva termogravimétrica del suelo de Siquiares

4.5.1.6 Compactación (ASTM D698)

La prueba de compactación solo se efectuó en el suelo de Siquiares, ya que la misma tuvo que repetirse en tres ocasiones por dificultades en la compactación, debido a la alta plasticidad del suelo la cual hacía que el material se adhiriera al mazo y amortiguara la fuerza de impacto, causando poca uniformidad en la energía de compactación aplicada.

El proceso de compactación de una de las pruebas se efectuó de forma mecánica, sin embargo igual no se logró obtener la tendencia esperada de la densidad seca con el contenido de humedad del suelo, ya que como se mencionó anteriormente, el problema correspondía a características propias del suelo.

Cuadro 4.6 Humedad óptima y densidad seca máxima Siquiares

Contenido de Humedad Óptimo	33,0%
Densidad Seca Máxima	1355 kg/m^3

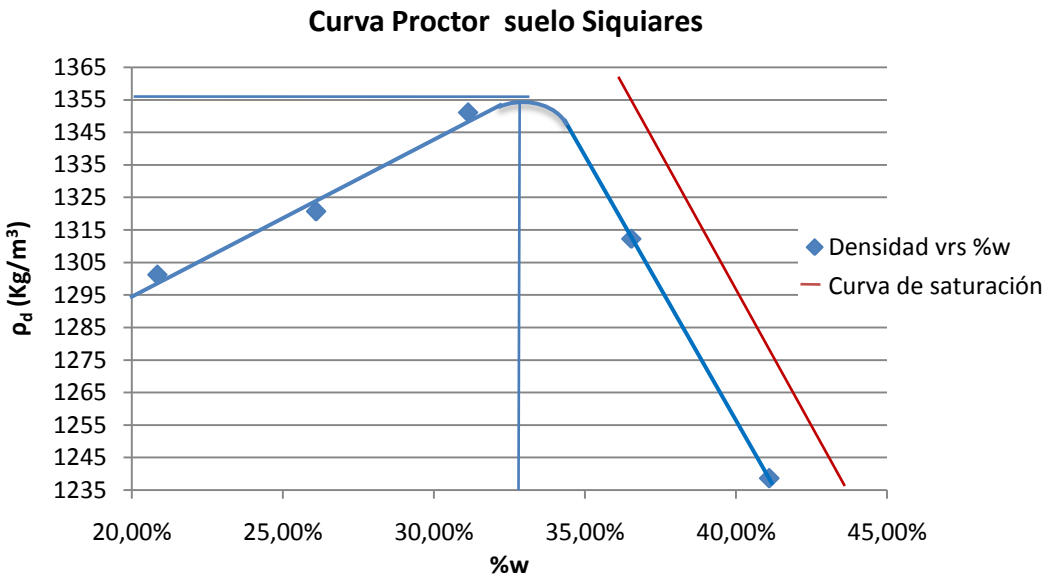


Figura 4.8 Curva Proctor del suelo de Siquiares

4.5.1.7 California Bearing Ratio (CBR, ASTM D1883-99)

En total se realizaron tres pruebas de CBR únicamente al suelo de Siquiares, como se mencionó en la sección anterior se presentaron problemas en la compactación del material, lo cual hizo que no se alcanzaran los porcentajes de compactación requeridos para obtener el valor de CBR correspondiente a un 95 % de la densidad seca máxima del ensayo Proctor estándar. A su vez por la alta afinidad del suelo con el agua se tuvieron dificultades en mantener el contenido de humedad dentro de los márgenes indicados por la norma de esta prueba para la elaboración de los especímenes.

Por tal razón a continuación se presentan los valores de CBR obtenidos para las tres pruebas realizadas, ya que se considera que es de interés observar el comportamiento de dicho parámetro para las diferentes condiciones en las que los ensayos se efectuaron.

Cuadro 4.7 Resultados prueba CBR No.1 suelo Siquiares

Golpes	Densidad Seca (kg/m^3)	$\%w_{inicial}$	$\%S_{inicial}$	Hinchamiento (%)	Compactación (%)	CBR 0,1"	CBR 0,2"
56,00	1294,50	33,23	87,91	1,82	95,54	2,29	1,73
25,00	1219,36	35,54	85,72	2,36	89,99	1,67	1,15
10,00	1142,42	40,09	80,47	2,60	84,31	1,22	0,98

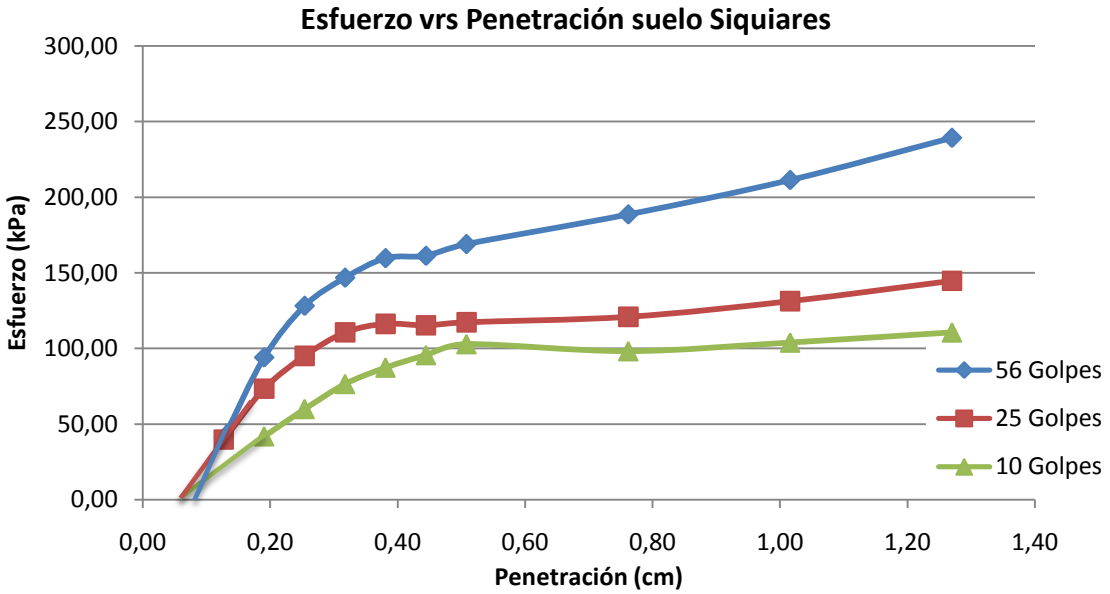


Figura 4.9 Curva Esfuerzo- Penetración CBR No.1 suelo Siquiares

Cuadro 4.8 Resultados prueba CBR No. 2 suelo Siquiares

Golpes	Densidad Seca (kg/m^3)	%w	%S	Hinchamiento (%)	Compactación (%)	CBR 0,1"	CBR 0,2"
56,00	1110,22	31,05	59,59	3,79	81,94	0,83	0,67
25,00	1089,26	32,20	60,29	3,48	80,39	0,69	0,56
10,00	948,80	33,32	48,97	2,97	70,02	0,57	0,45

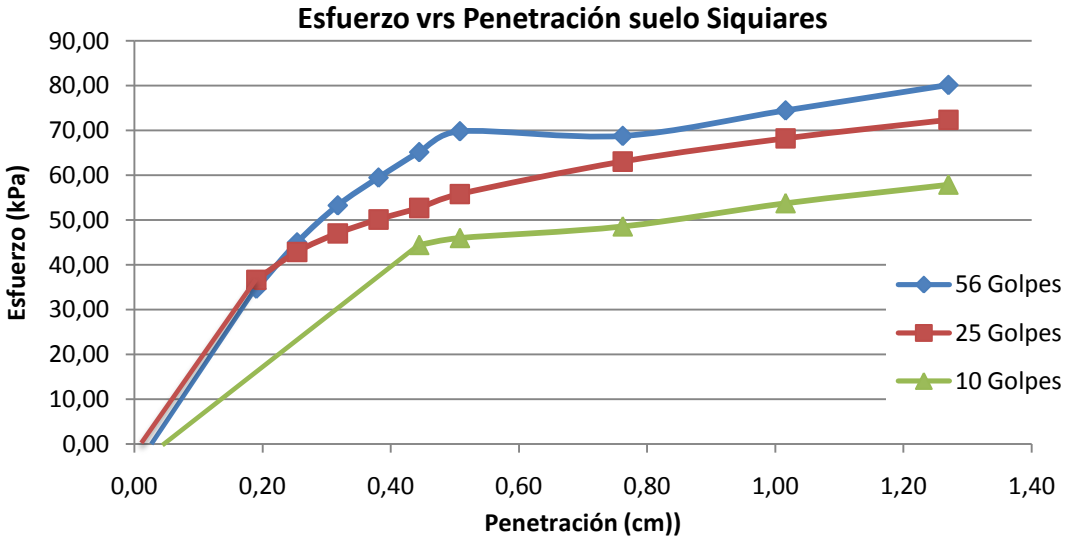


Figura 4.10 Curva Esfuerzo- Penetración CBR No.2 suelo Siquiares

Cuadro 4.9 Resultados prueba CBR No. 3 suelo Siquiares

Golpes	Densidad Seca (kg/m^3)	$\%w_{inicial}$	$\%S_{inicial}$	Hinchamiento (%)	Compactación (%)	CBR 0,1"	CBR 0,2"
56,00	1326,85	31,04	83,00	3,65	97,92	1,97	1,33
25,00	1233,60	34,08	77,67	8,45	91,04	1,54	1,08
10,00	1170,52	32,16	68,21	8,85	86,39	0,88	0,81

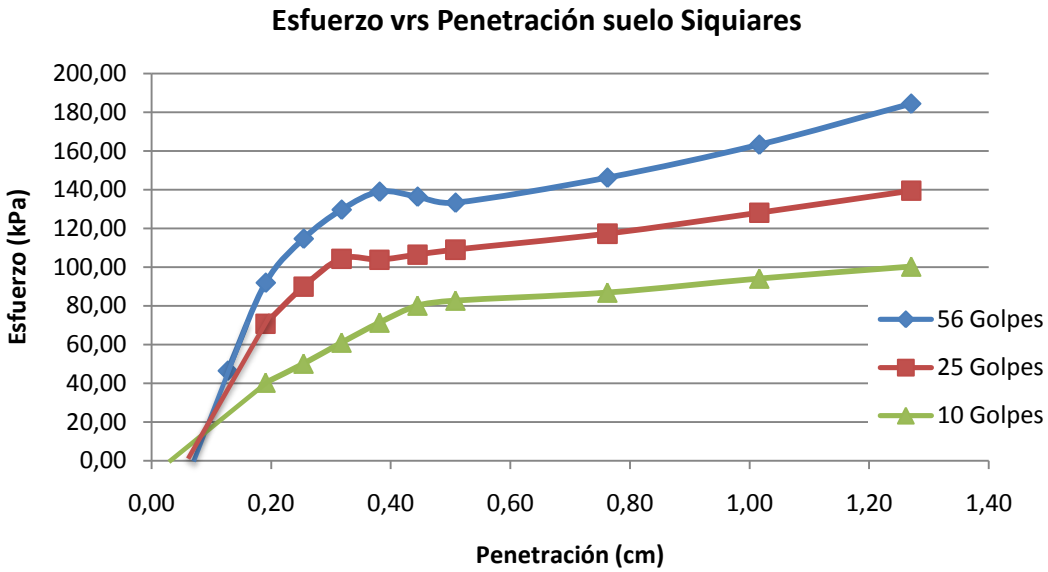


Figura 4.11 Curva Esfuerzo- Penetración CBR No.3 suelo Siquiares

Para esta prueba de CBR se decidió determinar si se cumple con el 100% de saturación del espécimen al momento de la falla, según lo establecido por la norma ASTM, ya que esto vendría a representar el estado crítico de resistencia del suelo. En el Cuadro 4.10 se presentan los resultados.

Cuadro 4.10 Saturación de especímenes al momento de la falla

Golpes	$\%w_{final}$	$\%S_{final}$	Sección del Espécimen
56	39,41	100	Superior
56	36,82	96,41	Inferior
25	52,18	100	Superior
25	38,32	87,32	Inferior
10	57,28	100	Superior
10	48,08	99,63	Inferior

4.5.1.8 Compresión inconfinada (CI, ASTM D 5102-09)

En el caso del suelo de Siquiares se ensayaron tres especímenes en condiciones inalteradas y otros tres remoldeados, para determinar su resistencia a la compresión inconfinada y sensibilidad. Para el suelo de la Guácima esta prueba se realizó únicamente en dos especímenes inalterados.

Cuadro 4.11 Resultados CI muestras inalteradas Siquiares

Pastilla	Densidad Seca (kg/m^3)	%w	%S	e	Fuerza (kg)	Esfuerzo (kg/cm^2)	Esfuerzo (KPa)
1	1327,36	33,04	86,59	1,03	37,61	3,69	361,70
2	1321,38	34,79	90,36	1,04	38,70	4,00	391,85
3*	1246,51	39,00	90,59	1,16	23,35	2,06	202,24

Cuadro 4.12 Resultados CI muestras remoldeadas Siquiares

Pastilla	Densidad Seca (kg/m^3)	%w	%S	e	Fuerza (kg)	Esfuerzo (kg/cm^2)	Esfuerzo (kPa)
1	1283,33	32,31	79,29	1,10	35,47	4,00	392,08
2	1292,33	32,00	79,60	1,08	38,80	4,36	427,84
3	1337,71	32,02	85,20	1,01	41,88	4,72	462,65

Cuadro 4.13 Resultados CI muestras inalteradas la Guácima

Pastilla	Densidad Seca (kg/m^3)	%w	%S	e	Fuerza (kg)	Esfuerzo (kg/cm^2)	Esfuerzo (kPa)
1	1280,43	37,82	94,74	1,05	9,09	0,90	88,26
2	1220,04	38,68	88,35	1,15	12,48	1,29	126,51

4.5.1.9 Módulo Resiliente (AASHTO T 307-99)

En esta prueba se utilizó la secuencia de esfuerzos indicados en la norma AASHTO T 307 vigente desde el año de 1999 para materiales de subrasante, sin embargo es importante mencionar que la misma recientemente fue modificada, presentándose diferencias en la magnitud de los esfuerzos utilizados para cada secuencia de ensayo y el procedimiento seguido para la fabricación de los especímenes, lo cual genera nuevos valores de módulo resiliente, ya que este varía con el estado de esfuerzos al que se somete el suelo.

La prueba solo se efectuó en especímenes remoldeados del suelo de Siquiares sin estabilizar con el fin de obtener el valor de módulo resiliente para la arcilla expansiva de este sitio bajo condiciones de humedad óptima y compactación máxima del ensayo Proctor, así como para una condición con un grado de saturación mayor al óptimo.

Debido a que el molde utilizado para la elaboración de las pastillas de M_R posee dimensiones diferentes a los utilizados en los ensayos Proctor y CBR debió realizarse una prueba con el fin

de determinar el número de golpes necesarios para alcanzar el porcentaje de compactación deseado.

En primera instancia se fabricaron tres pastillas a las que se les aplico la prueba de módulo resiliente, sin embargo la humedad determinada para estas difería en más de un 0,5 % de la humedad deseada por lo que la prueba tuvo que repetirse, fabricándose tres nuevas pastillas.

Para determinar el valor de módulo resiliente en la condición más crítica del material, se fabricaron tres pastillas las cuales se dejaron saturando mediante inmersión durante tres días. En este proceso las pastillas se colocaron dentro de membranas de látex con pequeños agujeros para evitar que sufrieran grandes deformaciones, conservando su forma cilíndrica. A pesar de ello el suelo experimentó grandes cambios volumétricos y desprendimientos de material al tratar de retirar la membrana por lo cual no se pudo realizar la prueba con estas pastillas, tal y como se puede observar en la siguiente figura.

Figura 4.12. Saturación de especímenes de M_R utilizando membranas de latex

Por esta razón se fabricaron tres nuevas pastillas y se trataron de saturar mediante ascensión capilar. Este método de saturación consiste en envolver la pastilla con un material permeable el cual se coloca en contacto con el agua, evitando que la misma toque de forma directa la pastilla, luego mediante succión el agua es absorbida y llega al suelo.

Las pastillas se dejaron en este proceso durante tres días, sin embargo al no tener ningún tipo de confinamiento y por el comportamiento expansivo del material las pastillas sufrieron grandes deformaciones, las cuales al ser diferenciales provocaron grietas considerables

fallando los especímenes. En la siguiente figura se puede observar la condición de las pastillas luego de este intento de saturación.

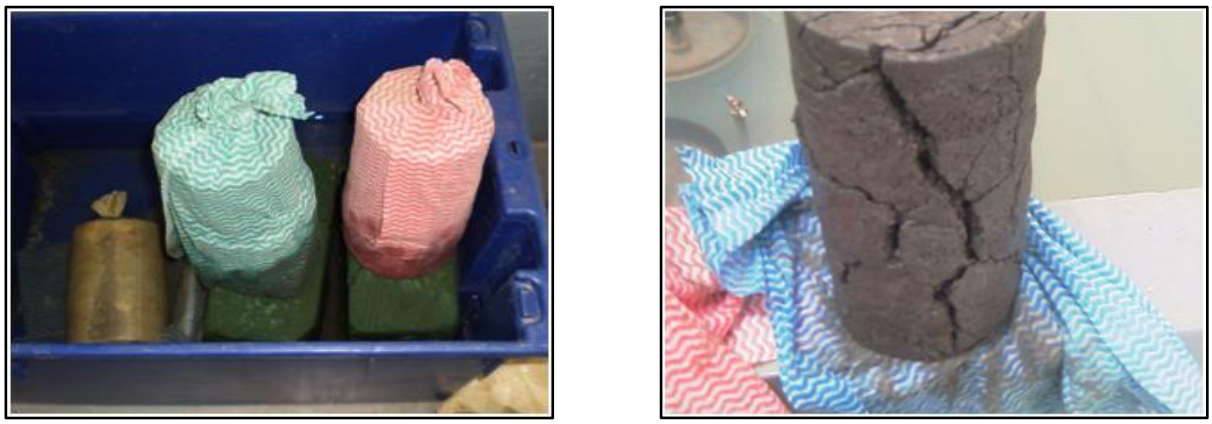


Figura 4.13. Saturación de especímenes de M_R mediante ascensión capilar

Por la situación antes mencionada se volvieron a fabricar cuatro pastillas que se dejaron saturando mediante los dos métodos descritos anteriormente, sin embargo en esta ocasión se observó de forma continua su comportamiento. En menos de una hora se observó que el material comenzaba a sufrir expansiones y a tornarse muy blando por lo que se retiraron los cuatro especímenes del agua y se les realizó el ensayo de M_R con el contenido de humedad alcanzado.

En los cuadros 4.14 y 4.15 se presentan los resultados para las pastillas elaboradas buscando el 100 % de compactación y humedad óptima, mientras que en el Cuadro 4.16 se presentan los valores obtenidos para las pastillas falladas con un contenido de humedad mayor al óptimo.

Cuadro 4.14 Resultados M_R No.1 suelo Siquiares, humedad óptima

Pastilla	Densidad Seca (kg/m^3)	e	%CR	%w	%S	Módulo Mínimo (MPa)	Módulo Máximo (MPa)	Media	Desviación estándar
1	1355,05	0,98	100,00	33,63	91,82	68,62	72,58	70,18	1,21
2	1330,64	1,02	98,20	35,94	94,97	84,72	93,86	91,26	2,26
3	1344,62	1,00	99,23	34,79	93,88	73,60	79,62	76,40	2,07

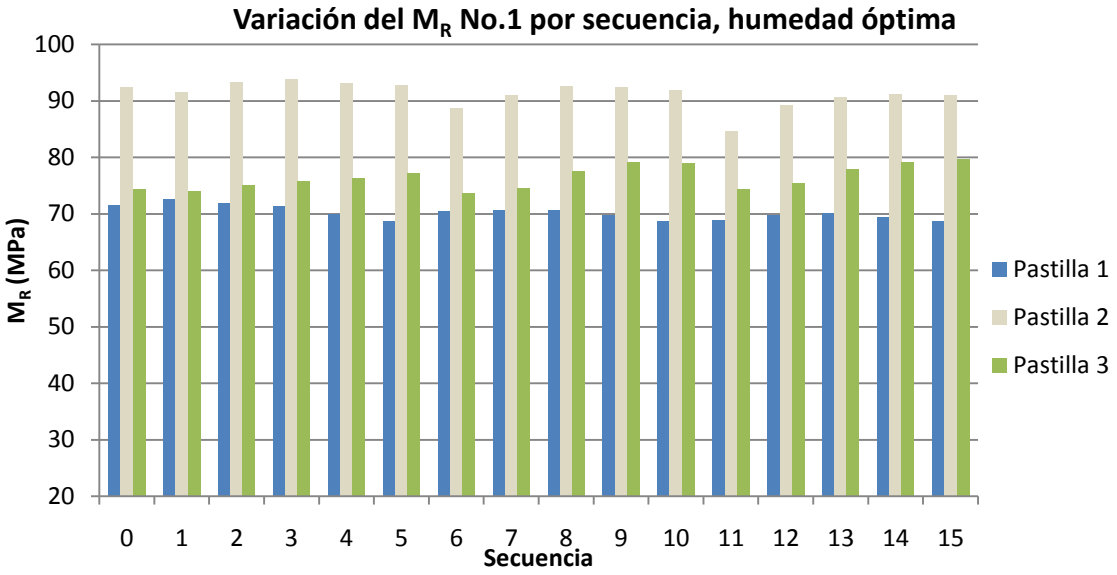


Figura 4.14 Variación del M_R No.1 por secuencia, humedad óptima

Cuadro 4.15 Resultados M_R No.2 suelo Siquiares, humedad óptima

Pastilla	Densidad Seca (kg/m^3)	e	%C	%w	%S	Módulo Mínimo (MPa)	Módulo Máximo (MPa)	Media	Desviación estándar
1	1328,49	1,02	98,04	32,78	86,35	80,84	92,13	86,81	3,55
2	1335,06	1,01	98,53	32,64	86,84	73,20	86,15	81,69	3,87
3	1322,22	1,03	97,58	32,86	85,75	35,82	63,72	45,48	8,51

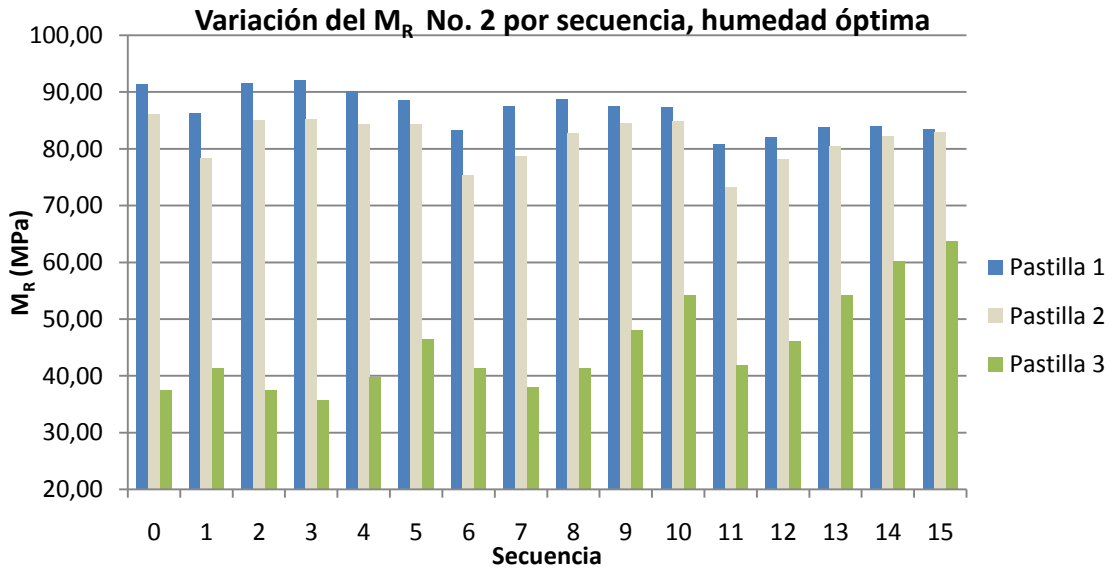


Figura 4.15 Variación del M_R No.2 por secuencia, Humedad Óptima

Cuadro 4.16 Resultados M_R No.3 suelo Siquiares, sometido a Saturación

Pastilla	Densidad Seca (kg/m^3)	e	%C	%w	%S	Módulo Mínimo (MPa)	Módulo Máximo (MPa)	Media (MPa)	Desviación estándar
1	1323,58	1,03	97,68	36,83	95,97	31,88	42,62	37,09	3,43
2	1304,33	1,06	96,26	36,27	91,83	42,49	55,224	48,04	3,76
3	1310,22	1,05	96,70	35,06	89,56	25,64	48,307	37,41	8,25

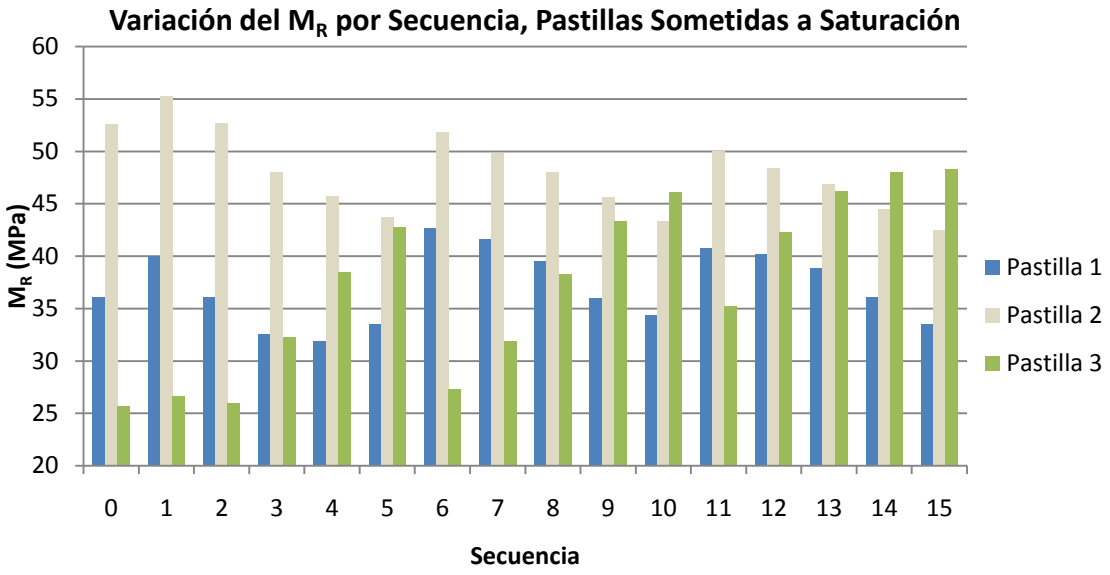


Figura 4.16 Variación del M_R por secuencia, especímenes sometidos a saturación

4.5.1.10 Consolidación (ASTM D2435-04)

La prueba de consolidación solo se efectuó para el suelo de Siquiares, principalmente por razones de disponibilidad del equipo.

Con el fin de ilustrar el comportamiento del suelo a través del tiempo al ser sometido a un incremento de esfuerzo se presenta la Figura 4.17 correspondiente a una carga de 4,85 kN, las distintas curvas asociadas a las cargas utilizadas en el ensayo de consolidación pueden consultarse en el anexo A.

Cuadro 4.17 Resultados del ensayo de consolidación del suelo de Siquiares

Propiedad	Valor		
Humedad inicial	34,17%		
Saturación inicial	55,68%		
Densidad seca	1310,68 Kg/m^3		
Relación de vacíos inicial	1,05		
Relación de vacíos final	0,36		
Humedad final	54,08%		
Saturación final	100%		
Esfuerzo de preconsolidación (σ_c')	72,8 kPa		
Índice de compresibilidad (C_c)	0,55926		
Parámetro	**Mínimo**	**Máximo**	**Unidades**
Coeficiente de consolidación (C_v)	0,19	5,81	mm^2/s
Módulo de compresibilidad volumétrica (m_v)	2,33E-0,4	4,06E-0,3	m^2/kN
Permeabilidad (k)	3.78E-0.5	0,02	m/día
Módulo confinado	0,25	4,28	MPa

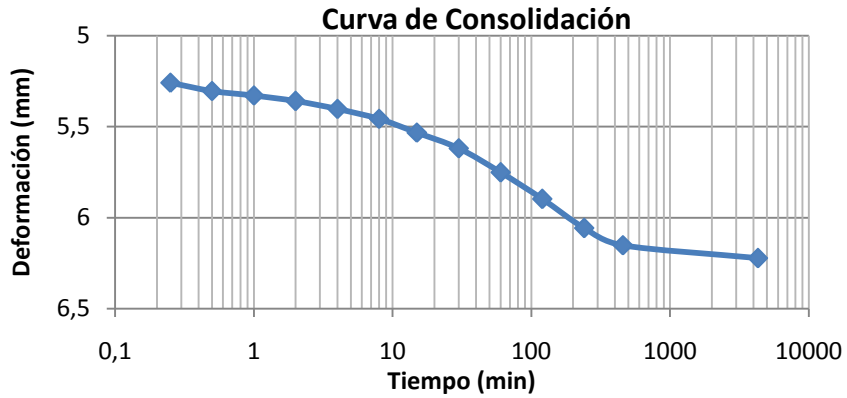


Figura 4.17 Curva de Consolidación para una carga de 4,85 kN

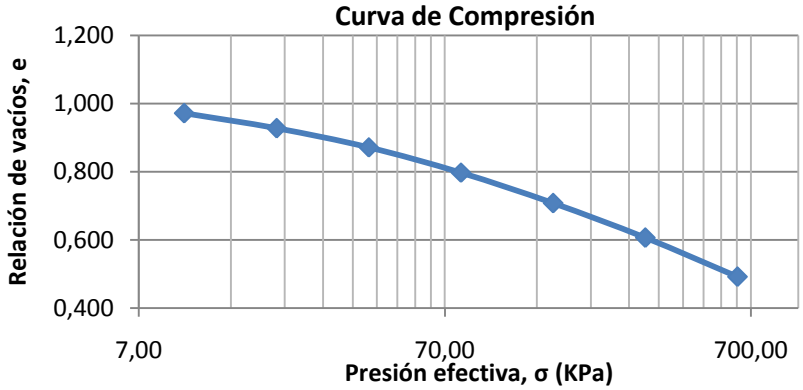


Figura 4.18 Curva de Compresibilidad

4.5.1.11 Expansión Libre y presión de Hinchamiento (ASTM D3877-08)

Las pruebas de expansión libre y presión de hinchamiento se realizaron en el suelo de Siquiares en especímenes con contenidos de humedad iguales a la humedad natural y en muestras con humedades más bajas, al ser colocados por un periodo mínimo de una semana en el cuarto de ambiente controlado. Las muestras del suelo de la Guácima utilizadas en ambas pruebas poseían un contenido de humedad mucho menor al natural, ya que al igual que en el caso anterior se colocaron dentro del cuarto de ambiente controlado hasta obtener una estabilización de su peso.

El objetivo de utilizar especímenes con un contenido de humedad natural menor al que presentaban in situ, cuando se efectuaron los muestreos, es poder determinar los valores de presión de hinchamiento y expansión libre más críticos, ya que como es sabido al estar más secos existe un mayor esfuerzo de succión del cual depende en gran medida la magnitud de los parámetros antes mencionados.

Presión de Hinchamiento

Cuadro 4.18 Datos ensayo de presión de hinchamiento para el suelo de Siquiares

Pastilla	%w inicial	%S inicial	Densidad seca (kg/m^3)	%w final	%S final	Presión de hinchamiento	
						(ton/m^2)	kPa
1	35,26	89,55	1306,31	45,96	100,00	17,63	172,89
2	23,45	57,13	1278,50	48,62	100,00	30,07	294,90

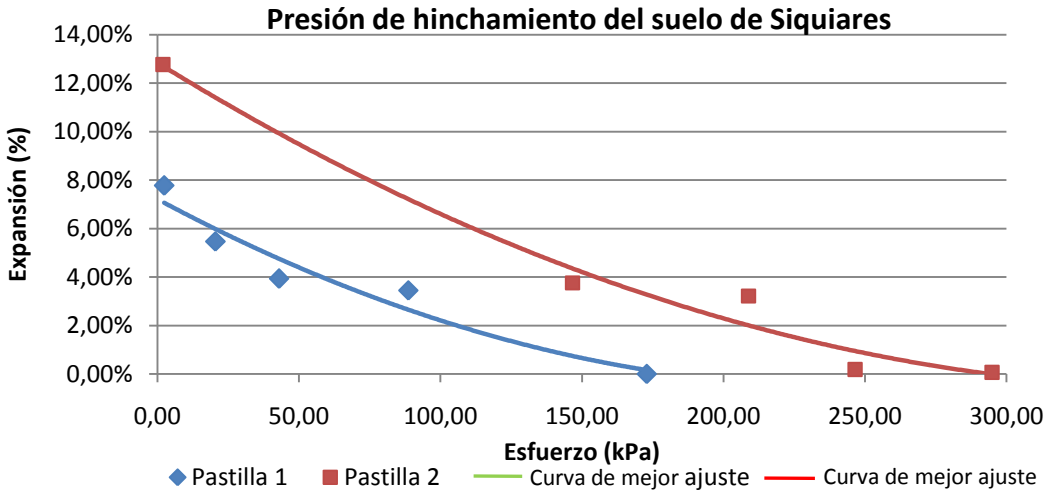


Figura 4.19 Presión de hinchamiento del suelo de Siquiares

Cuadro 4.19 Datos Ensayo de presión de hinchamiento para el suelo de la Guácima

$\%w_{inicial}$	28,51
$\%S_{inicial}$	53,88
Densidad Seca (kg/m^3)	1097,81
$\%w_{Final}$	54,54
$\%S_{Finicial}$	100
Presión de Hinchamiento (ton/m^2)	13,21
Presión de Hinchamiento (KPa)	129,57

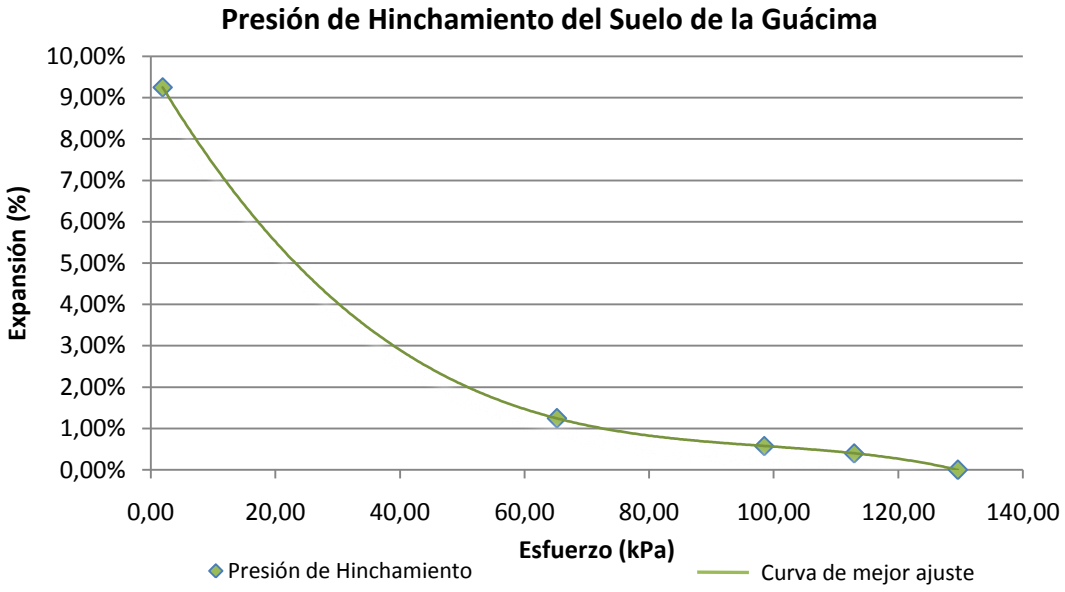


Figura 4.20 Presión de hinchamiento del suelo de la Guácima

Expansión Libre

Cuadro 4.20 Datos ensayo de expansión libre para el suelo de Siquiares

Pastilla	$\%w_{inicial}$	$\%S_{inicial}$	Densidad seca (kg/m^3)	$\%w_{final}$	$\%S_{final}$	Expansión Libre (%)
1	33,32	75,67	1231,52	46,24	100,00	9,15
2	34,72	84,03	1273,96	44,14	100,00	10,39
3	21,70	52,87	1278,50	46,12	100,00	21,89

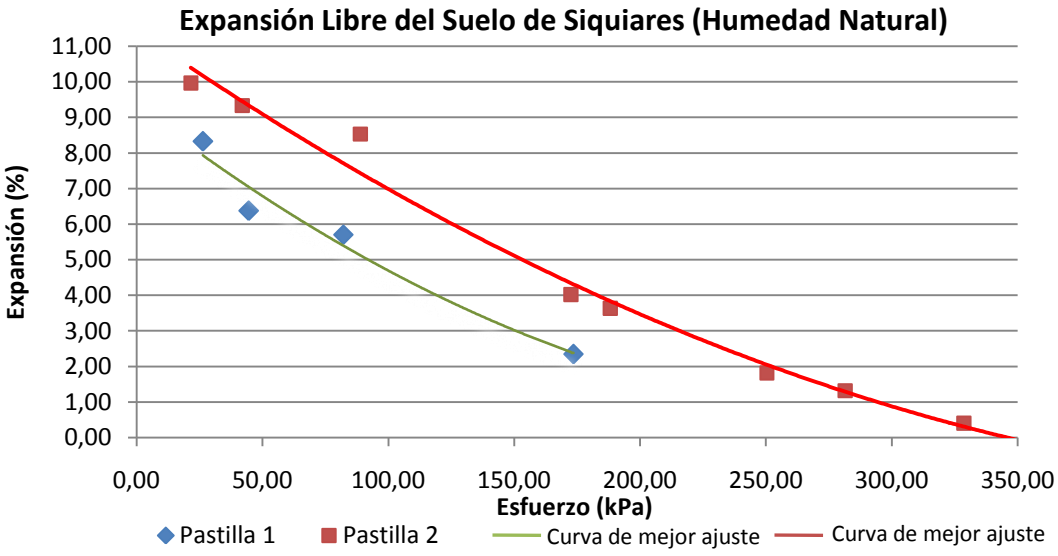


Figura 4.21 Expansión libre del suelo de Siquiares (Humedad natural)

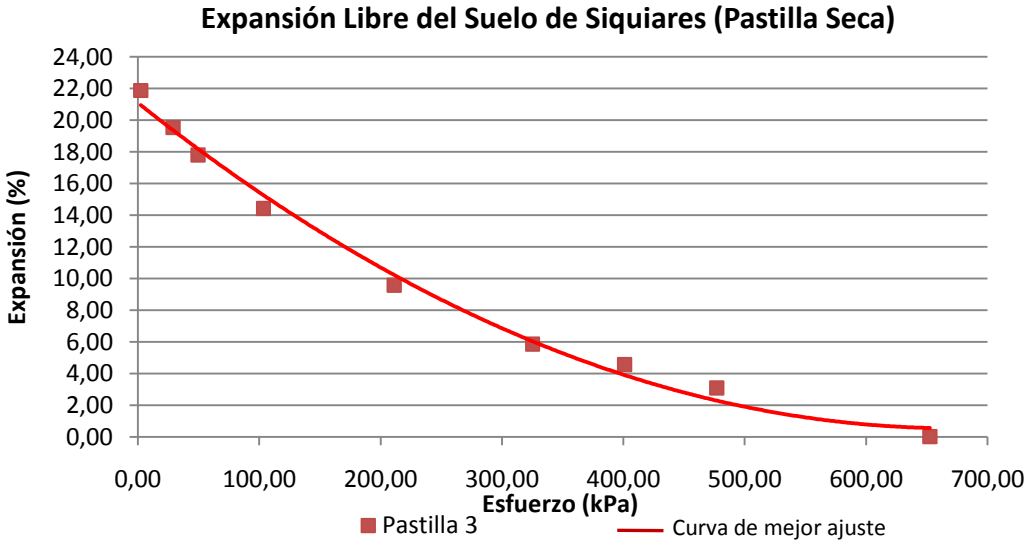


Figura 4.22 Expansión libre del suelo de Siquiares (Pastilla seca)

Cuadro 4.21 Datos Ensayo de expansión libre para el suelo de la Guácima

$\%w_{inicial}$	36,00
$\%S_{inicial}$	70,81
Densidad seca (kg/m^3)	1123,22
$\%w_{Final}$	51,02
$\%S_{Finicial}$	100,33
Expansión Libre (%)	14,66

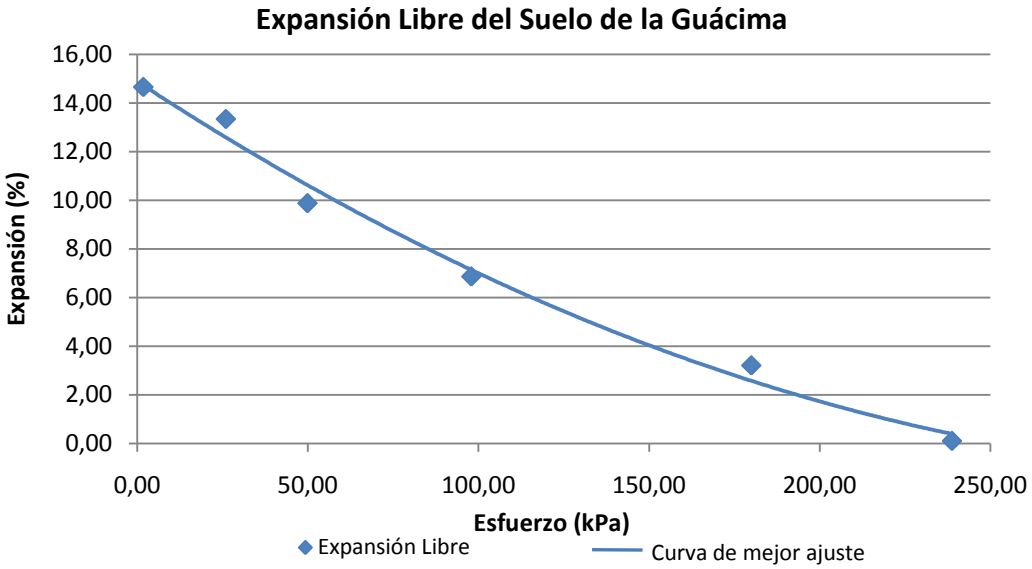
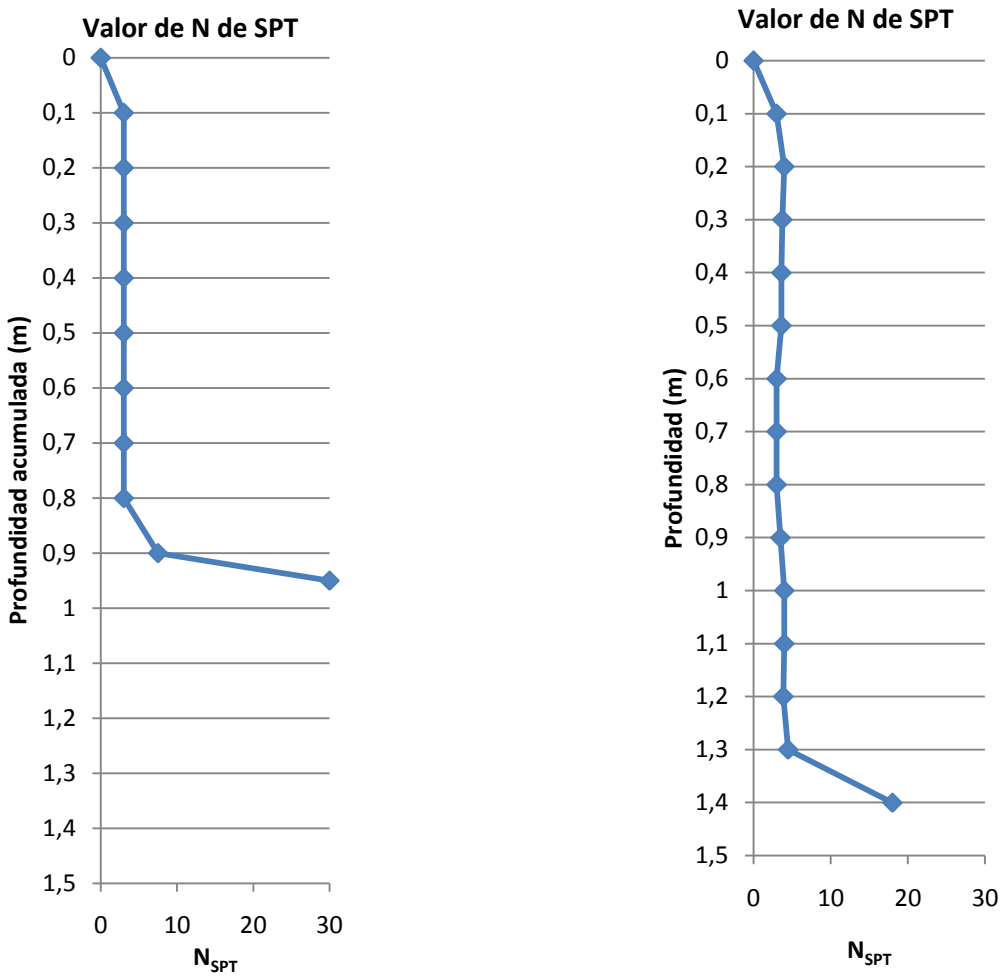


Figura 4.23 Expansión libre del suelo de la Guácima

4.5.1.12 Prueba de penetración con Cono Sueco (Swedish Sounding Test)

Esta prueba se efectuó en dos diferentes puntos para cada sitio de muestreo y se llevó a cabo en la época lluviosa, debido a que el tipo de material estudiado adquiere una gran dureza y resistencia al secarse haciendo prácticamente imposible la penetración de la punta atornillada y las barras del equipo.

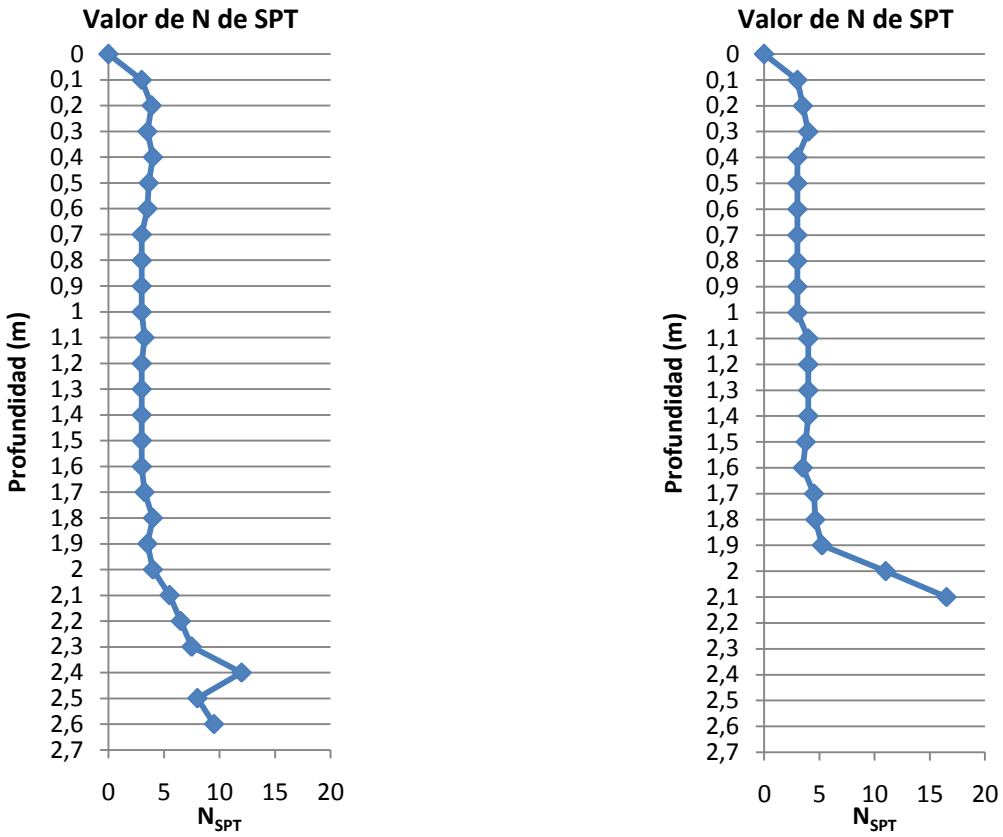
A una profundidad de aproximadamente 15 cm, el suelo de la Guácima poseía un contenido de humedad de 35,57 % mientras que para el de Siquiares una profundidad de 30 cm era del 54,58 %.cuando se realizó la prueba. El contenido de humedad es un factor que debe considerarse en la interpretación de los resultados de esta ya que influye de forma directa en los resultados de la misma, especialmente en arcillas expansivas.



a) Punto No. 1

b) Punto No. 2

Figura 4.24 Variación del valor de N_{SPT} con la profundidad obtenido a partir de la prueba de cono sueco (suelo de la Guácima)



a) Punto 1 b) Punto 2

Figura 4.25 Variación del valor de NSPT con la profundidad obtenido a partir de la prueba de cono sueco (suelo de Siquiares)

4.5.2 Resultados de pruebas efectuadas a la cal

4.5.2.1 Análisis del tamaño de partículas

Esta prueba se utiliza principalmente para determinar si la cal cumple con las especificaciones del tamaño de partículas indicado en la norma ASTM C977.

Cuadro 4.22 Granulometría de la cal empleando únicamente las mallas No. 30 y No. 200

No. Malla	mm	%Ret. acum	%Pas
30	0,6	0,62	99,38
200	0,075	5,62	94,38

4.5.2.2 Análisis químico

Este análisis se lleva a cabo con el fin de determinar la composición química de la cal y así compararla con los valores establecidos en la norma ASTM C977, los cuales definen el nivel de pureza requerida de la cal que será utilizada en la estabilización de un suelo.

El análisis químico de la cal utilizada en este trabajo fue realizado en el Laboratorio de Servicios Analíticos de la escuela de Química de la universidad de Costa Rica, empleando los métodos de espectrofotometría de absorción atómica, volumetría ácido/base y gravimetría.

Cuadro 4.23 Composición química de la cal producida en la calera Caliza Nicoyana

Muestra	%CaO	%MgO	$\%CO_2$
Cal de Nicoya	56,0 ± 0,5	0,91 ± 0,03	5,7 ± 0,1

Fuente: Laboratorio de Servicios Analíticos de la escuela de Química de la UCR.

4.5.2.3 Análisis termogravimétrico

La muestra de cal se ensayó bajo sus condiciones naturales, es decir sin someter a secado, pulverización o tamizado, y al igual que para los suelos de Siquiares y la Guácima se utilizó un intervalo de temperatura de 25 °C a 1000 °C con una razón de incremento de 10 °C por minuto, bajo un ambiente inerte conformado por nitrógeno.

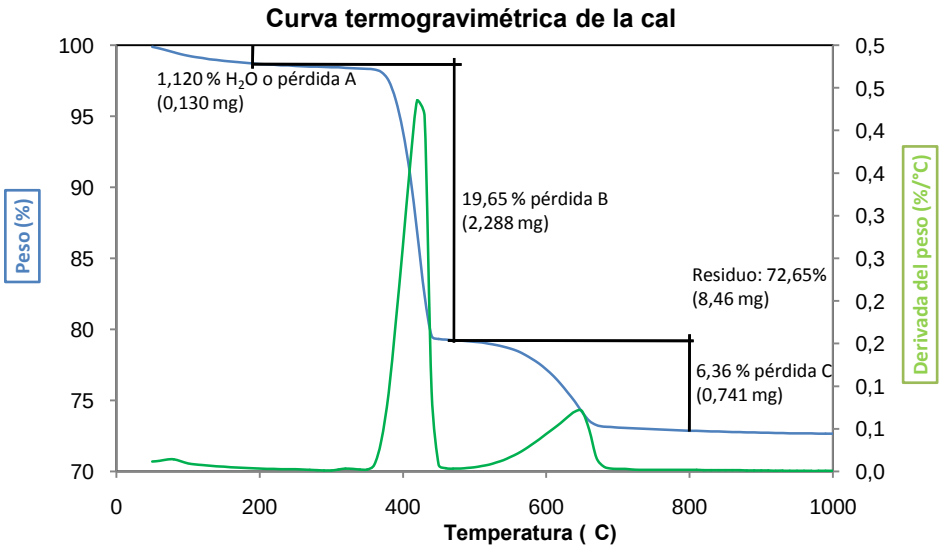


Figura 4.26 Curva termogravimétrica de la cal producida en la calera "Caliza Nicoyana"

4.5.3 Suelo Estabilizado

A continuación se muestran los resultados de las pruebas efectuadas al suelo una vez tratado y se describen los pasos adicionales que deben seguirse al realizar ensayos en suelos estabilizados con cal, esto según lo propuesto por la *National Lime Associattion* (NLA) de los Estados Unidos y el departamento de investigación del Lanamme UCR, los cuales consideran principalmente las condiciones necesarias para que se dé la reacción entre el suelo y la cal, así como el periodo de curado. A su vez se describirá el ensayo utilizado en esta investigación para la determinación del porcentaje óptimo de cal.

Es importante mencionar que solo se estabilizó el suelo de Siquiares, principalmente por razones de tiempo y disponibilidad de equipo.

4.5.3.1 Porcentaje óptimo de cal (D6276-99a)

En el Cuadro 4.24 se presentan los resultados obtenidos en el ensayo para la determinación del porcentaje óptimo de cal. Esta prueba solo se efectuó para el suelo de Siquiares.

Cuadro 4.24 Resultados del ensayo de pH

% Cal	Masa Cal (g)	pH (UpH)	Temperatura (°C)
0,00	0,00	7,53	24,80
1,13	0,25	10,39	25,55
2,05	0,51	11,68	25,70
4,00	1,00	12,21	25,00
6,04	1,51	12,36	25,15
8,07	2,02	12,45	25,00
10,01	2,50	12,53	25,15

4.5.3.2 Límites de consistencia (Normas ASTM D4318 y BS1377)

En general se sigue el mismo procedimiento descrito en las normas ASTM D4318-05 o BS 1377, la mezcla de suelo con el porcentaje de cal a utilizar debe realizarse al menos 24 horas antes de iniciar el ensayo y almacenarse en una bolsa sellada impermeable. Es importante mencionar que el agua destilada agregada debe ser suficiente para propiciar la reacción entre el suelo y la cal.

A partir de numerosas investigaciones se ha determinado que la adición de cal al suelo produce un incremento en el límite plástico y una reducción en el límite líquido con respecto al material natural. Esta situación implica una disminución en el índice de plasticidad.

Cuadro 4.25 Límites de Atterberg del suelo Siquiares estabilizado

Norma	BS -1377	ASTM D4318
LL	95	65
LP	58	51
IP	37	14

4.5.3.3 Ensayo Proctor estándar (ASTM D698)

Se mezcla suelo, cal y agua, utilizando el porcentaje óptimo de cal y la cantidad de agua necesaria para que la alcance un contenido de humedad similar al contenido de humedad óptimo determinado para el suelo natural.

Al menos se preparan cuatro muestras y se almacenan en bolsas impermeables selladas durante 24 horas. Con estas muestras se sigue el procedimiento establecido en la norma ASTM D698 obteniéndose el contenido de humedad óptimo y la densidad seca máxima de la mezcla suelo-cal.

Cuando se adiciona cal al suelo el contenido de humedad óptimo generalmente tiende a incrementarse, mientras que la densidad seca máxima disminuye.

La prueba de Proctor estándar al material estabilizado se realizó en dos ocasiones con el fin de corroborar los resultados. La compactación se llevó a cabo tanto de forma manual como mecánica.

Cuadro 4.26 Curva Proctor del suelo de Siquiares estabilizado

Contenido de Humedad Óptimo	36,8%
Densidad Seca Máxima	1281 kg/m^3

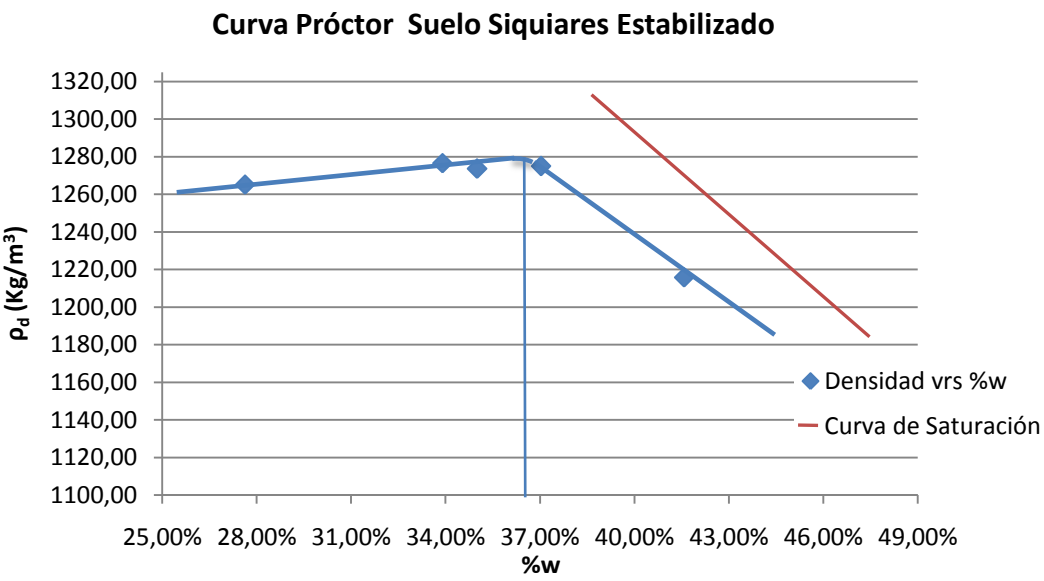


Figura 4.27 Curva Proctor suelo Siquiares estabilizado

4.5.3.4 California Bearing Ratio (CBR, D1883)

Al igual que los ensayos anteriores la mezcla de material se realiza 24 horas antes de realizar el ensayo, almacenando el material en bolsas. Posteriormente se sigue el mismo procedimiento que el empleado para la obtención del valor de CBR de suelos naturales.

Se efectuaron en total dos pruebas de CBR al material estabilizado, debido a la alta sensibilidad de las características de la mezcla suelo, cal y agua con las condiciones de curado y el agua agregada, ya que no se tomó en cuenta el agua que sería consumida en la reacción entre las partículas del suelo con la arcilla. Lo anterior provocó que el contenido de humedad y los porcentajes de compactación obtenidos difirieran con los valores requeridos en un mayor porcentaje que el permitido por la norma de CBR, en el caso del contenido humedad en promedio se obtuvo un 2 % de diferencia con el contenido de humedad óptimo, mientras que la norma solo permite un ± 0,5 %.

Al igual que en el caso del suelo natural se tuvieron problemas en alcanzar los porcentajes de compactación deseados para este ensayo, por tal razón este tuvo que ejecutarse en dos ocasiones. A continuación se muestran los resultados obtenidos.

Cuadro 4.27 Resultados prueba CBR No. 1 suelo Siquiares estabilizado

Golpes	Densidad Seca (kg/m^3)	%w	Hinchamiento (%)	Compactación (%)	CBR (0,1")	CBR (0,2")
56	1268,48	33,18	0,08	98,48	100,36	90,12
25,00	1196,11	35,07	0,16	92,87	65,27	51,73
10,00	1047,99	35,01	0,06	81,37	34,66	31,91

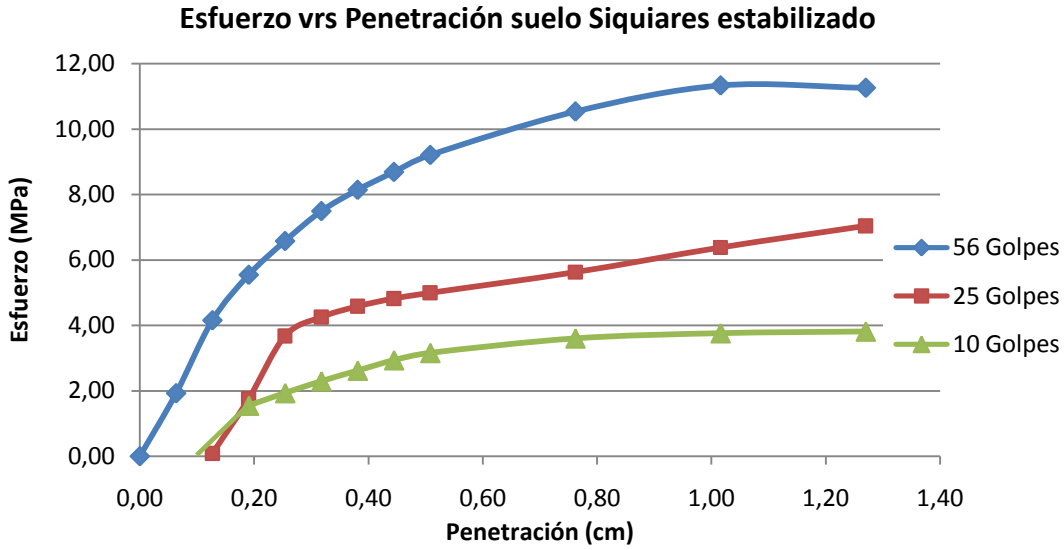


Figura 4.28 Curva Esfuerzo- Penetración CBR No.1 suelo Siquiares estabilizado

Cuadro 4.28 Resultados prueba CBR No. 2 suelo Siquiares estabilizado

Golpes	Densidad Seca (kg/m^3)	%w	Hinchamiento (%)	Compactación (%)	CBR (0,1")	CBR (0,2")
56,00	1215,04	36,36	0,02	94,85	61,93	50,86
25,00	1100,18	36,12	0,11	85,88	18,32	18,63
10,00	1045,67	36,26	0,06	81,63	12,87	12,60

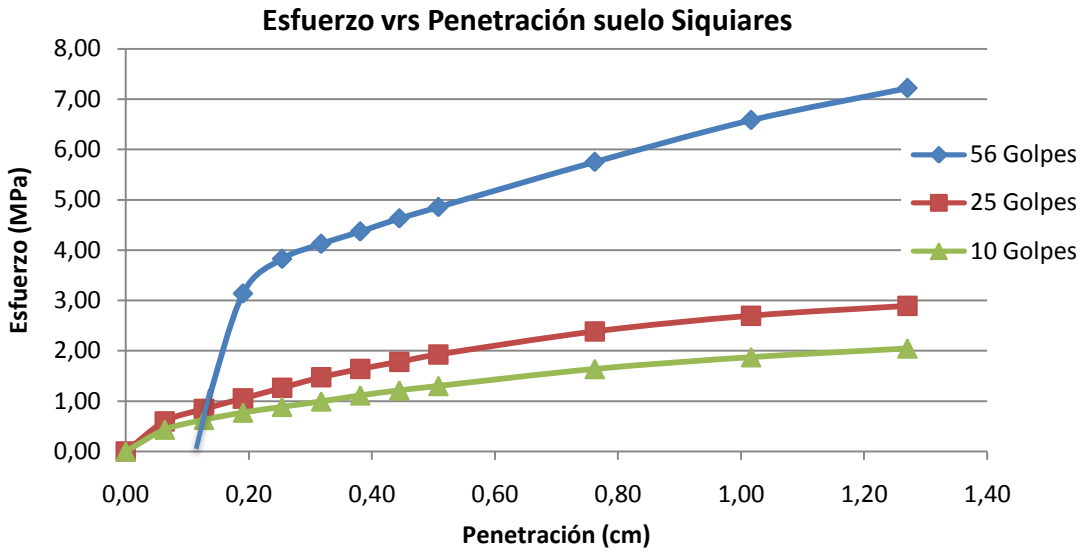


Figura 4.29 Curva Esfuerzo- Penetración CBR No.2 suelo Siquiares estabilizado

4.5.3.5 Compresión inconfinada (CI, ASTM D5102 B.)

La preparación del material se inicia 24 horas antes de fabricar los especímenes de prueba, mezclando el suelo con el porcentaje óptimo de cal y con el agua necesaria para alcanzar el contenido de humedad óptimo guardándolo en bolsas selladas.

Transcurridas las 24 horas se fabrican las pastillas de igual manera que se elaboran en el ensayo Proctor, no obstante debe realizarse primero una prueba en la que se determine el número de golpes por capa que hay que aplicar para alcanzar un porcentaje de compactación específico, ya que generalmente se desea encontrar la resistencia a la compresión inconfinada del suelo estabilizado con un porcentaje de compactación menor al 100 %.

Fabricadas las pastillas se envuelven en plásticos y sellan dentro de bolsas plásticas, curándolas por siete días a 40 °C. Luego de este tiempo se toman los especímenes y se cubren con una tela absorbente colocándolos sobre piedras porosas dentro de un recipiente de agua, de tal forma que la misma alcance la parte superior de la piedra y esté en contacto con la tela pero sin tocar la muestra. Este proceso de remojo por capilaridad se mantiene durante 24 horas. Finalmente se fallan las pastillas aplicando la norma ASTM D5102 B.

Para la determinación del número de golpes requeridos para la fabricación de los especímenes de material estabilizado con un 95 % de compactación fue necesario realizar una prueba

adicional, la cual consistió en la fabricación de diferentes muestras con un contenido de humedad igual al óptimo y compactadas en tres capas aplicando diferentes números de golpes por capa para cada una de ellas.

La prueba se efectuó en tres ocasiones, de las cuales la compactación se llevó a cabo de forma manual en dos pruebas y una vez de forma mecánica ya que los porcentajes de compactación obtenidos eran menores al 95%.

Cuadro 4.29 Resultados CI muestras estabilizadas Siquiares

Pastilla	Densidad Seca (kg/m^3)	%CR	$\%w_{inicial}$	$\%w_{final}$	Fuerza (kg)	Esfuerzo (kg/cm^2)	Esfuerzo (MPa)
1	1252,45	97,77	39,60	40,06	1465,33	18,19	1,78
2	1260,73	98,42	36,92	36,15	1909,93	23,68	2,32
3	1275,89	99,60	36,10	37,47	1646,84	20,42	2,00

4.5.3.6 Expansión libre y Presión de Hinchamiento (ASTM D3877-08)

La única variación al procedimiento seguido para el suelo natural, de forma similar que en los casos anteriores, es que la mezcla del suelo, la cal y el agua debe realizarse 24 horas antes de fabricar los especímenes y almacenarse en bolsas selladas.

Las muestras fueron moldeadas con un contenido de humedad igual al óptimo y un porcentaje de compactación igual al 95 % de la densidad seca máxima determinada del ensayo Proctor estándar efectuado al material estabilizado. Sin embargo con el fin de representar las condiciones críticas de expansión y presión de hinchamiento del material, las muestras empleadas en estas pruebas se dejaron secar en el cuarto de ambiente controlado hasta que su peso dejó de variar.

Presión de Hinchamiento

Cuadro 4.30 Datos ensayo de presión de hinchamiento para el suelo de Siquiares estabilizado

Pastilla	$\%w_{inicial}$	Densidad seca (kg/m^3)	% CR	$\%w_{final}$	Presión de Hinchamiento	
					(ton/m^2)	(KPa)
1	28,20	1205,95	94,14	37,66	11,24	110,19
2	33,90	1240,14	96,81	44,55	1,38	13,49
3	33,46	1211,47	94,57	42,56	15,92	156,08

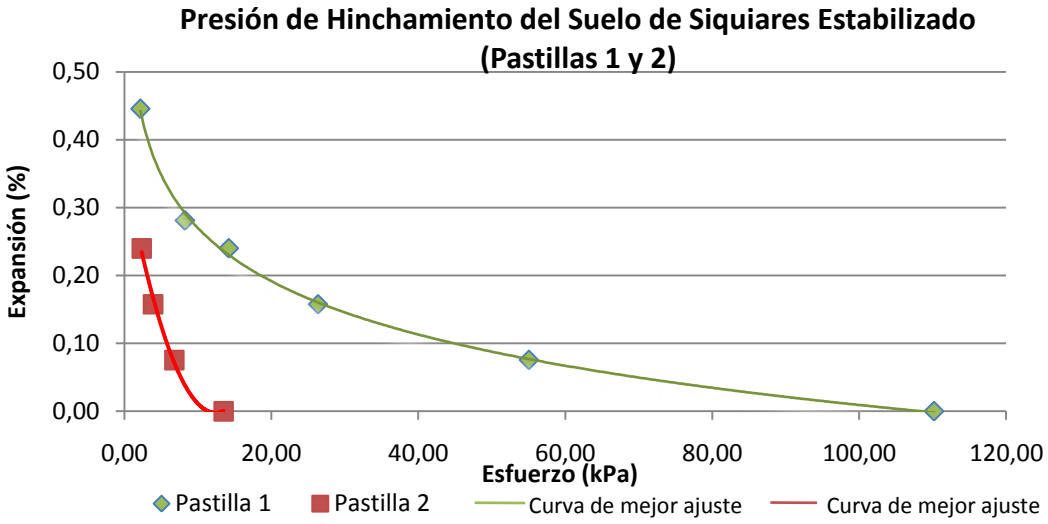


Figura 4.30 Presión de hinchamiento del suelo de Siquiares estabilizado (Pastillas 1 y 2)

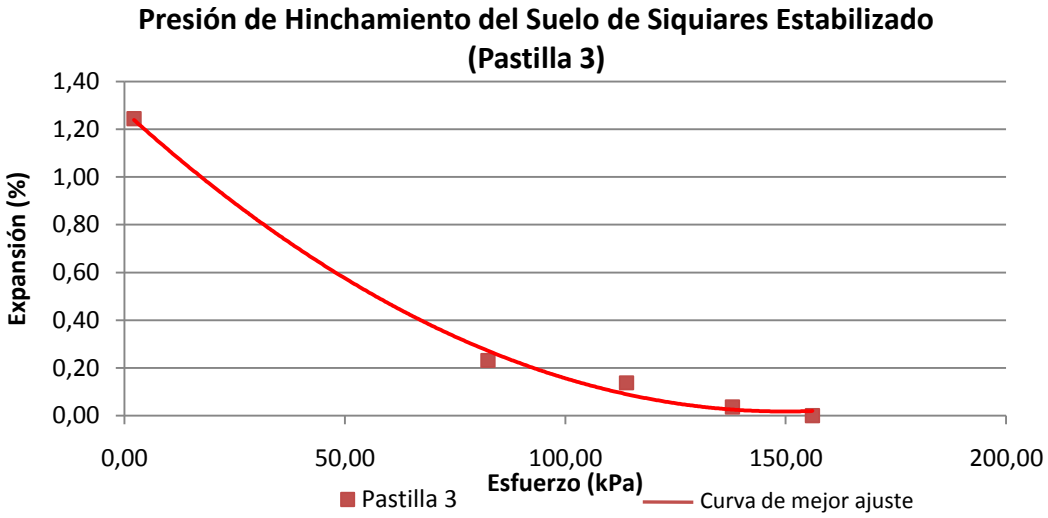


Figura 4.31 Presión de Hinchamiento del suelo de Siquiares estabilizado (Pastilla 3)

Expansión Libre

Cuadro 4.31 Datos ensayo de presión de hinchamiento para el suelo de Siquiares estabilizado

Pastilla	$\%w_{inicial}$	Densidad seca (kg/m^3)	% CR	$\%w_{final}$	Expansión Libre (%)
1	35,76	1232,32	96,20	43,16	1,67
2	35,39	1247,80	97,41	41,31	3,87

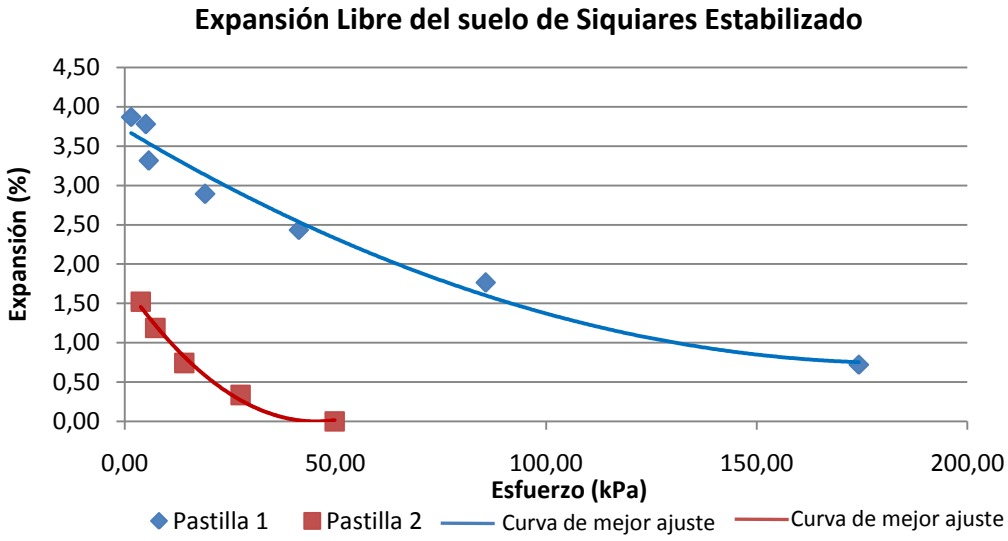


Figura 4.32. Expansión libre del suelo de Siquiares estabilizado

Capítulo 5: ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 Materiales en su estado natural

Con los datos obtenidos en el ensayo de cono sueco se determinó que la capa de arcilla en la zona de Siquiares posee un espesor que ronda los 2 m de profundidad y el nivel freático en época lluviosa se encuentra a 30 cm de la superficie.

El material muestreado en este sitio posee un color gris oscuro, con algunas partículas pequeñas de color rojo y pequeñas rocas amarillas de poca resistencia, a su vez se halló material arenoso, el cual probablemente fue traído de algún otro sitio.

Mediante los datos obtenidos en este mismo ensayo para el suelo de la Guácima, se determinó que la capa de material arcilloso tiene una profundidad aproximada de 1,10 m mientras que el nivel freático llega hasta la superficie en época lluviosa.

Las características físicas del suelo muestreado en la Guácima son muy similares al de Siquiares, sin embargo no se encontraron partículas de algún otro material. Es importante mencionar que a muy poca distancia, 75 m, se halló un suelo rojizo. En la siguiente figura se muestran ambos suelos.

a) b)

Figura 5.1. Suelos Muestreados. a) Siquiares. b) La Guácima

En la realización de los ensayos se retiró la mayor cantidad de materia orgánica posible. En cuanto al suelo de Siquiares se seleccionaron los bloques que tenían menor presencia de materiales no correspondientes a suelo arcilloso.

5.1.1 Caracterización de los suelos

Las condiciones in situ de ambos materiales son muy similares, producto de un proceso de formación muy parecido, bajo condiciones climáticas y topográficas prácticamente iguales. En el siguiente cuadro se presenta un resumen de los parámetros geotécnicos más importantes de ambos suelos.

Cuadro 5.1 Parámetros geotécnicos principales de los suelos en estudio

Parámetro Geotécnico	Suelo de Siquiares	Suelo de la Guácima
Humedad en campo (%)	34,45	37,12
Densidad seca in situ (kg/m^3)	1342,82	1264,64
Relación de vacíos (e)	1,00	1,07
Humedad de saturación (%)	37,17	40,85
Límite líquido	103	111
Límite plástico	33	32
Índice de plasticidad	70	79
% Pas. No. 200	89,44	94,14
%< 0,002 mm	58,87	76,96
Gravedad específica	2,690	2,619
Clasificación SUCS	CH	CH
Clasificación AASHTO	A-7-5	A-7-5
Índice de grupo	73	87

Es importante mencionar que en Siquiares el suelo presenta una mayor densidad seca y por consiguiente una menor relación de vacíos, sin embargo el porcentaje de diferencia es de un 5,82%, el cual es bastante bajo

Se observa que la arcilla de la Guácima posee aproximadamente un 4% más de finos que la arcilla de Siquiares así como un 18,09% más de partículas de arcilla, lo cual influye en la obtención de un mayor LL e IP para el primer suelo. En los cuadros 5.2 y 5.3 se presentan los porcentajes de diferencia entre los límites de consistencia, según el procedimiento utilizado para su determinación y de acuerdo con el sitio de muestreo.

Cuadro 5.2 Porcentaje de diferencia según la norma utilizada

Parámetro	Sitio de muestreo	
	Siquiares	Guácima
LL	8,86%	2,78%
LP	2,51%	11,47%
IP	11,90%	0,67%

Cuadro 5.3 Porcentaje de diferencia entre sitios de muestreo

Parámetro	Norma	
	ASTM D4318	BS-1377
LL	22%	8%
LP	9%	4%
IP	29%	14%

Como se puede observar los porcentajes de diferencia son muy variables y considerables al comparar los valores para un mismo sitio según la norma que se use, esto puede reflejar inexperiencia en la realización de los ensayos, por lo que se utilizarán como verdaderos los obtenidos a partir de la norma británica, ya que de acuerdo a diversos estudios el factor humano tiene una menor influencia en los resultados.

De igual manera se nota una diferencia considerable en los índices de plasticidad de ambos sitios, por lo que es de esperar que existan diferencias importantes en sus propiedades físicas y mecánicas, especialmente en cuanto a deformabilidad. La mayor diferencia se presenta en el límite líquido, indicando que el suelo de la Guácima posee una mayor capacidad de adsorber agua.

Al comparar las curvas obtenidas del ensayo termogravimétrico realizado en ambos suelos con curvas obtenidas en investigaciones realizadas por otros autores o con curvas patrón, puede obtenerse información acerca la composición mineralógica de los mismos.

En la Figura 5.2 se puede ver una semejanza entre la curva termogravimétrica obtenida para el suelo de la Guácima y la determinada por Schilling, lo cual hace pensar que el principal componente mineral de esta es la montmorillonita, sin embargo con la información proporcionada por esta curva no se puede especificar cual es el catión interlaminar que se encuentra predominantemente en este.

La determinación del catión interlaminar es importante ya que brinda información acerca del potencial de hinchamiento de la arcilla, cuando este es sodio la esmectita puede sufrir una completa disociación de sus cristales, reflejándose en un alto grado de expansión, efecto que no muestra tal magnitud cuando los cationes presentes son calcio o magnesio (Suarez y García, 2010).

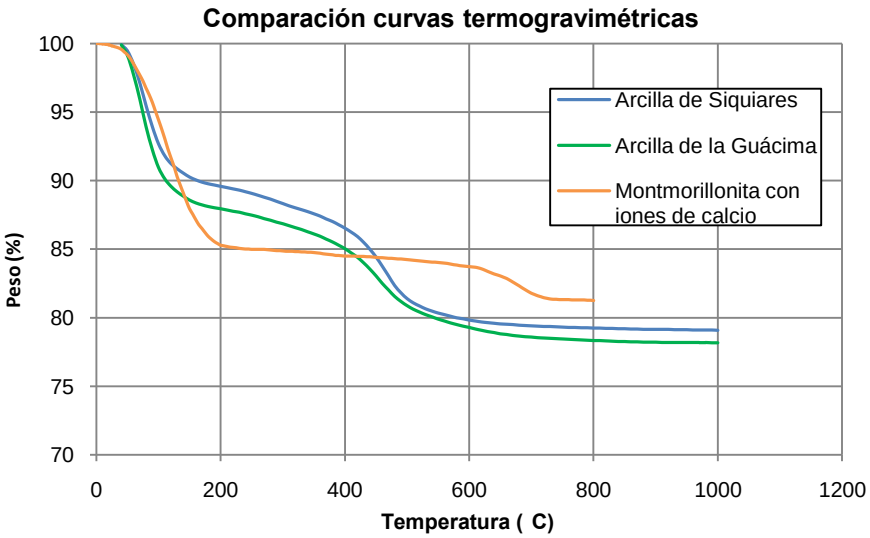


Figura 5.2 Comparación de curvas termogravimétricas

Fuente: Curva de montmorillonita con iones de calcio tomada de Schilling, 1990.

En la Figura 4.6 se observan claramente dos pérdidas de masa importantes, marcadas por los puntos de inflexión de la curva de la derivada del peso. El primero de estos cambios se debe a la pérdida de agua adsorbida, iniciando a los 60 °C y extendiéndose hasta los 200 °C, aproximadamente, representado una pérdida de peso del 12,04 %.

El rango de temperatura en el que se da esta pérdida es prácticamente igual al obtenido en la investigación realizada por Schilling (1990), sin embargo en la curva de este último se produjo una pérdida de peso de un 30%, lo cual representa cerca de un 60% más de agua.

A partir de los 200 °C y hasta los 800 °C se registra otra pérdida de peso de 9,6 % asociada a un nuevo proceso, el cual involucra otros componentes del suelo y que según a Schilling se debe a la pérdida de agua formada por des hidroxidación. Observando la curva de derivada del peso se nota que la mayor pérdida de peso dentro de este rango de temperatura se da a los 555 °C, aproximadamente.

Comparando esta segunda pérdida con la registrada por Schilling (1990) se puede decir que sucede en un rango similar de temperatura sin embargo la mayor pérdida de peso se da a los 685 °C. Esto refleja que la arcilla que se está analizando es menos estable térmicamente. El material residual a una temperatura de 800 °C para la arcilla de la Guácima es un 2,5% menor al de la montmorillonita con cationes de calcio.

Para el caso del suelo de Siquiares nuevamente se puede observar en la Figura 5.2 una forma similar a la curva termogravimétrica característica de la montmorillonita, lo cual hace prever que este es el principal componente de las arcillas de este sitio.

En la curva de la derivada del peso se identifican tres pérdidas de peso de forma más clara, lo cual indica que puede existir una diferencia en la composición mineralógica entre las arcillas de ambos lugares. Sin embargo esto no se puede afirmar ya que la variación es muy pequeña y se ha estudiado que la cantidad y la preparación de la muestra utilizada en el ensayo termogravimétrico tienen una pequeña influencia en las temperaturas para las cuales se registran picos de variación de peso.

La primera pérdida registrada es un 1,63 % menor a la presentada por el suelo de la Guácima y se produce en el mismo rango de temperaturas por lo tanto está asociada a la misma reacción, pérdida de agua adsorbida.

Posteriormente se registra una pérdida de peso entre los 200 y 350 °C, la cual corresponde a la pérdida de agua químicamente ligada con iones de calcio intercambiables (Schilling, 1990), esto indicaría que dicho tipo de iones se encontraba presente en menor cantidad en la muestra analizada para la arcilla de la Guácima.

Por último se registra una disminución del peso de 8,79% entre los 350 y 800 °C debido a la reacción de un componente C, la cual presenta un comportamiento similar al observado en la segunda pérdida registrada en el suelo de la Guácima.

Si bien es cierto se obtiene información acerca de la composición mineralógica del material, no se puede definir de forma específica de cual de los diferentes tipos de montmorillonitas se trata, según los iones que la conforman, ni cual es la reacción y componente que provocan cada pérdida de peso.

Luego de efectuar el análisis termogravimétrico las muestras de suelo de ambos sitios cambiaron de un color gris oscuro a rojo, como se puede observar en la Figura 5.3. Este cambio a un color rojizo de acuerdo con Rodríguez es característico en arcillas compuestas en gran medida por montmorillonita al ser sometidas a altas temperaturas.

a) Antes de la prueba

b) Posterior a la prueba

Figura 5.3. Muestra de arcilla tomada para análisis termogravimétrico

5.1.2 Caracterización de la cal

En la Figura 5.4 se observa una clara semejanza entre la curva termogravimétrica determinada para la cal que se produce en la calera "Caliza Nicoyana" y la obtenida por Balcerowiak (2000) para una cal con un alto contenido de calcio.

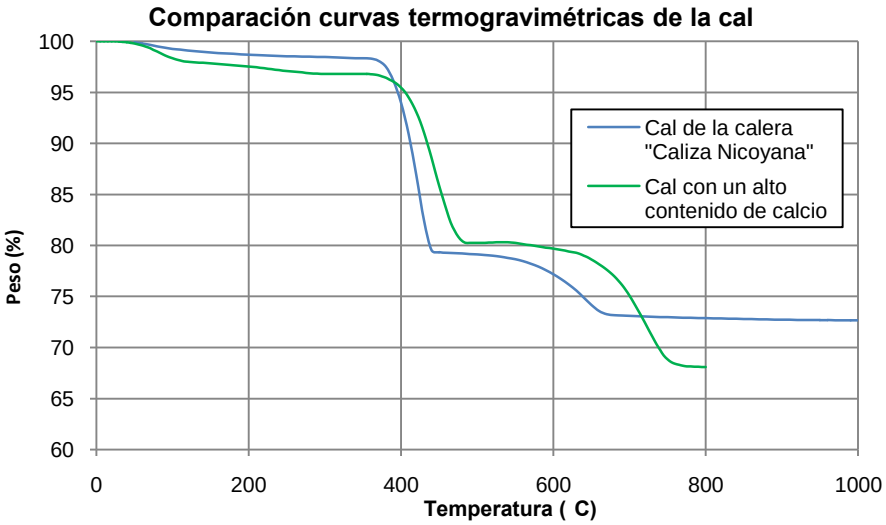


Figura 5.4 Comparación curvas termogravimétricas de la cal

Fuente: Curva de cal con un alto contenido de calcio tomada de Balcerowiak, 2000.

Conforme se muestra en el Cuadro 4.23 la cal producida en la calera Caliza Nicoyana, no cumple con la norma ASTM C977-03, la cual establece para la cal que será utilizada en la estabilización de un suelo un contenido máximo de un 5 % de CO_2 y mínimo de un 90 % de CaO y MgO sumados.

Con la aplicación del ensayo termogravimétrico a la cal también se determinaron los porcentajes de cada uno de sus compuestos, los cuales se muestran en el Cuadro 5.4, ratificando que la cal no cumple con los valores establecidos por la norma.

Cuadro 5.4 Composición química de la cal de la calera Caliza Nicoyana obtenida a partir del análisis termogravimétrico

Muestra	%CaO	$\%CO_2$	$\%Xm+CaO^2$
Cal de Nicoya	69,24	6,363	3,41

A continuación se detalla el procedimiento usado para determinar la composición de la cal a partir del análisis de la curva termogravimétrica de la misma, según Balcerowiak (2000).

Como se mencionó en el capítulo 2 y se observa en la Figura 5.4 la curva termogravimétrica característica de la cal presenta tres pérdidas, las cuales para la muestra analizada son:

$-\Delta m_1$: 1,12 % Correspondiente a evaporación de agua

$-\Delta m_2$: 19,65 % Correspondiente a evaporación de agua

$-\Delta m_3$: 6,363% Correspondiente a la producción de dióxido de carbono.

Mediante un análisis estequiométrico se determina que para la segunda reacción el agua producida a partir de la descomposición del hidróxido de calcio representa un 24,32% de la masa inicial, por lo cual el porcentaje correspondiente a óxido de calcio es 75,68%.

Si se tiene un 19,65 % de pérdida de agua en esta reacción quiere decir que la muestra de cal posee un 61,14% de óxido de calcio asociado a la misma.

Aplicando el mismo procedimiento se obtiene que el dióxido de carbono producido de la segunda reacción representa un 44% del carbonato de calcio presente en la cal por lo cual el 56% restante corresponde a óxido de calcio.

Nuevamente al registrarse una pérdida de un 6,36 % de masa por la producción de CO_2 en esta reacción quiere decir que se produjo un 8,10 % de CaO.

[2] Corresponde al porcentaje de óxido de calcio, que no formaba parte de los componentes que reaccionaron, e impurezas que contiene la cal. Dentro de estas impurezas se encuentra el óxido de magnesio.

El porcentaje de impurezas y CaO de la cal que no formaba parte de los componentes anteriores son iguales a la resta del 72,65% de residuo con el 8,10% y el 61,14 de CaO determinados anteriormente, dando como resultado un 3,41%.

Se puede observar de los cuadros 4.23 y 5.4 una diferencia importante entre los porcentajes de los componentes químicos obtenidos, principalmente para el CaO, sin embargo se considera como producto del proceso de fabricación y del poco control de calidad de la cal y no del método de análisis de la curva termogravimétrica utilizado.

Del Cuadro 5.5 se puede observar que la cal cumple con los porcentajes máximos retenidos en las mallas No 30 y 200 establecidos en la norma ASTM C977. Esto favorece la reacción suelo - cal y la dosificación correcta de la cal al mezclarla con el suelo, ya sea para el análisis de su efecto estabilizador a partir de la realización de pruebas de laboratorio o durante la preparación del material en obra.

Cuadro 5.5. Comparación de la Granulometría de la cal con la especificación ASTM C977

No. Malla	mm	%Ret. acum	%Pas	% Ret. especificado
30	0,6	0,62	99,38	< 3%
200	0,075	5,62	94,38	< 25 %

5.1.3 Propiedades mecánicas

Se analizan los resultados de las pruebas de compactación (Proctor), capacidad relativa de soporte (CBR), compresión inconfinada y módulo resiliente.

5.1.3.1 Compactación

El contenido de humedad óptimo obtenido del ensayo Proctor realizado al suelo de Siquiares se encuentra dentro del rango característico de las arcillas expansivas establecido por el código de Cimentaciones de Costa Rica (CCCR). Como se puede notar este contenido de humedad es muy similar al límite plástico.

La densidad seca máxima es mayor al límite superior del rango indicado en el CCCR, producto de un mejor acomodo de partículas, lo cual, al tratarse de un material cuyo comportamiento está regido por fuerzas intermoleculares y no de gravedad, hace pensar que las fuerzas de

atracción y repulsión entre partículas se tornan débiles, principalmente cuando el contenido de humedad es igual al óptimo. A su vez, en arcillas expansivas, una mayor densidad seca representa presiones de hinchamiento y variaciones volumétricas más altas (Tapia, 2000).

5.1.3.2 Capacidad relativa de soporte (CBR)

En total se realizaron tres pruebas de CBR para el suelo de Siquiares, por la dificultad en la compactación y en la obtención del contenido de humedad óptimo. En la Figura 5.5 se muestra la variación del CBR con el porcentaje de compactación para cada una de las pruebas realizadas.

La prueba dos presentó un comportamiento completamente diferente a las otras pruebas reflejando problemas en la compactación por lo que sus resultados se descartan. Las pruebas 1 y 3 presentan un comportamiento similar no obstante la primera de ellas presenta mayores valores de CBR, esto puede deberse a un menor contenido de humedad al momento de la falla o un grado menor de contaminación con otro tipo de materiales.

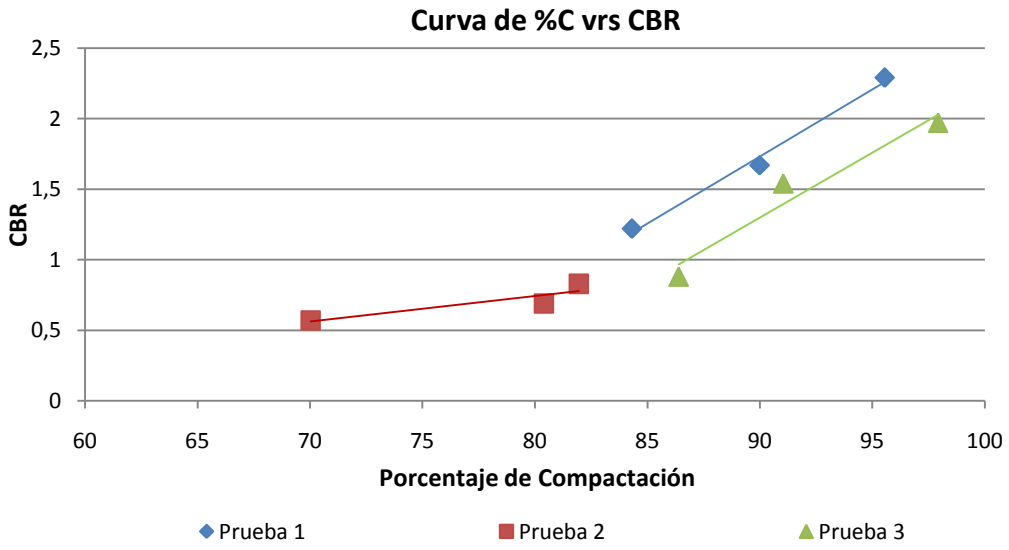


Figura 5.5 Variación del CBR con el porcentaje de compactación para el suelo natural de Siquiares

Con respecto al valor de CBR tanto para 0,1 y 0,2 pulgadas se obtuvieron valores muy bajos, clasificando como un suelo muy pobre, de acuerdo con los criterios presentados en el Cuadro 2.5. Como es de esperar al aumentar el porcentaje de compactación se incrementa la capacidad de soporte del material por el mejor acomodo de las partículas y la disminución de la porosidad, se observa que dicha relación posee una tendencia lineal.

Considerando únicamente esta propiedad, el suelo podría utilizarse como subrasante, sin embargo no es recomendado porque produciría espesores muy grandes de las capas estructurales del pavimento (base, carpeta).

5.1.3.3 Compresión inconfinada

En el caso de la compresión inconfinada se sabe que la resistencia última obtenida para un mismo suelo depende en forma directa de la relación de vacíos de la pastilla y su contenido de humedad. Esto se observa tanto para el suelo de Siquiares como para el suelo de la Guácima en las pruebas realizadas a especímenes inalterados, cuyos resultados se muestran el siguiente cuadro de forma resumida.

Cuadro 5.6 Resumen de resultados de las pruebas de Compresión Inconfinada

Sitio	%w	e	Resistencia q_u (KPa)	Cohesión (kPa)
Siquiares	33,92	1,04	377,07	188,53
	39,00	1,16	202,02	101,01
Guácima	37,82	1,05	88,26	44,13
	38,68	1,15	126,51	63,25

La resistencia a la compresión inconfinada promedio pasó de 377 kPa a 202 kPa por un cambio en la relación de vacíos de un 10,77 % y del 13 %contenido de humedad para el suelo de Siquiares, mientras que en la Guácima se da una variación del 30,24% en resistencia por un cambio de un 7,89% en la relación de vacíos. Estos porcentajes ratifican la disminución de la resistencia con el aumento en el contenido de humedad y en la relación de vacíos.

Para el suelo de Siquiares se obtuvieron valores de resistencia a la compresión inconfinada mayores, alrededor de un 37 %, para relaciones de vacíos y contenidos de humedad muy similares, esto refleja una cohesión aparente mayor, por lo cual podría considerarse que la separación entre las láminas de la estructura de la arcilla es menor y las fuerzas fisicoquímicas

que las enlazan son mayores. Lo anterior puede considerarse como un indicio de una composición mineralógica un poco diferente entre la arcilla muestreada en Siquiares y la de la Guácima.

A partir de los resultados del ensayo a compresión inconfinada efectuados a pastillas remoldeadas del suelo de Siquiares se determinó una sensibilidad promedio de 0,85 considerándose por lo tanto como una arcilla no sensitiva. Lo anterior difiere de lo reportado en la literatura consultada ya que para la mayoría de las arcillas la tasa de sensibilidad varía entre 1 y 8 (Braja, 2001).

Lo anterior podría ser un indicador de que la estructura de la muestra remoldeada es diferente a la que tiene el suelo es su estado natural in situ, dado que en el laboratorio se aplicó un esfuerzo de compactación que puede favorecer una acomodo de las partículas de arcilla aumentándose ligeramente la resistencia. Otra posible explicación, de acuerdo con Badillo y Rico es que este comportamiento está relacionado con la recuperación a través del tiempo de los enlaces fisicoquímicos entre las partículas de arcillas y sus películas envolventes de agua y cationes adsorbidos, el cual se conoce como tixotropía.

Este bajo valor de sensibilidad puede considerarse como un indicativo de un alto contenido de montmorillonita, ya que este tipo de arcillas son las que poseen mayor tixotropía por lo cual recuperan rápidamente sus características de resistencia luego de ser amasadas (Badillo y Rico, 1990).

En términos generales la resistencia a la compresión inconfinada de ambos suelos es relativamente baja, por lo cual no son aptos para usos viales. También es importante mencionar que los valores de cohesión aparente del suelo de la Guácima coinciden con el rango indicado por el CCCR pero los valores en el suelo de Siquiares sobrepasan hasta por un 48 % el valor superior de este.

5.1.3.4 Sondeo de penetración (Cono sueco)

A partir de los ensayos de penetración con cono sueco se obtuvieron los valores de N_{spt}, los cuales a su vez se relacionaron con la resistencia a la compresión simple y la cohesión del suelo mediante el empleo de correlaciones.

Tanto en la Guácima como en Siquiares los valores de N_{spt} para el estrato blando son muy bajos, entre tres y cinco, lo cual indica poca resistencia.

Del ensayo de cono sueco se determinó que en la Guácima la capa blanda llega hasta 1,10 m de profundidad, mientras en Siquiares posee un espesor promedio de 2 m, aproximadamente. A continuación se presentan los valores de resistencia a la compresión simple y la cohesión para este estrato de acuerdo con las correlaciones elaboradas por Terzaghi, Peck y Sowers con el valor de N_{spt}.

Cuadro 5.7 Cohesión y CI a partir de correlaciones con el valor de Nspt para los suelos en estudio

Suelo	Profundidad (m)	Consistencia	Resistencia CI q_u (KPa)	Cohesión (kg/cm^2)	
				Sowers	Tersaghi y Peck
Siquiares	1,75	Blanda	24,52-49,03	0,22-0,30	0,20-0,27
Guácima	1,1	Blanda	24,52-50,01	0,22-0,31	0,20-0,28

Las resistencias a la compresión inconfinada mostradas en el cuadro anterior son mucho menores a las determinadas directamente. En el caso de Siquiares se considera que el principal factor es la diferencia entre los contenidos de humedad, ya que el bloque de muestra inalterada a partir del cual se elaboraron los especímenes se extrajo durante la época seca mientras que la prueba de cono sueco se realizó durante la época lluviosa.

En cuanto a la Guácima el contenido de humedad también puede considerarse como el factor principal. Como se puede observar en los cuadros 5.6 y 5.7 la diferencia entre los valores de cohesión y compresión inconfinada determinados mediante las correlaciones con la prueba de cono sueco y los obtenidos de las pruebas directas son menores, ya que las condiciones de humedad al momento de ejecutar las mismas eran similares.

A su vez debe tenerse en cuenta que las correlaciones se utilizan con el fin de brindar información preliminar del comportamiento ingenieril del suelo, siendo siempre recomendable realizar las pruebas de laboratorio correspondientes.

5.1.4 Variaciones volumétricas

Las características de consolidación determinadas para la arcilla de Siquiares concuerdan con lo esperado para este tipo de materiales. Según Berry (1993) para arcillas el índice de compresión (C_c) varía de 0,2 a 0,8 KPa^{-1}, en el caso del suelo en estudio es de 0,559 KPa^{-1}.

Para esfuerzos menores a los 20 KPa se obtuvo un comportamiento atípico en el proceso de consolidación producto de la presión de hinchamiento de la arcilla, la cual para contenidos de humedad del 35 % es de 18 KPa. Lo anterior se nota claramente en los valores obtenidos para el coeficiente de compresibilidad (m_v), los cuales son mayores al rango de 0,001-0,0001 m^2/kN indicado por Berry (1993).

En el siguiente cuadro se muestra el potencial de expansión de los suelos de Siquiares y la Guácima en su estado natural según los métodos indirectos mostrados en el capítulo 2.

Cuadro 5.8 Potencial de expansión de los suelos en su estado natural según métodos indirectos

Criterio[3]	Valor		Potencial de expansión	
	La Guácima	Siquiares	La Guácima	Siquiares
Holtz y Gibs	IP=79	IP= 69	Muy Alto	Muy Alto
Chen	%< No. 200 = 94,14	%< No. 200 = 89,44	Alto	Alto
	LL= 111	LL= 103	Muy Alto	Muy Alto
Seed	IP=79	IP= 70	Fuera de rango	Fuera de rango
Seed, Woodward y Lundgren	h=73,33	h=23,79	Muy Alto	Alto
McDowell	IP=79	IP= 70	Fuera de rango. Levantamiento mayor a 13 cm.	Fuera de rango. Levantamiento mayor a 13 cm.

La clasificación mostrada en el cuadro anterior coincide con los resultados obtenidos en las pruebas de expansión libre, principalmente el criterio de Seed, Woodward y Lundgren (1984) el cual indica un mayor potencial expansivo del suelo de la Guácima debido a su alto contenido de partículas de arcilla.

[3] Criterios tomados de Hidalgo, 2009.

Como lo indica la teoría se obtuvieron porcentajes de expansión menores conforme mayor era el contenido de humedad del suelo, debido a que una mayor parte de la superficie de la partícula ya está ocupada por moléculas de agua y otros cationes lo cual reduce la interacción entre el suelo y el agua, a su vez se da menor succión al ya no estar tan contraídos los tubos capilares y se tiene una mayor relación de vacíos.

El incremento en el porcentaje de expansión entre las pastillas con mayor diferencia en el contenido de humedad inicial, 34,87 %, para el suelo de Siquiares fue de un 58,2 %.

Por las mismas razones que las mencionadas anteriormente la presión de hinchamiento es mayor conforme menor es el contenido de humedad del suelo al momento de entrar en contacto con el agua. En la arcilla de Siquiares se obtuvo un incremento del 70,56 % de presión de hinchamiento con una variación en los contenidos de humedad inicial de las pastillas de un 33,5 %.

No se pueden comparar de forma directa los resultados obtenidos, en cuanto a presión de hinchamiento y expansión libre, de los suelos de la Guácima y Siquiares, ya que las condiciones iniciales de los especímenes de prueba eran un poco diferentes, principalmente en contenido de humedad y la relación de vacíos.

A pesar de ello se observa que el suelo de la Guácima presenta una presión de hinchamiento menor que el suelo de Siquiares, pero un porcentaje de expansión mayor, lo cual no coincide con lo esperado al comparar el comportamiento de estos parámetros.

Esto podría explicarse si se considera que los esfuerzos de succión tienen mayor influencia en la presión de hinchamiento, ya que la relación de vacíos para el suelo de la Guácima es en promedio un 20,32 % mayor, y que la expansión depende más del intercambio catiónico y la superficie específica del mineral que compone el suelo.

Esta propuesta se basa en la obtención de una mayor cantidad de material arcilloso en el suelo de la Guácima así como un índice plástico más grande. Para poder afirmar esto debe realizarse un estudio específico en este tema el cual incluya un mayor número de pruebas de expansión libre y presión de hinchamiento para condiciones de humedad similares.

Los valores de expansión y presión de hinchamiento determinados para ambos sitios son considerablemente menores a los valores máximos establecidos en el CCCR, sin embargo son lo suficientemente altos para provocar el levantamiento de estructuras livianas y graves daños en estructuras de pavimentos y edificaciones producto de las deformaciones diferenciales.

5.1.5 Módulo Resiliente

La arcilla de Siquiares presenta módulos resilientes mayores a los esperados para este tipo de material, cuando posee un alto porcentaje de compactación y un contenido de humedad óptimo. Esto indica que el suelo presenta un comportamiento bastante rígido y que sufre pequeñas deformaciones, siendo un mayor porcentaje de estas permanentes, tendiendo a llegar a un valor constante de M_R con un bajo número de ciclos de carga.

Los valores de M_R obtenidos para los especímenes con humedad óptima y elevados porcentajes de compactación se encuentran dentro del rango que normalmente poseen las gravas, 70,37 – 140,74 MPa, por lo que sería de esperar que la estructura de pavimentos se encontrara en buenas condiciones. No obstante al observar los resultados obtenidos para los especímenes sometidos a procesos de saturación se nota una reducción drástica del M_R, lo cual era de esperar, principalmente en arcillas expansivas, por los grandes cambios que se dan en sus propiedades físicas y mecánicas con la variación de la humedad.

Lo anterior implica que el material no es adecuado para emplearse como subrasante y que en el caso de utilizarse se requerirían mayores espesores de capa en la estructura de pavimentos, con el fin de disminuir el agrietamiento por fatiga que la misma puede sufrir.

Existen diversos factores que influyen en los resultados del módulo resiliente, a partir de las pruebas realizadas se determinó que con una disminución de la densidad seca se produce una reducción en el valor de M_R, tal y como se puede observar en la Figura 5.6. Con respecto a la relación entre el M_R y el contenido de humedad del espécimen no se aprecia ninguna tendencia o comportamiento en particular, obteniendo resultados muy variables tal y como se muestra en la Figura 5.7.

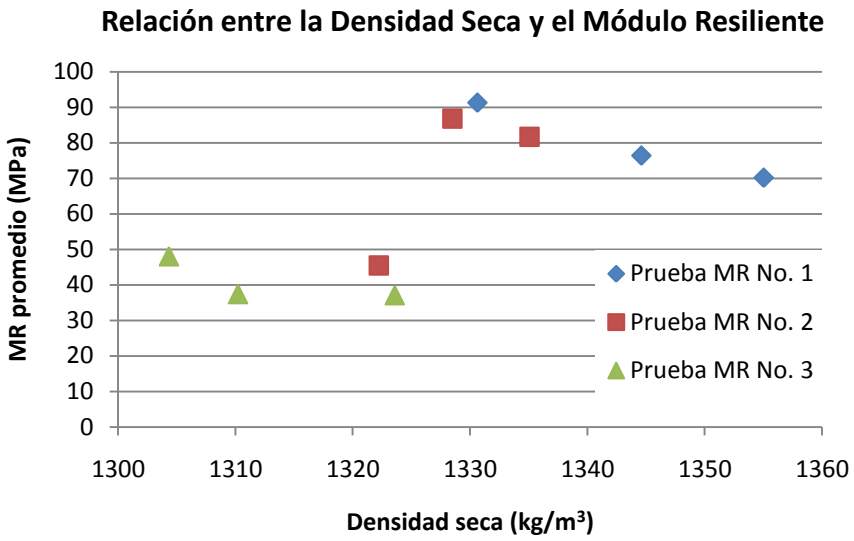


Figura 5.6 Relación entre la densidad seca y el módulo resiliente para el suelo de Siquiares

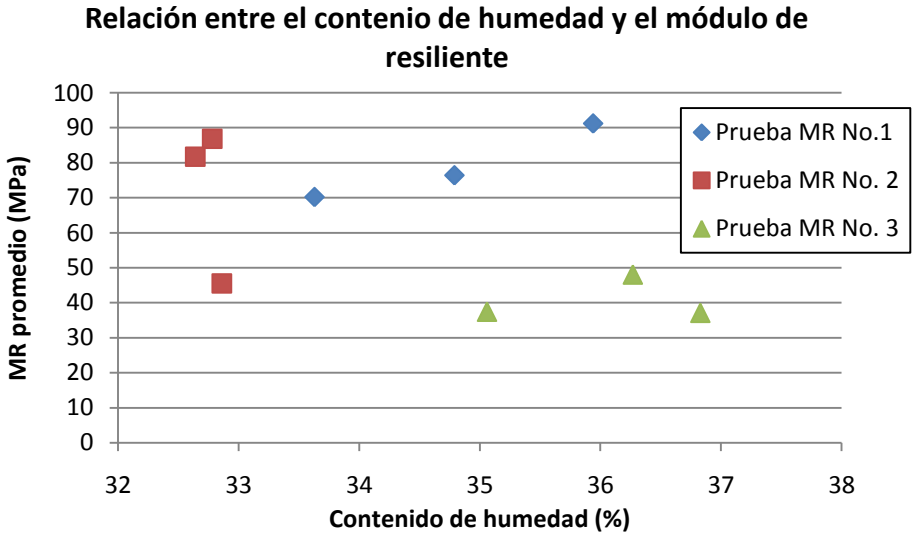


Figura 5.7 Relación entre el contenido de humedad y el módulo resiliente para el suelo de Siquiares.

En especímenes con contenidos de humedad cercanos al óptimo se nota que la variación de los esfuerzos de confinamiento y desviador tienen una menor influencia en el valor de M_R que en otros tipos de suelo, esto se ve reflejado en los bajos valores de desviación estándar, obtenidos para la mayoría de las pastillas, mostrados en los cuadros 4.14, 4.15 y 4.16.

Mientras que en especímenes con un contenido de humedad mayor al óptimo y baja densidad seca se observa una disminución del valor del M_R, alrededor de 2,5 MPa, conforme aumenta el esfuerzo desviador para un mismo esfuerzo de confinamiento, producto de la compresibilidad del suelo favorecida por el efecto lubricante del agua, la cual provoca que el estado de esfuerzos tenga una mayor influencia en el valor de módulo resiliente.

En el siguiente cuadro se muestran los valores de módulo resiliente obtenidos a partir de la correlación basada en el valor de CBR presentada en la ecuación 2.13

Cuadro 5.9 Valores de módulo resiliente obtenidos a partir de la prueba de CBR (ecuación 2.13)

Pastilla	M_R (MPa)		
	Prueba CBR No. 1	Prueba CBR No. 2	Prueba CBR No. 3
1	23,67	8,58	20,36
2	17,26	7,13	15,92
3	12,61	5,89	9,09

En el Cuadro 5.9 se observa que los valores obtenidos a partir de la correlación con el CBR se encuentran muy por debajo de los que se determinaron de forma directa. Esto significa que las estructuras de pavimentos diseñadas utilizando esta correlación tienden a ser conservadoras. A su vez se nota que existe un menor porcentaje de diferencia, alrededor de un 40 %, con respecto a los valores de M_R obtenidos para especímenes con un contenido de humedad mayor al óptimo, reflejando el hecho de que esta correlación trata de representar las condiciones más críticas del material. En el caso de los especímenes elaborados con contenidos de humedad óptimos el porcentaje de diferencia es de un 75 %, aproximadamente.

En términos generales se comprueba la incertidumbre y variabilidad que presentan las correlaciones, así como la gran dependencia de estas con las condiciones en las que se realizan las pruebas, lo cual junto con el método empírico de diseño de estructuras de pavimentos que se utiliza en Costa Rica representan grandes restricciones en la representación adecuada de la variación del entorno a la que esta es sometida, en este caso en particular climáticas.

5.2 Material estabilizado

5.2.1 Diseño

El primer paso en el diseño de la estabilización consiste en la determinación del porcentaje óptimo de cal. En la Figura 5.8 se muestra la curva de pH contra el porcentaje de cal.

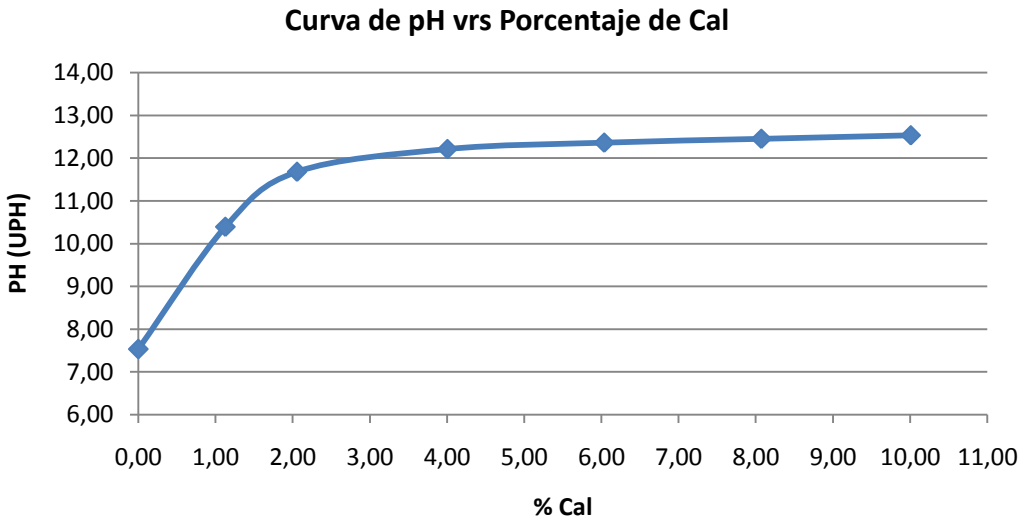


Figura 5.8 Curva de pH vrs porcentaje de cal

Del gráfico anterior se observa que se necesita un 6 % de cal para alcanzar un pH de 12,4 sin embargo siguiendo la recomendación brindada por el departamento de investigación del Lanamme UCR se decidió utilizar un 8% de cal en la estabilización de la arcilla.

Luego como parte del diseño, al igual que para cualquier material que se vaya a emplear en una obra, se determina la cantidad de agua que deberá añadirse y el porcentaje de compactación que deberá alcanzarse in situ. En la Figura 5.9 se nota como para el material estabilizado el contenido de humedad óptimo aumentó mientras que la densidad seca máxima disminuyó respecto a los obtenidos para el material natural, concordando con lo expuesto en varias investigaciones.

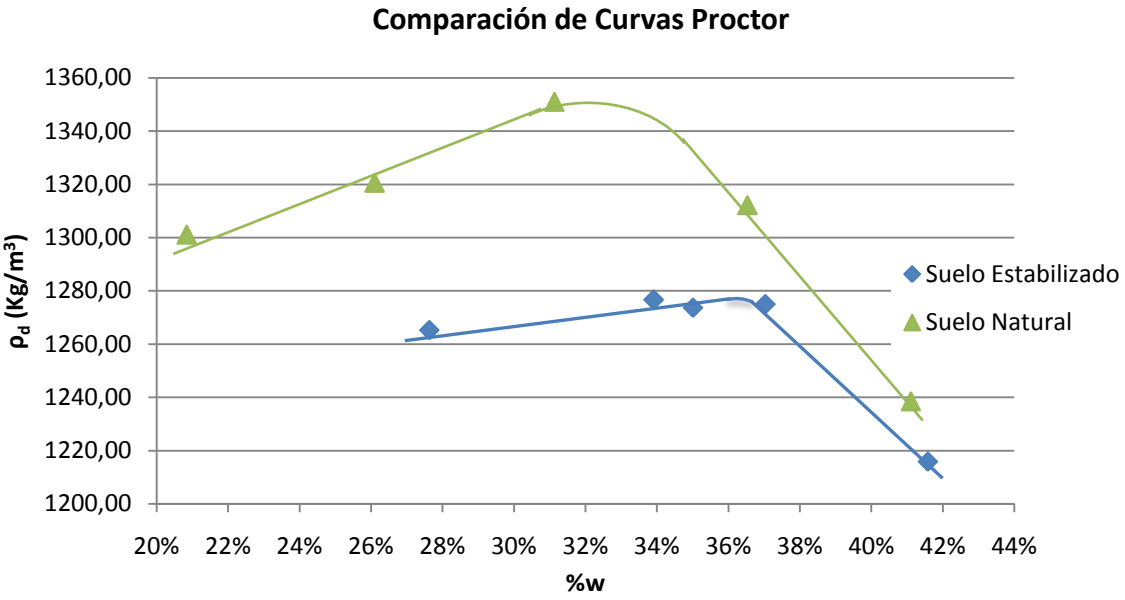
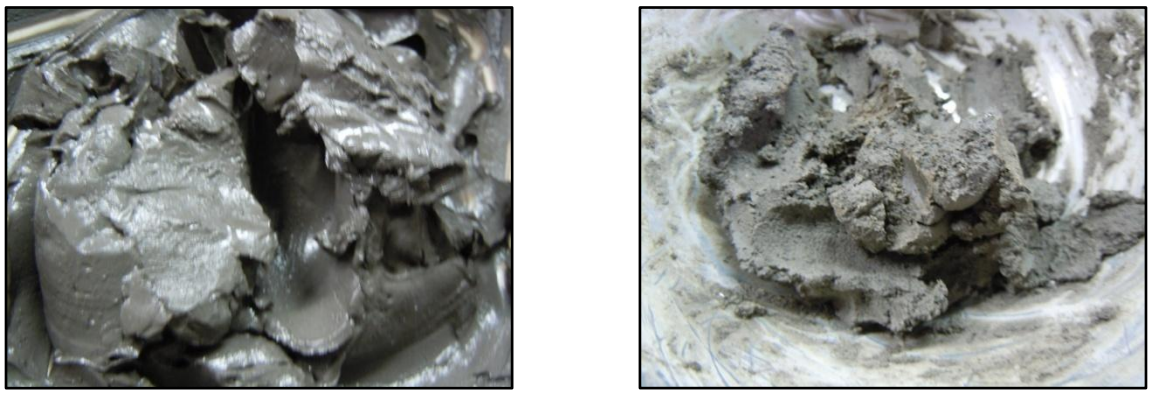


Figura 5.9 Comparación de las curvas Proctor

5.2.2 Verificación de la estabilización del suelo

5.2.2.1 Límites de consistencia

El primer punto de comparación corresponde a los valores de los límites de consistencia. La siguiente figura muestra la gran variación que presenta el suelo en su apariencia lo cual también se ve reflejado en su consistencia y comportamiento.



a) b)

Figura 5.10. Muestra para elaboración de límites de consistencia. a) Material sin tratamiento. B) Material estabilizado

Como se puede observar en la Figura 5.11 y el Cuadro 5.10 al mezclar el suelo con la cal se presentó una reducción en el límite líquido y un aumento en el límite plástico, generando una disminución en el índice de plasticidad.

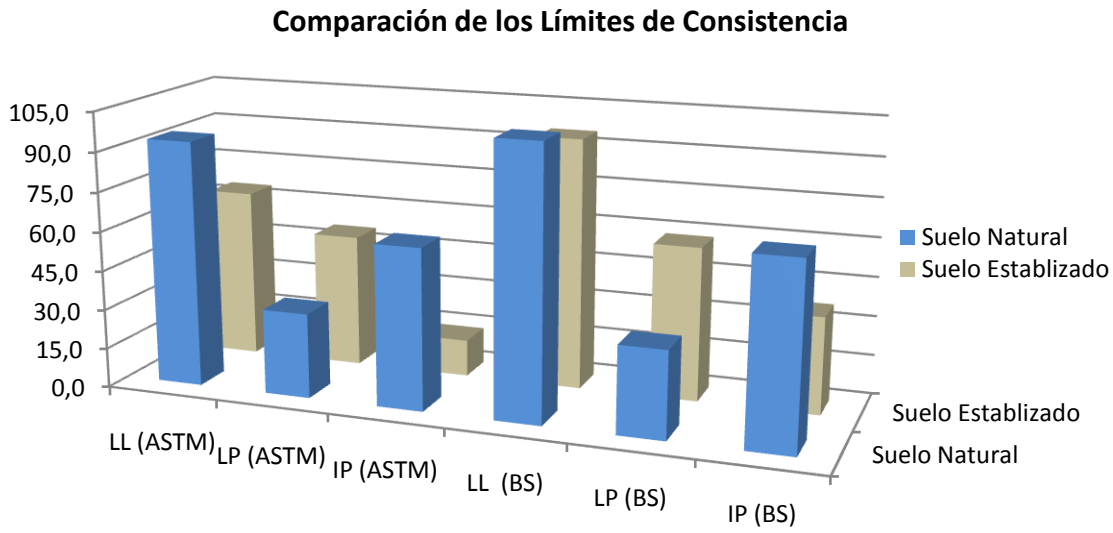


Figura 5.11 Comparación de los límites de consistencia

Cuadro 5.10 Porcentaje de variación de los límites de consistencia

Parámetro	Porcentaje de diferencia	
	ASTM	BS
LL	-30,73	-7,18
LP	+36,50	+43,31
IP	-77,20	-46,98

Estos resultados indican que el material estabilizado presenta menor afinidad con el agua, por lo que los cambios de humedad afectan en menor medida su comportamiento físico-mecánico. La variabilidad según el método aplicado se debe a la inexperiencia del experimentador, a pequeñas variaciones en la composición química de la cal y a los posibles efectos de diferentes niveles de curado de la mezcla antes de efectuar la prueba. La variación en el nivel de curado pudo presentarse por la utilización de diferentes cantidades de agua, mayor temperatura ambiente cuando se preparó la mezcla o periodos de tiempo mayores entre la mezcla y la ejecución de la prueba cuando se aplicó la norma ASTM.

El cambio más significativo es el que ocurre en el índice de plasticidad, que representa el rango del contenido de humedad en el cual el comportamiento mecánico del suelo presenta la mayor variación, desde un sólido rígido hasta un material casi líquido y viscoso. La reducción del valor del índice (47% o 77%) refleja el efecto de la estabilización al reducir la cantidad de agua que el suelo puede absorber. Este efecto se ve también reflejado, aunque en menor porcentaje, en la reducción del límite líquido (7% o 31%).

Debido a que los límites se pueden asociar con valores correspondientes de resistencia y deformabilidad específicos, se puede concluir que la estabilización tiene como efecto principal que para valores similares de humedad el material tratado se comporte de manera más rígida y alcance valores mayores de resistencia que el material natural. Debido al incremento del límite plástico, el cual fue el que presentó mayor variación en ambos métodos, se espera que el nuevo material posea una mayor resistencia y rigidez (menor deformabilidad), pero con una menor capacidad de recuperación. No obstante esto no se puede afirmar únicamente con los resultados de este ensayo.

Al comparar los valores de los límites de consistencia con la especificación del CR 2010 no se cumple con los límites establecidos para la utilización del suelo ya sea como material de base o subbase. Cabe destacar que las recomendaciones establecidas en dicho documento, en cuanto a límites de consistencia, son para materiales granulares y no se indican los valores de LL e IP que debería poseer un suelo para su adecuado desempeño como material de subrasante.

De acuerdo con lo mencionado en el capítulo 2, el límite líquido de la arcilla de Siquiares estabilizada, aplicando la norma británica, se encuentra muy por encima del valor recomendado por la agencia de carreteras de Louisiana para su utilización como subrasante, el cual se menciona en el documento "A review of engineering experiences with expansive soils in highway subgrades" (1975). Verificando el valor de LL obtenido mediante la cuchara de Casagrande se observa que este se encuentra dentro del rango indicado por la agencia de Louisiana.

Según el criterio de AASHTO para ambos métodos el suelo estabilizado sobrepasa por mucho el valor crítico de LL. En las Figuras 5.12 y 5.13 se puede observar de mejor manera lo indicado anteriormente.

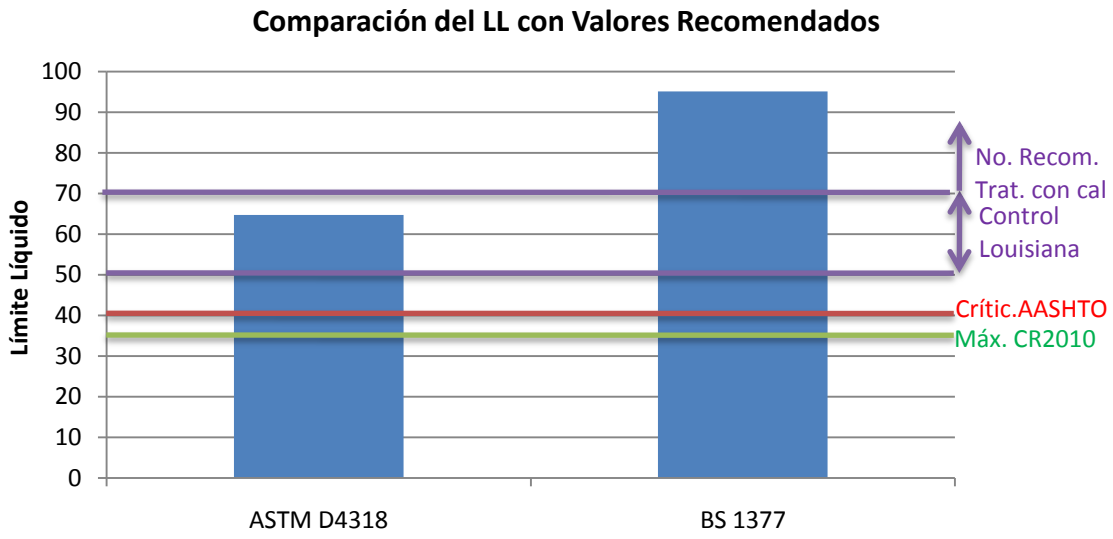


Figura 5.12 Comparación del LL con valores Recomendados

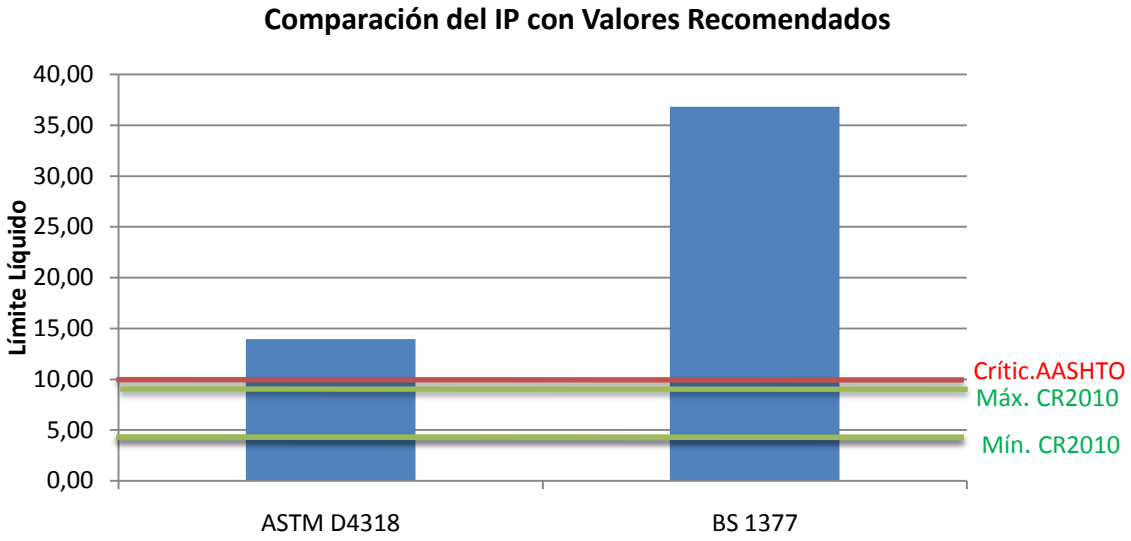


Figura 5.13 Comparación del IP con Valores Recomendados

A partir de los resultados de los límites de consistencia se puede afirmar que el suelo experimenta una estabilización considerable, sin embargo no es suficiente para asegurar, en primera instancia, su desempeño como subrasante. A pesar de lo mencionado anteriormente debe tenerse en cuenta que el tiempo de curado influye en los resultados, por lo que es de esperar una reducción aún mayor del límite líquido e incremento del límite plástico conforme

el material fragüe, considerándose que a largo plazo el cumplimiento de los requisitos antes mencionados probablemente no sería un problema. De igual manera se observa un mejoramiento en la trabajabilidad, aspecto que es fundamental en la etapa de construcción de cualquier obra civil, principalmente de carreteras. Lo anterior se ve claramente reflejado en el comportamiento de los límites de consistencia al tratar el suelo.

5.2.2.2 Cambios volumétricos

En el siguiente cuadro se muestra como el suelo reduce significativamente su grado de expansión, esto gracias a la sustitución del agua interlaminar por cationes de calcio de la cal. Esta sustitución estabiliza la estructura de la arcilla, producto del incremento de las fuerzas de Van der Waals, por la disminución de las distancias entre láminas, y la disminución de la superficie específica.

Cuadro 5.11 Reducción en el Porcentaje de Expansión

Suelo	$w_{prom.}$	Expansión Libre prom. (%)	Reducción relativa (%)
Sin estabilizar	34,02	9,77	82,91
Estabilizado	35,76	1,67	
Sin estabilizar	21,7	21,89	82,32
Estabilizado	35,39	3,87	

Al comparar el contenido de humedad inicial que poseían los especímenes empleados en la prueba de expansión libre, luego de ser colocados en el cuarto de ambiente controlado por un periodo mayor a siete días, con el contenido de humedad óptimo al cual fueron moldeadas se puede notar que la variación en el contenido de humedad fue bastante bajo, alrededor de un 1,22 %.

Esto indica que en realidad el suelo es menos susceptible al ambiente una vez estabilizado con cal, específicamente a las condiciones de humedad del entorno. La absorción y pérdida de agua es una de las principales razones del alto potencial expansivo que presentan este tipo de arcillas por lo que con este efecto de la cal es de esperar que el mismo se reduzca.

La reducción en el porcentaje de expansión es muy alta indicando la estabilización de la arcilla, cumpliendo inclusive el valor máximo recomendado del 2% de expansión para el uso del suelo como subrasante, en una de las pastillas.

Se presenta una pequeña diferencia en los porcentajes de expansión obtenidos para el material estabilizado, las cuales una vez más pueden deberse a variaciones en el grado de curado de cada pastilla.

Por las mismas razones que se da una disminución en el porcentaje de expansión también se presenta una gran reducción de la presión de hinchamiento del suelo, evitando de esta manera la necesidad de construir estructuras de pavimentos de grandes espesores con el fin de evitar elevaciones en las mismas.

Cuadro 5.12 Reducción en la Presión de Hinchamiento

Suelo	$\%w_{prom.}$	Presión de hinchamiento prom. (kPa)	Diferencia relativa (%)
Sin estabilizar	35,26	172,89	35,22
Estabilizado	33,46	111,99	
Sin estabilizar	23,45	294,89	47,06
Estabilizado	28,2	156,12	

La presión de hinchamiento del suelo estabilizado presenta una variación importante con el grado de compactación del material, teniéndose que para un porcentaje de compactación del 96 % la presión de hinchamiento determinada fue apenas de 13,53 kPa, mientras que para una compactación del 94,14 % fue de 156,12 kPa.

Lo anterior puede deberse a la mayor cercanía entre las partículas arcillosas del suelo con las de la cal, lo cual favorece la sustitución de una mayor cantidad de iones de calcio y una mayor velocidad del proceso de estabilización. Es de esperar entonces que para porcentajes de compactación mayores se obtengan mejores resultados en cuanto a la estabilización del suelo.

La presión de hinchamiento se reduce considerablemente lo cual refleja, al igual que en el caso anterior, la pérdida de afinidad con el agua.

El potencial expansivo calculado a partir de los métodos indirectos no concuerda con los resultados obtenidos de las pruebas de expansión realizadas al material estabilizado. Lo anterior se puede observar en el Cuadro 5.13 en donde se clasifica al material con un potencial expansivo muy alto.

Cuadro 5.13 Potencial de expansión del suelo estabilizado según métodos indirectos

Criterio[4]	Valor	Potencial de expansión
Holtz y Gibs	IP= 37	Muy Alto
Chen	-	-
	LL= 95	Muy Alto
Seed	IP= 37	Potencial de expansión 5,7-12,2%
McDowell	IP= 37	Levantamiento de 4 cm.

De estos resultados se puede decir que la aplicación de los métodos indirectos para el cálculo del potencial de expansión no deben ser utilizados, preferiblemente, en materiales estabilizados, ya que ninguno de ellos toma en cuenta el efecto que el agente estabilizante tiene sobre el suelo, principalmente en cuanto a su estructura y comportamiento.

5.2.2.3 Capacidad de soporte y compresión inconfinada

La capacidad de soporte del suelo una vez estabilizado presenta un gran incremento producto de la reacción puzolánica que se da entre la cal y los minerales arcillosos, a pesar del poco tiempo de curado, evidenciando nuevamente la estabilización de la arcilla. En el Cuadro 5.14 se muestra el porcentaje de aumento en la capacidad de soporte del material para un mismo porcentaje de compactación.

Cuadro 5.14 Incremento en el valor de CBR al estabilizar el suelo de Siquiares

Parámetro Analizado	CBR 90%	CBR 95%
Suelo Natural	1	2
Suelo Estabilizado	37	62
Aumento del CBR	36	60

Otro aspecto que influye en la obtención de una mayor capacidad de soporte es que el material estabilizado es más impermeable que el suelo natural por lo que a pesar de ser sumergido durante más días el contenido de humedad se incrementa muy poco, factor del cual depende considerablemente la resistencia del suelo. En la prueba de CBR realizada al

[4] Criterios tomados de Hidalgo, 2009.

suelo estabilizado el contenido de humedad aumentó en un 7,66 % en la parte superior del espécimen con mayor variación mientras que en el suelo natural el aumento mínimo fue de un 19,18%.

Para el material estabilizado se realizaron dos pruebas de CBR por la dificultad de alcanzar los porcentajes de compactación y el contenido de humedad deseados, en el caso del contenido de humedad esto se debió a que en primera instancia no se tomó en cuenta el consumo de agua al reaccionar la cal con el suelo.

Como se puede observar en el siguiente cuadro se obtuvieron diferencias importantes entre los resultados para un mismo porcentaje de compactación. Lo anterior puede ser consecuencia de un mayor contenido de humedad de los especímenes en la segunda prueba, ya que se dejaron por más días sumergidos con el fin de representar una condición más crítica del material, sin embargo esto no se puede afirmar ya que solo para esta se determinó el contenido de humedad final de los especímenes luego de ser fallados.

Cuadro 5.15 Comparación de resultados de pruebas de CBR del material estabilizado

Prueba	CBR 90%	CBR 95%
1	57	98
2	37	62
% Diferencia	35,09	36,73

A pesar de ello en ambos casos se observa que el valor de CBR es considerablemente mayor conforme se incrementa el porcentaje de compactación, lo cual es esperar por la reducción de vacíos y el mejor acomodo de las partículas, sin embargo se recalca ya que este comportamiento es más marcado que con los especímenes de suelo natural. En el caso del suelo natural la relación entre el valor de CBR y el porcentaje de compactación tiende a ser lineal mientras que en el suelo estabilizado con cal, según lo expuesto por Ávila y lo determinado en la prueba No.1 de CBR de este trabajo, tiende a ser un comportamiento logarítmico.

Debe hacerse la salvedad de que existen diversas condiciones que pueden influir en los resultados de la prueba de CBR, iniciando con la heterogeneidad del suelo y la cal, por lo que las tendencias antes mencionadas puede que en ocasiones no se presenten. En la figura que

se muestra a continuación se muestra la variación del CBR según el porcentaje de compactación para las pruebas realizadas a la arcilla mezclada con cal.

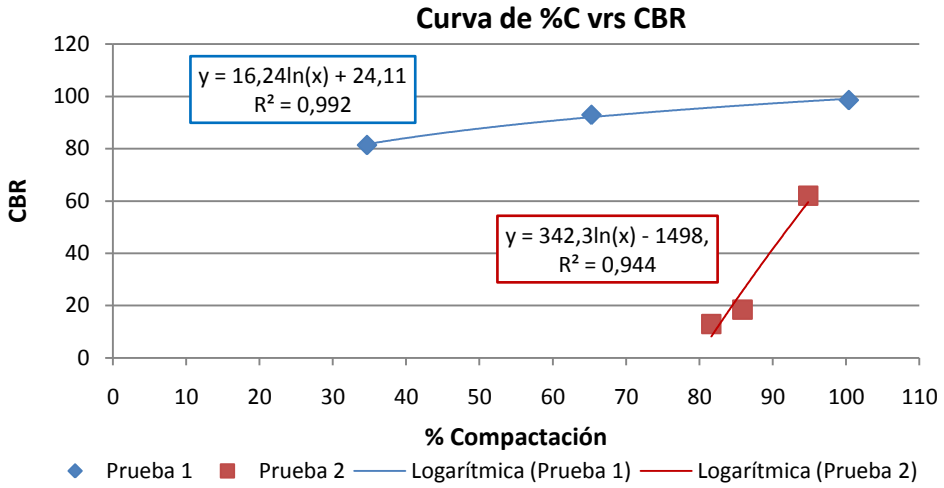


Figura 5.14 Variación del CBR con el porcentaje de compactación para el suelo estabilizado

Los valores de CBR obtenidos para un 95% de compactación en ambas pruebas se encuentran por encima del valor mínimo establecido en el CR 2010 para utilizar el material como subbase. Al comparar con los valores especificados en el Cuadro 2.5 se clasifica al suelo estabilizado como excelente, por lo cual podría emplearse como material de base. En la Figura 5.15 se muestra la comparación de los resultados de CBR con las especificaciones.

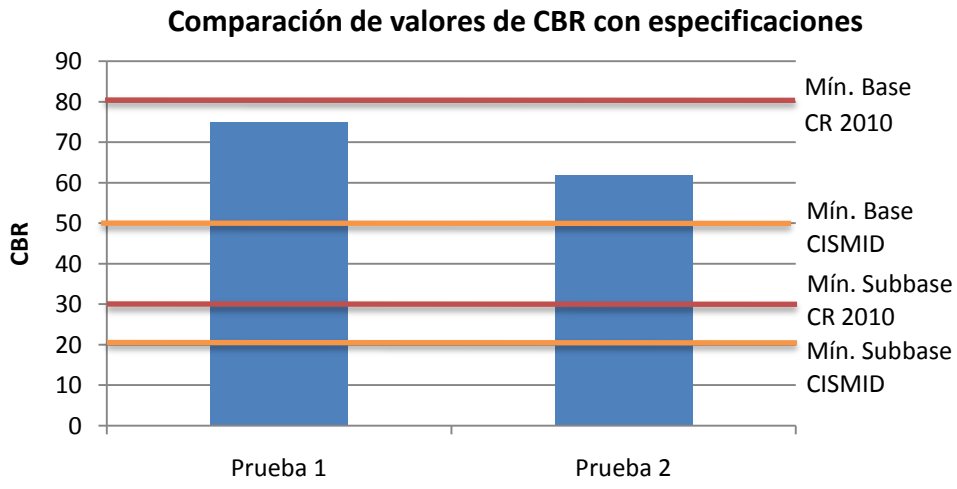


Figura 5.15. Comparación de valores de CBR con especificaciones de propiedades de los materiales para su uso en estructuras de pavimentos

Debe mencionarse que las especificaciones del CR 2010, en cuanto a CBR, son para materiales granulares, siendo utilizadas únicamente como parámetro de comparación, mientras que en el Cuadro 2.5 también se indica que el material para base normalmente es granular bien graduado y con bajo porcentajes de finos, especialmente arcilla.

Las pruebas de compresión inconfinada en el suelo estabilizado presentaron valores de resistencia muy elevados, indicando la estabilización efectiva del suelo. Las pastillas se trataron de compactar al 95 % de la densidad seca máxima sin embargo tras varios intentos solo se lograron obtener especímenes con porcentajes de compactación un poco mayores.

Siguiendo el procedimiento recomendado por la unidad de investigación del Lanamme UCR las pastillas se dejaron durante 24 horas saturando por capilaridad, sin embargo el contenido de humedad prácticamente no aumentó, siendo el mayor aumento de un 1,37 %. Factor que contribuye a la obtención de resistencias a la compresión inconfinada mayores.

En la Figura 5.16 se observa que basados en los resultados de compresión inconfinada el suelo puede ser utilizado como material para base

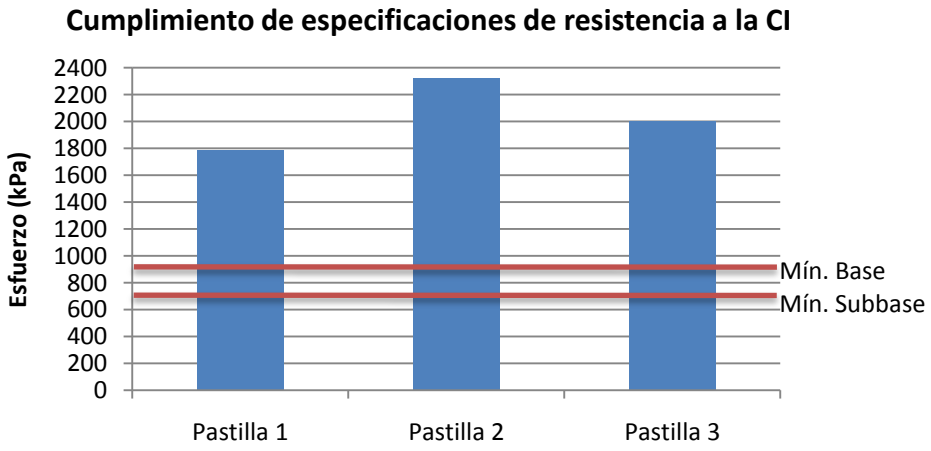


Figura 5.16. Verificación de cumplimiento de la especificación de resistencia a la CI del CR 2010

De acuerdo con los resultados obtenidos para la prueba de compresión inconfinada la arcilla de Siquiares una vez estabilizada podría utilizarse como material de base, superando por un gran margen, 55,8 % en promedio, el valor mínimo solicitado en el CR 2010 y cercanos al valor de 2750 kPa solicitados para suelos estabilizados con cemento.

Capítulo 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

En la zona de Siquiares se encuentra una capa de suelo con un alto contenido de arcilla que ronda los dos metros de profundidad mientras que en la Guácima esta capa posee un espesor aproximado de 1,10 metros. En ambos sitios el material clasifica como una arcilla de alta plasticidad según el sistema de clasificación SUCS.

Las propiedades geotécnicas principales de ambos suelos estudiados concuerdan con los valores determinados en diferentes trabajos de investigación realizados por varios autores en arcillas expansivas de Costa Rica, principalmente de las presentes en el Gran Área Metropolitana.

El comportamiento del suelo, en ambos sitios, está regido por las fuerzas intermoleculares, ya que un gran porcentaje de las partículas pueden considerarse como coloides por su tamaño.

El tipo de arcilla predominante en ambos sitios probablemente sea montmorillonita, cuya formación se vio favorecida por las condiciones climáticas, la poca pendiente y el mal drenaje que presentan las zonas de la Guácima y Siquiares.

La capa de suelo blando de la Guácima posee un mayor potencial expansivo que el de Siquiares, principalmente por su mayor contenido de partículas de arcilla.

A pesar de que ambas arcillas podrían ser montmorillonitas se determinó que poseen una composición un poco diferente, se considera que esta diferencia corresponde al catión predominante en los enlaces entre láminas así como la concentración de estos. En principio el catión predominante en el suelo de la Guácima tendría un radio iónico y carga eléctrica mayores, lo cual explicaría los valores de plasticidad mayores y su menor resistencia.

Al comparar con la curva característica de una montmorillonita cálcica se observa una menor estabilidad térmica tanto para el material muestreado en la Guácima como en Siquiares, se corrobora la presencia de cationes de calcio, principalmente en la arcilla de Siquiares y se puede prever la presencia de cationes de sodio (Na^+) o litio (Li^+).

Sin embargo esto no puede afirmarse con certeza ya que no se contaba con el equipo necesario para hacer un mejor análisis de la composición de ambos suelos.

Las propiedades físico-mecánicas de los suelos de la Guácima y Siquiares, en su estado natural, no cumplen con los requerimientos establecidos por las distintas especificaciones y manuales para carreteras para su uso como material de subrasante.

Por los altos porcentajes de expansión y elevadas presiones de hinchamiento los suelos de ambos sitios pueden generar graves daños en obras de infraestructura, principalmente obras livianas. De igual forma poseen muy poca capacidad de soporte lo cual los hace inadecuados para cimentar prácticamente cualquier tipo de estructura.

Los métodos indirectos para la determinación del potencial del cambio volumétrico que pueden presentar los suelos son efectivos en ambos casos, principalmente el criterio de Seed, Woodward y Lundgren (1984), a partir del cual se prevé un mayor potencial expansivo del suelo de la Guácima. Se consideran por lo tanto como una herramienta importante para la evaluación inicial de los suelos en este aspecto, contribuyendo a establecer si es necesario realizar ensayos para determinar la magnitud de los cambios volumétricos del material en forma más precisa.

En condiciones de bajos porcentajes de saturación y altos valores de compactación se determinó que el estado de esfuerzos no tiene una influencia significativa en el valor de módulo resiliente para la arcilla de Siquiares, saturación del 86 % y compactación mayor al 95 %, mientras que para porcentajes de saturación del 94 % se observa un mayor efecto del esfuerzo desviador, disminuyendo el módulo resiliente conforme aumenta este. A su vez solo valores altos de esfuerzo de confinamiento, 41,4 kPa, influyen en la obtención de menores módulos de resiliencia.

Hay una gran variación en la composición química de la cal, inclusive para un mismo sitio de producción. Esto al comparar los resultados obtenidos por Ávila y en el presente trabajo.

La granulometría de la cal desempeña un papel muy importante en la estabilización del suelo, el cual podría incluso tener un mayor peso que la composición de la misma, hasta cierto punto. Un menor tamaño de las partículas de la cal favorece la reacción con el suelo, al haber una mayor superficie de contacto que contribuye al intercambio de iones de calcio (Ca^{2+}).

El tratamiento con cal del suelo de Siquiares es muy efectivo. Se incrementa considerablemente la capacidad de soporte y disminuyen la permeabilidad, plasticidad y potencial expansivo del suelo.

Una vez tratado el suelo con cal cumple con la mayoría de requerimientos establecidos para su uso como material de subrasante, en particular los de resistencia, sobrepasando únicamente los valores máximos recomendados para el límite líquido y el índice de plasticidad.

Conforme aumente el tiempo de curado del material estabilizado se puede esperar una mejoría de las propiedades del material en cuanto a la disminución de plasticidad, por lo que se considera como una buena opción el uso del suelo de Siquiares estabilizado con cal como subrasante.

6.2 Recomendaciones

Las arcillas expansivas presentan grandes dificultades en cuanto a la realización de pruebas de laboratorio, primordialmente cuando estas son efectuadas por personas con poca experiencia. Por tal motivo se considera necesario realizar modificaciones principalmente en el procedimiento de compactación, ya sea manual o mecánico, cuando los suelos son muy plásticos.

Con el fin de determinar de mejor manera el comportamiento de las arcillas expansivas al ser sometidas a cargas cíclicas deben hacerse una mayor cantidad de pruebas de módulo resiliente, ya que en este proyecto se evaluaron pocos especímenes en los que las condiciones de saturación y compactación no estuvieron efectivamente controladas.

Para poder realizar ensayos de módulo resiliente a especímenes de arcillas expansivas saturados, deben efectuarse modificaciones a la cámara existente o adquirir una nueva de tal forma que se permita la entrada de agua al espécimen mientras se aplica una presión de confinamiento igual a la presión de hinchamiento del material con el fin de evitar grandes deformaciones en los cilindros de prueba. De igual manera debe adaptarse la cámara triaxial de tal forma que se puedan tomar lecturas de la presión de poros durante el ensayo y por consiguiente determinar los esfuerzos efectivos a los que está sometido el material, esto con el fin de poder interpretar adecuadamente los resultados que se obtienen y analizar de mejor manera el comportamiento de los materiales. Esto ya que como se mencionó anteriormente

existen muchos factores que afectan la rigidez del material y que con el equipo utilizado actualmente no son posibles de medir creando dificultades en la explicación de la variación del módulo resiliente para muestras de material que en principio poseen las mismas condiciones.

Debido a la dificultad de llevar a cabo el ensayo de límites de consistencia mediante el método de Casagrande y en especial para este tipo de arcillas, se recomienda utilizar el método de penetración con caída de cono para la determinación de los límites de consistencia.

El equipo para la realización del análisis termogravimétrico vislumbra grandes posibilidades en cuanto a investigación y evaluación de materiales. En el caso de la cal debe realizarse un estudio químico avanzado en el cual se logre determinar con certeza de forma cuantitativa la composición química de la cal a partir de la curva obtenida del análisis termogravimétrico.

Esto traería grandes ventajas en cuanto a la rapidez con la que se puede evaluar la pureza de la cal que será utilizada en un determinado proyecto. Teniendo en cuenta la variabilidad de la composición química que estas presentan producto de sus procesos de fabricación poco industrializados y falta de control de calidad según Ávila.

Deben realizarse pruebas químicas, de difracción de rayos X, entre otras, para determinar de forma más exacta la composición mineralógica de las arcillas de la Guácima y Siquiares, con lo cual se identificaría el catión predominante y podría relacionarse con las curvas termogravimétricas obtenidas, permitiendo una identificación más rápida y económica.

Al momento de llevar a cabo la prueba de compresión inconfinada al material estabilizado se considera que debe agregarse a la mezcla de suelo y cal la misma cantidad de agua que se utiliza en la preparación del material para la realización de la prueba Proctor, en el periodo de curado de 24 horas. Ya que se ha notado que en las diferentes investigaciones realizadas a suelos estabilizados con cal los porcentajes de compactación obtenidos para las pastillas de compresión inconfinada no eran los deseados, producto de una mayor cantidad de agua disponible que contribuye a una mejor reacción.

Para la aplicación del método de estabilización con cal en campo se recomienda consultar las guías y manuales publicados por distintos organismos, dentro de los cuales se pueden mencionar la Asociación Nacional de la Cal (NLA por sus siglas en inglés), el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos de América (USACE por sus siglas en inglés), así

como del Departamento de la Marina, el Ejército y la Fuerza Aérea, tales como "Soil Stabilization for Pavements" (2004) y "Manual de estabilización de suelo tratado con cal" (2004)

Es necesario realizar un análisis económico con el fin de determinar la factibilidad de utilizar la cal que se produce en la calera Caliza Nicoyana como agente estabilizante en los suelos de Siquiares y la Guácima, principalmente por efectos de acarreo.

Asociado al punto anterior deben realizarse pruebas con cales procedentes de sitios más cercanos al área en estudio, por ejemplo la cal producida en Patarrá, con el fin de determinar el grado de mejoramiento que producen en las propiedades físico-mecánicas del suelo.

Con el fin de evaluar específicamente el mejoramiento de las propiedades físicas del material al ser tratado con cal, entre las que se destaca la trabajabilidad, se recomienda efectuar investigaciones empleando porcentajes de cal menores al porcentaje óptimo determinado en este trabajo. A partir de dichas investigaciones se podría establecer el porcentaje de cal necesario para alcanzar un determinado propósito, lo cual implica menores costos.

Se recomienda realizar un estudio en el cual se compare con otras opciones de mejoramiento la estabilización con cal de los suelos de la Guácima y Siquiares, en el cual se tomen en cuenta no solo aspectos económicos sino también ambientales.

Para un adecuado desempeño de la infraestructura vial debe realizarse un diseño integral, es por eso que aunque se apliquen tratamientos u otras opciones para el mejoramiento de suelos deben considerarse diversos factores que aún juegan un papel importante en el deterioro de la infraestructura. En el caso del tratamiento con cal debe tenerse en cuenta que el tratamiento solo puede aplicarse a una capa de 30 cm, siempre y cuando se posea un equipo de compactación altamente eficiente, quedando aún por debajo de esta el material "malo".

Se recomienda por lo tanto realizar el diseño de sistemas de drenaje con una profundidad igual al espesor de la capa de arcilla expansiva del sitio, máximo dos metros, los cuales deben complementarse por un sistema de aislamiento complementario, el cual puede estar conformado por geosintéticos impermeables, con el fin de disminuir las variaciones de humedad en la capa de arcilla y por consiguiente los cambios volumétricos.

Actualmente no existen especificaciones ni metodologías para el diseño de estructuras de pavimentos considerando materiales tratados, por lo que se utiliza la metodología propuesta por la AASHTO (1993). Para el diseño se recomienda emplear un espesor máximo de 20 cm de material tratado, principalmente por la dificultad en la compactación del material una vez tratado.

No se recomienda la utilización del material tratado como base, producto de la gran variabilidad que presentan las propiedades de los materiales a lo largo del trazado y la composición química de la cal, debe considerarse como una capa que alivia los esfuerzo transmitidos al suelo, evita la contaminación de las demás capas y distribuye de mejor manera las deformaciones que experimenta el suelo, esto ya que el suelo tratado con cal no es un material tan rígido.

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

1. American Association of State Highway and Transportation officials (AASTHO), (1993). Guía para el diseño de estructuras de pavimentos. Estados Unidos: AASTHO.
2. Asociación Costarricense de Geotecnia (1994). Código de Cimentaciones de Costa Rica (CCCR). Costa Rica. San José, Costa Rica: Editorial Tecnológica.
3. Ávila, T. (2010). Evaluación de las propiedades de la cal como material estabilizante de suelos plásticos para carreteras y su efecto en las características del material a estabilizar. Proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
4. Balcerowiak, W. (2000). Phase analysis of high-calcium lime by TG. *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry*, *Vol. 60*, 67-70.
5. Berry, P. & Reid, D. (1993). *Mecánica de suelos*. Bogotá:Mc. Graw Hill.
6. Bogantes, R. (1999).Propuesta de zonificación geotécnica para el área metropolitana. Proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
7. Bogantes, R., Laporte, G., Quesada, C. & Vásquez, A. (2000). Zonificación geotécnica general de Costa Rica considerando elementos edáficos y climáticos. San José, Costa Rica.
8. Clasificación de suelos y agregados para la construcción de vías. Grupo de Geotecnia, Facultad de minas, Universidad Nacional de Colombia, Medellín, Colombia.
9. Das, Braja (2001). Fundamentos de ingeniería geotécnica. México: Internacional Thomson. Editores, S.A.
10. Das, Braja (2001). Principios de Ingeniería de Cimentaciones. México: Internacional Thomson Editores, S.A.
11. Dengo, G. (1962). Estudio geológico de la región de Guanacaste, Costa Rica. Costa Rica. Impr. del Instituto Geográfico.
12. Department of the Army corps of Engineers (1984). Soil estabilization for pavements mobilization construction. Manual EM 1110-3-137. Washington D.C., Estados Unidos.

13. Department of the Army, the Navy and the air force, Unified Facilities Criteria (2004). Soil Stabilization for Pavements. Washington, Estados Unidos: Manual UFC 3-250-11.

14. Elizondo, F., Navas, A. & Sibaja, A. (2010). Efecto de la cal en la estabilización de subrasantes. *Ingeniería*, *20*(1 y 2), 93-108.

15. Escuela Centroamericana de Geología (2009) Revista geológica de América Central, Volúmenes 29-30.

16. Federal Highway Administration, Offices of Research & Development. (1975). A review of engineering experiences with expansive soils in highway subgrades. Reporte No. FHWA-RD-75-48. Washington D.C., Estados Unidos.

17. Herrera, V. (2007). Valoración del módulo resilente para un suelo utilizado como subrasante. Proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

18. Hidalgo, A. (2009). Arcillas expansivas: comportamiento, identificación y propiedades una vez estabilizadas con el agente químico EcSS3000. Proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

19. Holtz, R. & Kovacs, W. (1981) *An introduction to geotechnical engineering*. New Jersey: Prentice-Hall.

20. Ishihara, K. (1996). Soil behaviour in earthquake geotechnics. Nueva York: Oxford University Press Inc.

21. Juárez, E. & Rico, A. (1996). *Mecánica de Suelos tomo 1* (3^{era} ed.).México: Editorial Limusa.

22. Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (Lanamme UCR), (2010). Manual de especificaciones generales para la construcción de carreteras, caminos y puentes, CR-2010. San José, Costa Rica: Universidad de Costa Rica.

23. Lacayo, L. (2004). Suelos residuales de origen volcánico en el valle central occidental de Costa Rica. Proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

24. Lambe, W. & Whitman, R. (1997). *Mecánica de suelos*. México: Editorial Limusa.

25. Mohs, C. (2008).Variación del módulo de resiliencia de suelos de subrasante según el contenido de humedad y el grado de compactación. Proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

26. Mora, A. (1993). Estabilización de arcillas expansivas con cal. Proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

27. Muñoz, M. (1992). Caracterización de la arcilla sensitiva del proyecto Toro. Proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

28. National Cooperative Highway Research Program (NCHRP). (2004). Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures, reporte final 1-37A.. Estados Unidos:NCHRP.

29. National Lime Association, NLA (2006). Mixture design and testing procedures for lime stabilized soil. Arlington, Estados Unidos: Boletín técnico.

30. Nuñez, M. (2010). Efecto del contenido de humedad inicial sobre los límites de consistencia de suelos derivados de cenizas volcánicas en Costa Rica. Proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

31. Odio, M. (2000). Manual de soluciones teórico prácticas para el tratamiento de arcillas expansivas. Proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

32. Peckley, D., Uchimura, T. & Towhata, I. (2006). Damage Inspection and Swedish Weight Penetration Tests, Paracelis Poblacion Landslide. Laboratorio de ingeniería geotécnica de la Universidad de Tokyo, Japón.

33. Rodríguez, M. (1974). Pavimentos sobre arcillas expansivas. Proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

34. Rubio, M. (2009). Estudio de materiales cerámicos basados en el sistema (K,Na,Li)(Nb,Ta,Sb)O3: relación entre la estructura y las propiedades eléctricas. Proyecto de graduación para optar por el grado de doctorado en Ciencias Químicas, Facultad de Ciencias, Universidad Autónoma de Madrid, Madrid, España.

35. Schilling, M. (1990). Effects of sample size and packing in the thermogravimetric analysis of calcium montmorillonite stx-1. *Clays and Clay Minerals*, *Vol.38*(5), 556—558.

36. Solano, G., Ulloa, V. & Salas, S. (2010). Diseño de un pavimento sobre suelo arcilloso expansivo para la Ruta Nacional 721 Tramo Ciruelas – Siquiares. Trabajo final curso de taller, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

37. Solano, R. (1997). Estabilización de arcillas expansivas con agentes químicos. Proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

38. Sowers, B. G. & Sowers, F. G. (1972). *Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones* (3 era ed.). México: Editorial Limusa.

39. Stubstad, R.N. et al (2006). "Review of the Long-Term Pavement Performance backcalculation results. Final Report". Reporte N° FHWA-HRT-05-150. Federal Highway Administration, Virginia.

40. Tapia, M. (1990). Estabilización de arcillas expansivas. Proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

41. Tatsuoka, F. & Shibuya, S. (1992). *Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests*. Reporte del Instituto de Ciencia Industrial, Universidad de Tokyo, Japón.

42. Towhata, Ikuo (2008). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Tokio, Japon: Springer.

43. Valerio, O. (2003). Evaluación del método de aislamiento de humedad para estructuras livianas y caracterización geotécnica de las arcillas expansivas. Proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

44. Villalobos, L. (1991). Determinación de cambios volumétricos en arcillas expansivas. Proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

45. Whitlow, R. (1995). *Basic soil mechanics* (3 era ed.). Londres: Longman Group Limited.

Normativas

1. American Association of State Highway and Transportation officials (AASTHO), (1982). Standard specifications for transportation materials and methods of sampling and testing. Parte 2. Estados Unidos: AASTHO.
2. American Association of State Highway and Transportation officials. AASHTO T307-99 (2003). Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials. Estados Unidos, 2004.
3. American Society for Testing and Materials. ASTM C110–11. Physical Testing of Quicklime, Hydrated Lime, and Limestone. Recuperado de la base de datos ASTM de la biblioteca Luis Demetrio Tinoco. Universidad de Costa Rica, 2011.
4. American Society for Testing and Materials. ASTM C977–10. Quicklime and Hydrated Lime for Soil Stabilization. Recuperado de la base de datos ASTM de la biblioteca Luis Demetrio Tinoco. Universidad de Costa Rica, 2011.
5. American Society for Testing and Materials. ASTM D 243 –04. One-Dimensional Consolidation Properties of Soils UsingIncremental Loading. Recuperado de la base de datos ASTM de la biblioteca Luis Demetrio Tinoco. Universidad de Costa Rica, 2011.
6. American Society for Testing and Materials. ASTM D1883–07. CBR (California Bearing Ratio) of Laboratory-Compacted Soils. Recuperado de la base de datos ASTM de la biblioteca Luis Demetrio Tinoco. Universidad de Costa Rica, 2011.
7. American Society for Testing and Materials. ASTM D2166–06. Compressive Strength of Cohesive Soil. Recuperado de la base de datos ASTM de la biblioteca Luis Demetrio Tinoco. Universidad de Costa Rica, 2011.
8. American Society for Testing and Materials. ASTM D2216-05. Laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass. Recuperado de la base de datos ASTM de la biblioteca Luis Demetrio Tinoco. Universidad de Costa Rica, 2011.

9. American Society for Testing and Materials. ASTM D3877–08. Dimensional Expansion, Shrinkage, and Uplift Pressureof Soil-Lime Mixtures. Recuperado de la base de datos ASTM de la biblioteca Luis Demetrio Tinoco. Universidad de Costa Rica, 2011.
10. American Society for Testing and Materials. ASTM D422–63. Particle-Size Analysis of Soils. Recuperado de la base de datos ASTM de la biblioteca Luis Demetrio Tinoco. Universidad de Costa Rica, 2011.
11. American Society for Testing and Materials. ASTM D4318-05. Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. Recuperado de la base de datos ASTM de la biblioteca Luis Demetrio Tinoco. Universidad de Costa Rica, 2011.
12. American Society for Testing and Materials. ASTM D6276-99a. Using pH to Estimate the Soil-Lime Proportion Requirement for Soil Stabilization. Recuperado de la base de datos ASTM de la biblioteca Luis Demetrio Tinoco. Universidad de Costa Rica, 2011.
13. American Society for Testing and Materials. ASTM D698-00a. Standard Test Method for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort. Recuperado de la base de datos ASTM de la biblioteca Luis Demetrio Tinoco. Universidad de Costa Rica, 2011.
14. American Society for Testing and Materials. ASTM D854–06. Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. Recuperado de la base de datos ASTM de la biblioteca Luis Demetrio Tinoco. Universidad de Costa Rica, 2011.
15. American Society for Testing and Materials. ASTM E1131–03. Compositional Analysis by Thermogravimetry. Recuperado de la base de datos ASTM de la biblioteca Luis Demetrio Tinoco. Universidad de Costa Rica, 2011.
16. British Standard Methods of test for Soils for civil engineering purposes. BS 1377 part 2. Classification tests. Determination of the liquid limit by cone penetrometer method. Londres, Inglaterra, 1996.

Fuentes electrónicas

1. Aspectos físicos de Nicoya. Costa Rica Web Sites & Tourism Guide Travel Web. Página consultada el 13 de diciembre, 2011 de http://www .guiascostarica .com/ provi/ nicoya. htm.

2. García y Suárez M. Las arcillas: propiedades y usos. Universidades Complutense (Madrid) y de Salamanca, España. Página consultada el día 23 de agosto, 2011 de http://www.uclm.es/users/higueras/yymm/arcillas.htm.
3. Geología y geomorfología de Nicoya. Página consultada el 13 de diciembre, 2011 de http://es.wikipedia.org/ wiki/Pen%C3%ADnsula_de_Nicoya#Geolog.C3.Ada _y_ geomorfolog.C3.ADa.
4. Higueras y Oyarzun R. Mineralogía y procesos de contaminación de suelos. Departamento de Ingeniería Geológica y Minera, Escuela Universitaria Politécnica de Almadén, Universidad de Castilla-La Mancha y Departamento de Cristalografía y Mineralogía, Facultad de Ciencias Geológicas, Universidad Complutense, España. Página consultada el 23 de agosto, 2011 de http://www.uclm.es/users/ higueras/mga/Tema03/Tema_03_Suelos_2.htm.
5. Imagen acanalador empleado en el ensayo de límites de consistencia. Página de compras Allbiz anuncio de la empresa Santa Fe, Argentina. . Página consultada el 13 de diciembre, 2011 de http://www.ar.all.biz/g55438/ Acanalador.
6. Imagen cuchara de Casagrande. Página de Aconstructoras, Colombia. http://www.aconstructoras.com/product_info.php?products_id=1752.
7. Imagen de equipo utilizado en la prueba de análisis termogravimétrico. Sitio web de TA Instruments. Página consultada el 13 de diciembre, 2011 de http://www.directindustry .com/prod/ta-instruments/thermogravimetric-analyzers-tga-38477-273568.html
8. Imagen de Penetrómetro para la realización del ensayo de límites de consistencia mediante la norma británica. Página de VJ Tech Ltd. Página consultada el 13 de diciembre, 2011 de http://www.vjtech.co.uk/SubProductDetails.aspx?Pagepath=Sub ProductDetails.aspx&ModelNumber=VJT0808.
9. Montenegro, G. (2011).La compactación del suelo. Universidad Nacional de Ingeniería (UNI). República Dominicana. Página consultada el 10 de diciembre, 2011 de http://civilgeeks.com/2011/10/02/la-compactacion-de-suelos/.
10. Osorio, S. (2010). Apuntes de geotecnia con énfasis en laderas. Página consultada el 13 de diciembre, 2011 de http://geotecnia-sor.blogspot.com /2010_11_14_ archive.html.
11. UPC (2011). Capítulo 4 . El Módulo resiliente. Página consultada el 20 de agosto, 2011 de http://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/3252/10/50777-10.pdf

Otros

1. Badilla, Gustavo (2012). Consideraciones en el diseño de estructuras de pavimentos cuando se emplean materiales estabilizados con cal. Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica. (comunicación personal, Febrero 03, 2012).
2. Badilla, Gustavo (2012). Proyectos de Investigación de Lanamme sobre Estabilización de Suelos con Cal. Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica. (comunicación personal, Febrero 28, 2012).
3. Cordero, M. (2004). "Guía de laboratorio, Mecánica de suelos I". Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, Costa Rica. 2009.
4. Garro, F. Unidad de Evaluación de la Red Vial Nacional (Lanamme UCR), (2012).Mapas sitios de muestreo. San José, Costa Rica: Universidad de Costa Rica.
5. Gutiérrez, M. (2009). Notas del curso IC-0703 Mecánica de Suelos 1. San José: Escuela de ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, 2009.
6. Vargas, W. (2009). Notas del curso IC-0703 Mecánica de Suelos 1. San José: Escuela de ingeniería civil, Universidad de Costa Rica, 2010.

ANEXO A: DATOS DE PRUEBAS DE LABORATORIO

Materiales en su estado natural

Siquiares

Humedad natural

Cuadro A. 1 Contenido de humedad natural

Fecha de la prueba	02/03/2011
Capsula	C-55
$W_{capsula}$ (g)	61,80
$W_{(capsula + suelo húmedo)}$ (g)	244,62
$W_{(capsula + suelo seco)}$ (g)	206,82
$W_{(suelo seco)}$ (g)	145,02
W_{agua} (g)	37,80
Humedad natural (%w)	26,07

Gravedad específica

Cuadro A. 2 Gravedad específica

Fecha : 07/03/2011		
Determinación	**1**	**2**
Picnometro No.	22	23
Peso del picnómetro con tapon (g)	98,12	110,58
W_1= Peso del Picnómetro + agua	347,16	359,67
W_2=Peso del Picnómetro + agua +suelo (g)	366,43	379,05
T= Temperatura (°C)	23,00	22,60
Factor de correción K	0,99933	0,99943
$G_{S(t°C)}$	2,69	2,69
$G_{S(20°C)}$	2,69	2,69

Densidad in situ

Cuadro A. 3 Densidad in situ, prueba con parafina

Densidad del Agua	1 g/cm^3	ρ_m (kg/m^3)	1805,39
Densidad de la Parafina	0,9008 g/cm^3	ρ_d (kg/m^3)	1342,82
Masa de suelo masiva (g)	48,87	Relación de vacíos (e)	1,00
Masa del suelo masiva + Parafina (g)	50,14	Porosidad (n)	0,50
Masa de la Parafina (g)	1,27	Contenido de humedad muestra inalterada	
Masa del agua al nivel de lectura (g)	200,38	Capsula No.	A35
Masa de suelo masiva + agua al mismo nivel de lectura (g)	222,04	$W_{capsula}$ (g)	41,64
		$W_{suelo\ humedo + capsula}$ (g)	88,28
Volumen Total (cm^3)	28,48	$W_{suelo\ seco + capsula}$ (g)	76,33
$V_{parafina\ desplazado}$ (cm^3)	1,41	%w	34,45
$V_{desplazado\ por\ el\ suelo}$ (cm^3)	27,07	% Saturacion	92,71

Granulometría

Cuadro A. 4 Granulometría fracción fina No.1

Tiempo transcurrido (min)	Temperatura (°C)	Lectura Real Hidró. R_a	Lectura corregida hidrómetro R_C	Hidrómetro corregido por menisco ®	L	L/T	k	D (mm)	Porcentaje Pasando
2	22,6	40	35,08	41	9,6	4,8000	0,0131	0,0287	71,51
4	22,6	39	34,08	40	9,7	2,4250	0,0131	0,0204	69,48
8	22,6	38	33,08	39	9,9	1,2375	0,0131	0,0146	67,44
15,55	22,7	36,8	31,91	37,8	10,12	0,6508	0,0131	0,0106	65,05
31,55	22,7	36,5	31,61	37,5	10,15	0,3217	0,0131	0,0074	64,44
72,55	22,9	36	31,17	37	10,2	0,1406	0,0131	0,0049	63,54
298,55	24,6	33,2	28,88	34,2	10,68	0,0358	0,0128	0,0024	58,87
1442	23,2	30,6	25,86	31,6	11,14	0,0077	0,0130	0,0011	52,72

Peso seco corregido: 48,76 g

Cuadro A. 5 Granulometría No.1 por tamizado

Malla	mm	$w_{ret}+w_c$	w_{ret} (g)	% Ret	%Ret. Acum.	%Pas
20	0,85	193,42	1,32	2,71	2,71	97,29
40	0,425	192,99	0,89	1,83	4,53	95,47
60	0,25	192,82	0,72	1,48	6,01	93,99
100	0,15	192,93	0,83	1,70	7,71	92,29
140	0,106	192,77	0,67	1,37	9,09	90,91
200	0,075	192,82	0,72	1,48	10,56	89,44

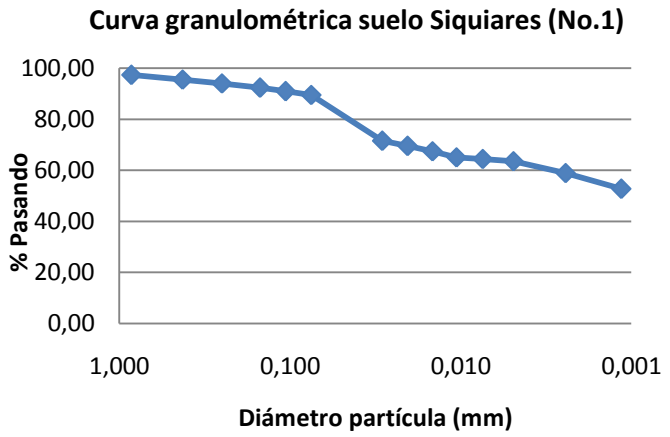


Figura A. 1 Curva Granulométrica No.1

Cuadro A. 6 Granulometría fracción fina No.2

Tiempo transcurrido (min)	Temperatura (°C)	Lectura Real Hidró. R_a	Lectura corregida hidrómetro R_C	Hidrómetro corregido por menisco ®	L	L/T	k	D (mm)	Porcentaje Pasando
2	22,9	40	35,17	41	9,60	4,8000	0,0133	0,0291	71,54
5	22,9	37,8	32,97	38,8	9,94	1,9880	0,0133	0,0187	67,06
15,44	23	36,65	31,85	37,65	10,14	0,6564	0,0131	0,0106	64,79
30	23	36	31,2	37	10,20	0,3400	0,0131	0,0076	63,46
60	23,2	35	30,26	36	10,40	0,1733	0,0130	0,0054	61,55
258	23,8	33	28,44	34	10,70	0,0415	0,0129	0,0026	57,85
1459	22,6	30	25,08	31	11,20	0,0077	0,0132	0,0012	51,02
1853	22,4	29,8	24,82	30,8	11,24	0,0061	0,0132	0,0010	50,49
5775	22,2	29	23,96	30	11,40	0,0020	0,0132	0,0006	48,74

Peso seco corregido: 48,87 g

Cuadro A. 7 Granulometría No.2 por tamizado

Malla	mm	$w_{ret}+w_c$	$w_{ret\ (g)}$	% Ret.	%Ret. Acum.	%Pas.
20	0,85	176,5	1,78	3,64	3,64	96,36
40	0,425	175,6	0,88	1,80	5,44	94,56
60	0,25	175,23	0,51	1,04	6,49	93,51
100	0,15	175,5	0,78	1,60	8,08	91,92
140	0,106	175,21	0,49	1,00	9,09	90,91
200	0,075	175,25	0,53	1,08	10,17	89,83

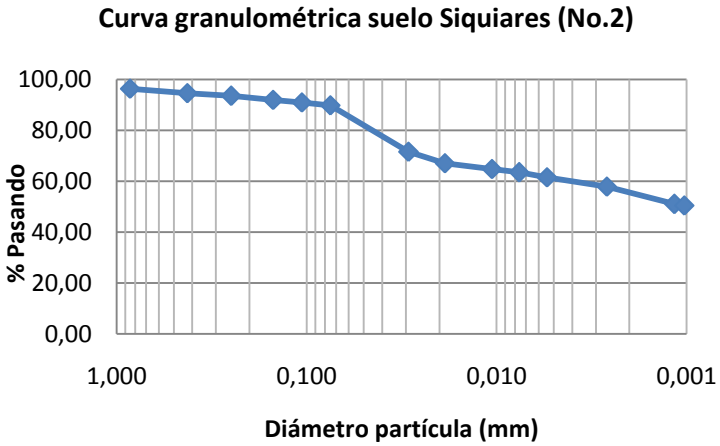
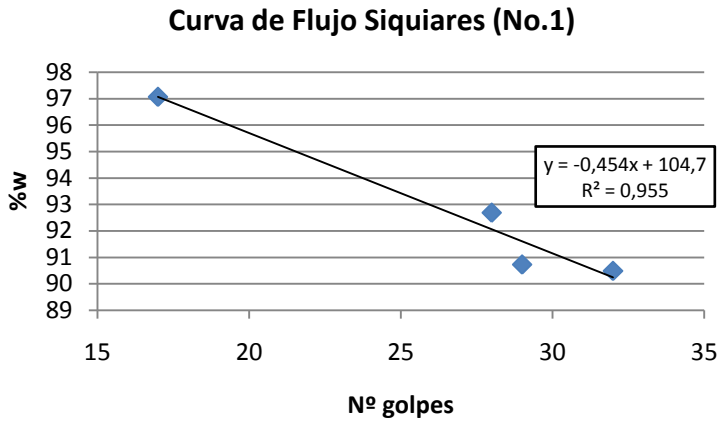


Figura A.2 Curva Granulométrica No.2

Límites de consistencia

Cuadro A. 8 Límites de Consistencia ASTM D4318 No.1

Límite Líquido					**Límite Plástico**		
Nº cápsula	L26	L27	L29	L31	Determinación	1	2
Golpes	17	32	29	28	Nº cápsula	L28	L30
W_c (g)	10,44	10,62	10,53	10,58	W_c (g)	10,7	10,48
$W_c + W_{mw}$ (g)	17,16	16,83	15,26	16,38	$W_c + W_{mw}$ (g)	11,86	12,13
$W_c + W_{ms}$ (g)	13,85	13,88	13,01	13,59	$W_c + W_{ms}$ (g)	11,59	11,71
%w	97,07	90,49	90,73	92,69	%w	30,34	34,15



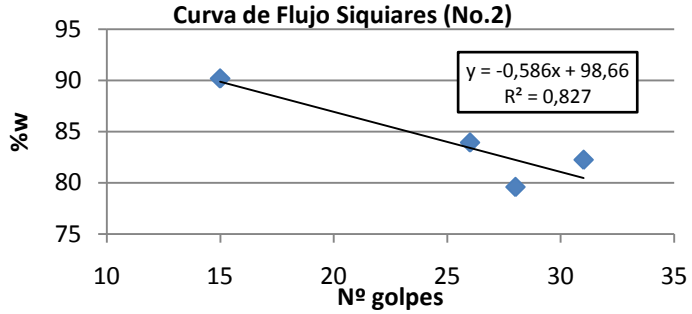
Cuadro A. 9 Resultados límites ASTM D4318 No.1

LL	93,43
LP	32,24
IP	61,18

Figura A.3 Curva de flujo ASTM D4318 No.1

Cuadro A. 10 Límites de Consistencia ASTM D4318 No.2

Límite Líquido					**Límite Plástico**		
Nº cápsula	L35	L33	L40	L30	Determinación	1	2
Golpes	28	31	26	15	Nº cápsula	L30	L35
W_c (g)	10,89	10,89	10,62	10,49	W_c (g)	11,8	11,13
$W_c + W_{mw}$ (g)	23,75	20,44	20,94	20,38	$W_c + W_{mw}$ (g)	11,8	12,16
$W_c + W_{ms}$ (g)	18,05	16,13	16,23	15,69	$W_c + W_{ms}$ (g)	11,47	11,91
%w	79,61	82,25	83,96	90,19	%w	33,67	32,05



Cuadro A.11 Resultados límites ASTM D4318 No.2

LL	84,00
LP	32,86
IP	51,14

Figura A. 4 Curva de flujo ASTM D4318 No.1

Cuadro A.12 Límites de Consistencia BS 1377

Límite Líquido						**Límite Plástico**		
Nº cápsula	L31	L32	L33	L34	L36	Determinación	1	2
Penetración (mm)	16,16	17,94	20,49	21,80	23,67	Nº cápsula	L37	L38
W_c (g)	10,56	10,87	10,89	10,78	10,86	W_c (g)	11,02	10,78
$W_c + W_{mw}$ (g)	22,92	24,77	22,39	27,70	25,83	$W_c + W_{mw}$ (g)	14,04	13,32
$W_c + W_{ms}$ (g)	16,98	17,89	16,53	18,95	17,95	$W_c + W_{ms}$ (g)	13,30	12,68
%w	92,52	98,01	103,90	107,10	111,14	%w	32,46	33,68

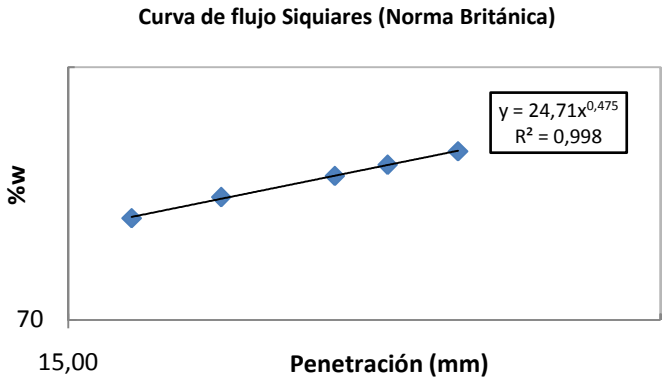


Figura A.5 Curva de flujo BS 1377

Cuadro A.13 Resultados límites BS 1377

LL	102,75
LP	33,07
IP	69,68

Compactación

Cuadro A.14 Datos prueba No.1 de compactación

Preparación de especímenes						
No. Especímen	1	2	3	4	5	6
Agua añadida (ml)	300	400	500	600	700	800
Masa Total (g)	5390,6	5669,3	5782,1	5791,8	5764,9	5733,4
Masa Molde (g)	4195,1	4195,1	4195,1	4195,1	4195,1	4195,1
Masa suelo (g)	1195,5	1474,2	1587	1596,7	1569,8	1538,3
ρ_T (kg/m^3)	1272,00	1568,53	1688,55	1698,87	1670,25	1636,73
ρ_d (kg/m^3)	1025,57	1220,97	1268,70	1232,35	1160,03	1107,90
Determinación del contenido de humedad						
Nº cápsula	25,00	50,00	39,00	37,00	46,00	18,00
W_c (g)	67,10	67,12	67,29	66,37	67,28	67,29
$W_c + W_{mw}$ (g)	394,66	530,60	558,27	472,77	425,61	604,39
$W_c + W_{ms}$ (g)	331,20	427,90	436,19	361,17	316,15	430,85
%w	24,03%	28,47%	33,09%	37,86%	43,98%	47,73%
%S	39,92%	63,84%	79,73%	86,37%	89,96%	90,15%
w_{sat}	60,19%	44,59%	41,51%	43,83%	48,89%	52,95%

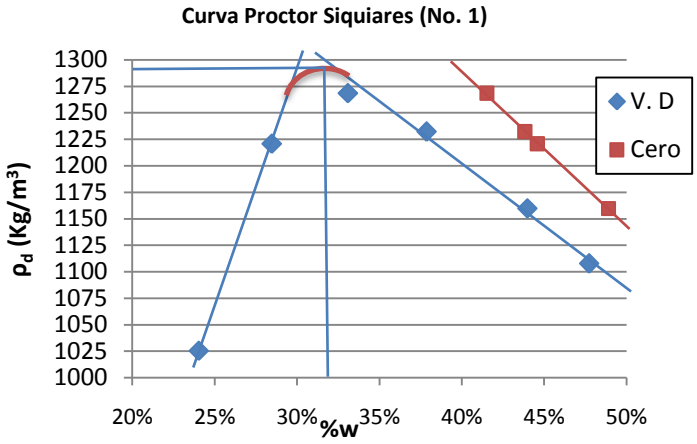


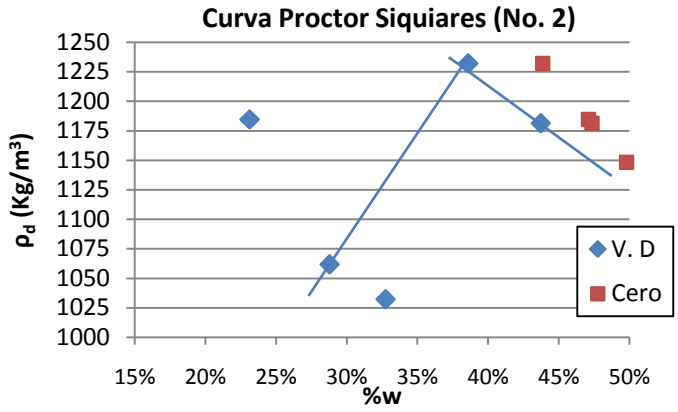
Figura A.6 Curva Proctor Siquiares No.1

Cuadro A.15 Resultados Proctor No.1

%w opt	32,00%
ρdmáx	1290 kg/m^3

Cuadro A.16 Datos prueba No.2 de compactación

Preparación de especímenes						
No. Especímen	1	2	3	4	5	6
Agua añadida (ml)	100	200	300	400	500	600
Masa Total (g)	5521,7	5458,5	5479,1	5766,8	5768,6	5780,7
Masa Molde (g)	4229,9	4229,9	4229,9	4229,9	4229,9	4229,9
Masa suelo (g)	1291,8	1228,6	1249,2	1536,9	1538,7	1550,8
ρ_T (kg/m^3)	1374,46	1307,22	1329,13	1635,24	1637,16	1650,03
ρ_d (kg/m^3)	1184,63	1061,66	1032,09	1232,01	1181,31	1148,16
Determinación del contenido de humedad						
Nº cápsula	10	26	34	17	2	42
W_c (g)	120,02	121,31	120,33	120,44	120,49	121,23
$W_c + W_{mw}$ (g)	643,5	495,02	515,97	543,01	523,45	629,25
$W_c + W_{ms}$ (g)	571,20	424,82	427,55	438,81	411,25	474,73
%w	16,02%	23,13%	28,78%	32,73%	38,59%	43,71%
%S	34,02%	40,66%	48,31%	74,63%	81,52%	87,80%
w_{sat}	47,10%	56,88%	59,58%	43,85%	47,34%	49,78%



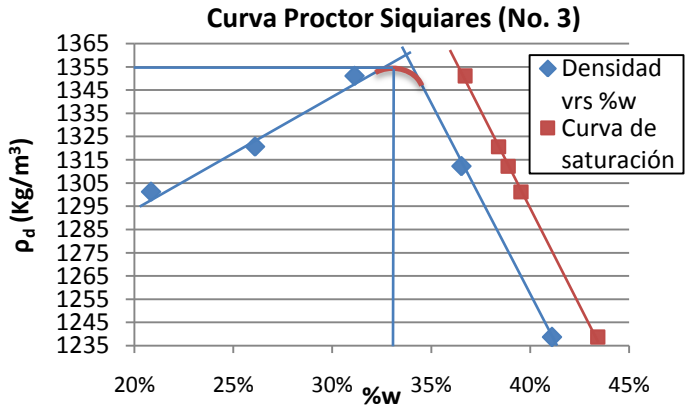
Cuadro A. 17 Resultados Proctor No.2

%w opt	38%
ρdmáx	1225 kg/m^3

Figura A.7 Curva Proctor Siquiares No.1

Cuadro A.18 Datos prueba No.3 de compactación

Preparación de especímenes						
No. Especímen	1	2	3	4	5	6
Agua añadida (ml)	100	200	300	400	500	600
Masa Total (g)	5521,7	5458,5	5479,1	5766,8	5768,6	5780,7
Masa Molde (g)	4229,9	4229,9	4229,9	4229,9	4229,9	4229,9
Masa suelo (g)	1291,8	1228,6	1249,2	1536,9	1538,7	1550,8
ρ_T (kg/m^3)	1374,46	1307,22	1329,13	1635,24	1637,16	1650,03
ρ_d (kg/m^3)	1184,63	1061,66	1032,09	1232,01	1181,31	1148,16
Determinación del contenido de humedad						
Nº cápsula	10	26	34	17	2	42
W_c (g)	120,02	121,31	120,33	120,44	120,49	121,23
$W_c + W_{mw}$ (g)	643,5	495,02	515,97	543,01	523,45	629,25
$W_c + W_{ms}$ (g)	571,20	424,82	427,55	438,81	411,25	474,73
%w	16,02%	23,13%	28,78%	32,73%	38,59%	43,71%
%S	34,02%	40,66%	48,31%	74,63%	81,52%	87,80%
w_{sat}	47,10%	56,88%	59,58%	43,85%	47,34%	49,78%



Cuadro A.19 Resultados Proctor No.3

%w opt	33,0%
ρdmáx	1355 kg/m^3

Figura A.8 Curva Proctor Siquiares No.3

Capacidad de soporte (CBR)

Cuadro A.20 Datos prueba No.1 CBR

Preparación de especímenes			
Golpes	56	25	10
Nº molde	1	2	3
Peso molde (g)	7228,5	7215,8	7256,3
Peso total (g)	10890,9	10719,6	10658,6
Peso suelo (g)	3662,4	3503,8	3402,3
ρ_T (kg/m^3)	1724,60	1652,68	1600,44
ρ_d (kg/m^3)	1294,50	1219,36	1142,42
Determinación del contenido de humedad inicial			
Nº cápsula	46	48	39
W_c (g)	122,12	121,92	121,8
$W_c + W_{mw}$ (g)	560,87	591,43	576,89
$W_c + W_{ms}$ (g)	451,45	468,33	446,65
%w	33,23	35,54	40,09
%S	87,91	85,72	80,47

Cuadro A.21 Datos expansión especímenes prueba No.1 CBR

Molde No.	1	2	3
Golpes	56	25	10
L0 (mm)	14,04	11,16	14,25
L3 (mm)	17,27	15,35	18,87

Cuadro A.22 Datos esfuerzo-penetración especímenes prueba No.1 CBR

Penetración (pulg.)	**Penetración (cm)**	**Esfuerzo de Penetración (Kg/cm^2)**			**Esfuerzo de Penetración (KPa)**		
		56	**25**	**10**	**56**	**25**	**10**
0	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00
0,03	0,06	0,29	0,31	0,29	28,43	29,98	28,43
0,05	0,13	0,42	0,41	0,28	40,84	39,80	27,91
0,08	0,19	0,96	0,75	0,43	94,08	73,40	41,87
0,10	0,25	1,31	0,97	0,61	128,20	95,11	59,96
0,13	0,32	1,50	1,13	0,78	146,81	110,62	76,50
0,15	0,38	1,63	1,19	0,89	159,73	116,31	87,36
0,18	0,44	1,64	1,18	0,98	161,28	115,27	95,63
0,20	0,51	1,72	1,20	1,05	169,03	117,34	102,87
0,30	0,76	1,92	1,23	1,00	188,68	120,96	98,22
0,40	1,02	2,16	1,34	1,06	211,42	131,30	103,90
0,50	1,27	2,44	1,48	1,13	239,33	144,74	110,62

Cuadro A.23 Datos prueba No.2 CBR

Preparación de especímenes			
Golpes	56	25	10
Nº molde	24	25	26
Peso molde (g)	6695,9	6682,8	6748,7
Peso total (g)	9795,6	9740,7	9434,2
Peso suelo (g)	3099,7	3057,9	2685,5
ρ_T (kg/m^3)	1454,93	1454,93	1454,93
ρ_d (kg/m^3)	1110,22	1089,26	948,80
Determinación del contenido de humedad inicial			
Nº cápsula	13	43	20
W_c (g)	120,4	121,54	121,94
$W_c + W_{mw}$ (g)	515	625,2	664,86
$W_c + W_{ms}$ (g)	421,51	502,52	529,16
%w	31,05	32,20	33,32
%S	59,59	60,29	48,97

Cuadro A.24 Datos expansión especímenes prueba No.2 CBR

Molde No.	24	25	26
Golpes	56,00	25,00	10,00
L0 (mm)	24,63	21,31	25,13
L1 (mm)	9,99	6,58	7,06
L4 (mm)	11,53	7,66	6,93

Cuadro A.25 Datos esfuerzo-penetración especímenes prueba No.2 CBR

Penetración (pulg.)	**Penetración (cm)**	**Esfuerzo de Penetración (Kg/cm^2)**			**Esfuerzo de Penetración (KPa)**		
		56	**25**	**10**	**56**	**25**	**10**
0	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00
0,03	0,06	0,28	0,29	0,24	27,91	28,43	23,26
0,05	0,13	0,28	0,29	0,26	27,91	28,43	25,33
0,08	0,19	0,35	0,37	0,28	34,63	36,70	27,91
0,10	0,25	0,46	0,44	0,33	44,97	42,90	32,57
0,13	0,32	0,54	0,48	0,38	53,24	47,04	37,74
0,15	0,38	0,61	0,51	0,42	59,45	50,14	40,84
0,18	0,44	0,66	0,54	0,45	65,13	52,73	44,46
0,20	0,51	0,71	0,57	0,47	69,78	55,83	46,01
0,30	0,76	0,70	0,64	0,50	68,75	63,06	48,59
0,40	1,02	0,76	0,70	0,55	74,44	68,23	53,76
0,50	1,27	0,82	0,74	0,59	80,12	72,37	57,90

Cuadro A.26 Datos prueba No.3 CBR

Preparación de especímenes			
Golpes	56	25	10
Nº molde	2	6	15
Peso molde (g)	7213,80	7233,10	6597,00
Peso total (g)	10897,90	10738,00	9877,20
Peso suelo (g)	3684,10	3504,90	3280,20
ρ_T (kg/m^3)	1738,66	1653,98	1546,99
ρ_d (kg/m^3)	1326,85	1233,60	1170,52
Determinación del contenido de humedad inicial			
Nº cápsula	40	43	44
W_c (g)	121,6	121,56	122,14
$W_c + W_{mw}$ (g)	519,31	495,96	545,8
$W_c + W_{ms}$ (g)	425,11	400,8	442,7
%w	31,04	34,08	32,16
%S	83,00	77,67	68,21

Cuadro A..27 Datos expansión especímenes prueba No.3 CBR

Molde No.	2	6	15
Golpes	56	25	10
L0 (mm)	16,66	15,74	11,17
L3 (mm)	22,92	30,64	26,84
L4 (mm)	23,14	15,02	15,74

Cuadro A.28 Datos esfuerzo-penetración especímenes prueba No.3 CBR

Penetración (pulg.)	**Penetración (cm)**	**Esfuerzo de Penetración (Kg/cm^2)**			**Esfuerzo de Penetración (KPa)**		
		56	**25**	**10**	**56**	**25**	**10**
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,03	0,06	0,26	0,25	0,24	25,33	24,81	23,26
0,05	0,13	0,47	0,43	0,29	46,52	41,87	28,43
0,08	0,19	0,94	0,72	0,41	92,01	70,82	40,32
0,10	0,25	1,17	0,92	0,51	114,76	89,94	50,14
0,13	0,32	1,32	1,06	0,62	129,75	104,42	61,00
0,15	0,38	1,42	1,06	0,73	139,05	103,90	71,34
0,18	0,44	1,39	1,09	0,82	136,47	106,49	80,12
0,20	0,51	1,36	1,11	0,84	133,37	109,07	82,71
0,30	0,76	1,49	1,20	0,89	146,29	117,34	86,84
0,40	1,02	1,67	1,31	0,96	163,35	128,20	94,08
0,50	1,27	1,88	1,42	1,02	184,54	139,57	100,28

Cuadro A.29 Humedad final de los especímenes de CBR No.3

Molde	**Cápsula**	**W_c (g)**	**W_c+W_{mh}(g)**	**W_c+W_{ms} (g)**	**Golpes**	**%w**	**%S**	**Sección del espécimen**
2	4	120,30	368,68	298,47	56	39,41%	103,18%	Inferior
2	30	121,47	506,03	402,54	56	36,82%	96,41%	Inferior
6	40	121,60	440,27	331,01	25	52,18%	118,88%	Superior
6	3	120,27	438,03	349,99	25	38,32%	87,32%	Inferior
15	10	120,01	427,23	315,34	10	57,28%	118,70%	Superior
15	26	121,21	377,80	294,49	10	48,08%	99,63%	Inferior

Compresión inconfinada

Cuadro A.30 Datos de los especímenes inalterados de CI

Preparación de Pastillas			
Pastilla	1	2	3
Altura (mm)	75,21	75,21	77,24
Diámetro (mm)	34,07	34,07	37,68
A_0 (mm^2)	0,091	0,091	0,111
Peso total (g)	121,11	122,15	149,20
ρ_T (kg/m^3)	1765,98	1781,14	1732,65
ρ_d (kg/m^3)	1327,36	1321,38	1246,51
Determinación del contenido de humedad			
Nº cápsula	B27	1	C55
W_c (g)	54,18	66,81	61,78
$W_c + W_{mw}$ (g)	175,29	188,96	210,51
$W_c + W_{ms}$ (g)	145,21	157,43	168,78
%w	33,04	34,79	39,00
%S	86,59	90,36	90,59

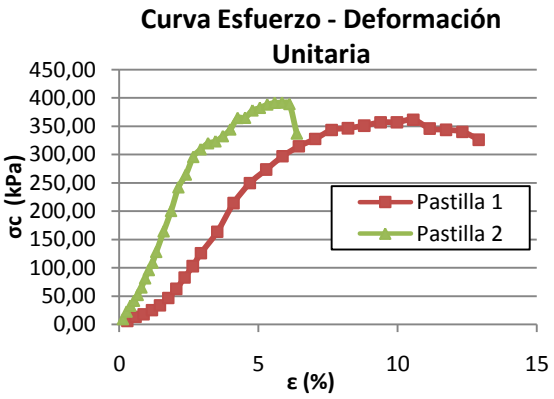


Figura A.9 Curva esfuerzo-deformación muestras 1 y 2 Inalteradas de CI

Cuadro A.31 Datos de los especímenes alterados de CI

Preparación de Pastillas			
Pastilla	1	2	3
Altura (mm)	70,48	70,48	70,48
Diámetro (mm)	33,61	33,65	33,62
A_0 (mm^2)	0,089	0,089	0,089
Peso total (g)	106,18	106,93	110,50
ρ_T (kg/m^3)	1697,97	1705,90	1766,00
ρ_d (kg/m^3)	1283,33	1292,33	1337,71
Determinación del contenido de humedad			
Nº cápsula	B27	1	C55
W_c (g)	54,18	66,81	61,78
$W_c + W_{mw}$ (g)	175,29	188,96	210,51
$W_c + W_{ms}$ (g)	145,21	157,43	168,78
%w	32,31	32,00	32,02
%S	79,29	79,60	85,20

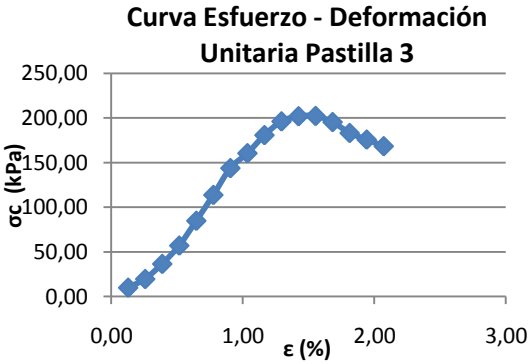


Figura A.10 Curva esfuerzo-deformación muestra 3 Inalterada de CI

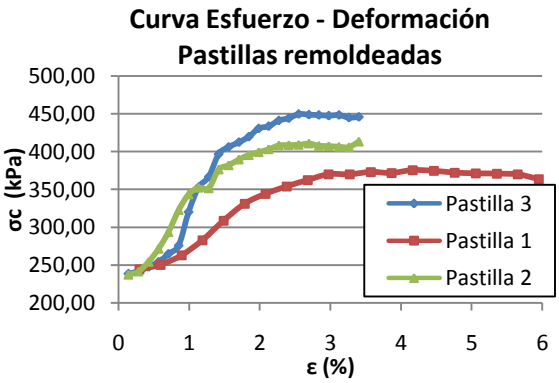


Figura A.11 Curva esfuerzo-deformación muestras remoldeadas de CI

Módulo Resiliente

Cuadro A.32 Datos especímenes para la determinación del No. de golpes requerido para fabricación de especímenes de M_R

Golpes	20	25	35	51	60
Nº molde	1				
Peso molde (g)	9078,20				
Peso total (g)	11573,90	11652,60	11788,40	11989,00	12045,40
Peso suelo (g)	2495,70	11652,60	11788,40	11989,00	12045,40
ρ_T (kg/m^3)	1524,73	1572,81	1655,77	1778,33	1812,79
ρ_d (kg/m^3)	1151,83	1188,59	1250,16	1345,76	1376,27
Compactación (%)	84,85	87,56	92,09	99,14	101,38
Determinación del contenido de humedad inicial					
Nº cápsula	15	25	3	30	38
W_c (g)	120,59	121,95	120,29	121,47	122,12
$W_c + W_{mw}$ (g)	539,98	517,22	611,09	605,43	548,16
$W_c + W_{ms}$ (g)	437,41	420,66	490,86	487,71	445,57
%w	32,37	32,33	32,44	32,14	31,72
%S	65,40	69,04	76,03	86,89	89,73

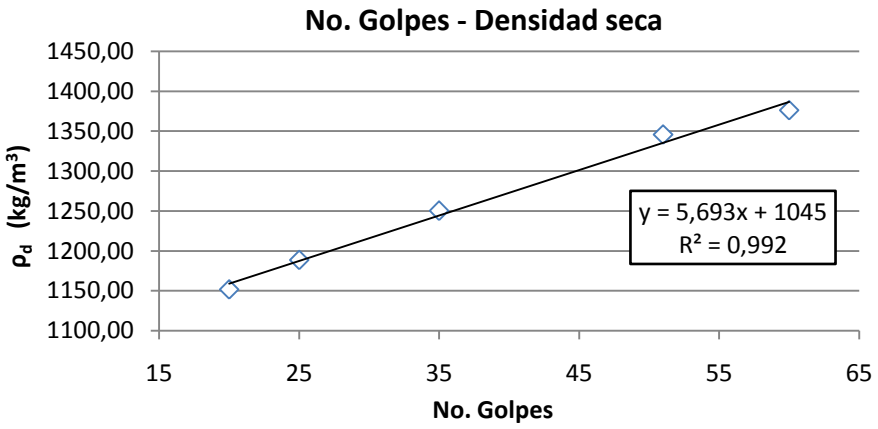


Figura A.12 Curva No. Golpes-Densidad seca especímenes M_R

Cuadro A.33 Espécimen No. 1, humedad óptima y 100 % Compactación, prueba M_R No.1

Secuencia	Módulo (MPa)	Módulo (KPa)	Esfuerzo desviador (KPa)	Esfuerzo de Contacto (KPa)	Esfuerzo de Confinamiento (KPa)	σ1	σ2 y σ3	øΘ	T
0	71,58	71580,00	27,6	2,10	41,34	68,94	41,34	151,63	13,01
1	72,58	72580,00	13,8	0,90	41,30	55,10	41,30	137,69	6,51
2	71,87	71866,71	27,6	2,47	41,31	68,91	41,31	151,52	13,01
3	71,25	71245,56	41,4	3,65	41,33	82,73	41,33	165,39	19,52
4	69,98	69982,70	55,2	5,06	41,35	96,55	41,35	179,25	26,02
5	68,62	68624,70	68,9	6,22	41,47	110,37	41,47	193,32	32,48
6	70,51	70514,72	13,8	0,79	27,66	41,46	27,66	96,77	6,51
7	70,57	70568,62	27,6	2,25	27,76	55,36	27,76	110,88	13,01
8	70,70	70704,76	41,4	3,60	27,65	69,05	27,65	124,36	19,52
9	69,78	69778,12	55,2	4,98	27,70	82,90	27,70	138,31	26,02
10	68,73	68727,24	68,9	6,13	27,58	96,48	27,58	151,65	32,48
11	68,84	68837,76	13,8	0,84	19,39	33,19	19,39	71,96	6,51
12	69,71	69708,38	27,6	1,89	19,42	47,02	19,42	85,87	13,01
13	70,02	70019,00	41,4	3,71	19,41	60,81	19,41	99,63	19,52
14	69,37	69365,70	55,2	5,02	19,42	74,62	19,42	113,45	26,02
15	68,71	68706,86	68,9	6,13	19,45	88,35	19,45	127,26	32,48

Cuadro A.34 Espécimen No. 2, humedad óptima y 100 % Compactación, prueba M_R No.1

Secuencia	Módulo (MPa)	Módulo (Kpa)	Esfuerzo desviador (Kpa)	Esfuerzo de Contacto (Kpa)	Esfuerzo de Confinamiento (Kpa)	σ1	σ2 y σ3	øΘ	T
0	92,37	92370,45	25,84	2,59	41,35	67,19	41,35	149,89	12,18
1	91,53	91526,59	12,47	1,09	41,38	53,85	41,38	136,60	5,88
2	93,34	93339,10	26,67	2,98	41,39	68,05	41,39	150,83	12,57
3	93,86	93862,22	40,00	3,99	41,36	81,36	41,36	164,08	18,86
4	93,19	93185,54	53,37	5,03	41,46	94,84	41,46	177,76	25,16
5	92,67	92674,53	67,63	6,83	41,29	108,92	41,29	191,51	31,88
6	88,61	88609,39	11,81	0,98	27,64	39,45	27,64	94,73	5,57
7	91,03	91028,48	26,05	2,51	27,59	53,64	27,59	108,81	12,28
8	92,54	92544,04	40,45	3,69	27,62	68,07	27,62	123,30	19,07
9	92,48	92482,69	53,64	5,04	27,60	81,24	27,60	136,44	25,28
10	91,92	91916,69	67,48	6,34	27,64	95,12	27,64	150,40	31,81
11	84,72	84717,50	12,26	1,67	18,53	30,80	18,53	67,86	5,78
12	89,16	89160,70	26,05	2,25	18,63	44,68	18,63	81,94	12,28
13	90,61	90612,35	40,00	3,30	18,63	58,63	18,63	95,88	18,86
14	91,12	91118,63	53,47	5,12	18,62	72,08	18,62	109,32	25,20
15	91,00	90995,15	67,48	6,60	18,60	86,07	18,60	123,26	31,81

Cuadro A.35 Espécimen No. 3, humedad óptima y 100 % Compactación, prueba M_R No.1

Secuencia	Módulo (MPa)	Módulo (Kpa)	Esfuerzo desviador (Kpa)	Esfuerzo de Contacto (Kpa)	Esfuerzo de Confinamiento (Kpa)	σ1	σ2 y σ3	øΘ	T
0	74,33	74328,45	25,89	2,18	41,36	67,25	41,36	149,97	12,20
1	73,98	73977,22	12,19	0,85	41,34	53,53	41,34	136,21	5,75
2	75,07	75070,20	26,25	2,33	41,31	67,56	41,31	150,19	12,37
3	75,68	75677,58	39,83	3,87	41,18	81,01	41,18	163,37	18,78
4	76,34	76343,89	53,00	4,94	41,47	94,47	41,47	177,41	24,98
5	77,16	77159,78	67,19	6,22	41,35	108,54	41,35	191,23	31,67
6	73,60	73596,65	11,70	0,96	27,63	39,34	27,63	94,61	5,52
7	74,49	74494,80	25,93	2,14	27,62	53,54	27,62	108,78	12,22
8	77,44	77444,82	40,38	3,51	27,60	67,98	27,60	123,18	19,03
9	79,06	79063,53	53,38	4,79	27,66	81,03	27,66	136,35	25,16
10	78,93	78934,62	67,34	5,99	27,59	94,93	27,59	150,12	31,74
11	74,27	74270,34	12,04	0,94	18,63	30,67	18,63	67,92	5,68
12	75,43	75432,03	26,05	2,25	18,63	44,68	18,63	81,94	12,28
13	77,91	77914,00	39,55	3,72	18,66	58,20	18,66	95,51	18,64
14	79,06	79062,49	53,23	4,88	18,64	71,87	18,64	109,15	25,09
15	79,62	79617,14	66,32	6,33	18,64	84,96	18,64	122,23	31,26

Cuadro A.36 Espécimen No. 1, humedad óptima y 100 % Compactación, prueba M_R No.2

Secuencia	Módulo (MPa)	Módulo (Kpa)	Esfuerzo desviador (Kpa)	Esfuerzo de Contacto (Kpa)	Esfuerzo de Confinamiento (Kpa)	σ1	σ2 y σ3	øΘ	T
0	91,45	91447,00	0,24	24,63	41,40	41,64	41,40	124,44	0,12
1	86,33	86334,00	0,13	12,20	41,40	41,53	41,40	124,32	0,06
2	91,58	91582,00	0,24	24,64	41,40	41,64	41,40	124,43	0,12
3	92,13	92127,00	0,36	37,17	41,39	41,75	41,39	124,54	0,17
4	90,19	90190,00	0,47	49,59	41,39	41,86	41,39	124,65	0,22
5	88,57	88566,00	0,58	61,91	41,40	41,98	41,40	124,77	0,27
6	83,22	83217,00	0,13	12,26	27,60	27,72	27,60	82,92	0,06
7	87,47	87473,00	0,24	24,66	27,60	27,84	27,60	83,03	0,11
8	88,72	88719,00	0,35	37,21	27,60	27,95	27,60	83,14	0,16
9	87,58	87582,00	0,46	49,61	27,60	28,06	27,60	83,26	0,22
10	87,29	87294,00	0,57	61,94	27,60	28,17	27,60	83,36	0,27
11	80,84	80844,00	0,12	12,21	13,80	13,92	13,80	41,51	0,06
12	82,16	82158,00	0,23	24,72	13,80	14,03	13,80	41,63	0,11
13	83,89	83894,00	0,34	37,18	13,80	14,14	13,80	41,74	0,16
14	84,01	84010,00	0,46	49,66	13,80	14,25	13,80	41,85	0,21
15	83,53	83528,00	0,57	61,92	13,80	14,37	13,80	41,96	0,27

Cuadro A.37 Espécimen No. 2, humedad óptima y 100 % Compactación, prueba M_R No.2

Secuencia	Módulo (MPa)	Módulo (Kpa)	Esfuerzo desviador (Kpa)	Esfuerzo de Contacto (Kpa)	Esfuerzo de Confinamiento (Kpa)	σ1	σ2 y σ3	øΘ	T
0	86,15	86154,00	0,24	24,71	41,40	41,64	41,40	124,44	0,11
1	78,33	78330,00	0,13	12,20	41,40	41,53	41,40	124,32	0,06
2	85,03	85032,00	0,24	24,72	41,40	41,64	41,40	124,44	0,11
3	85,23	85234,00	0,36	37,15	41,40	41,76	41,40	124,56	0,17
4	84,38	84378,00	0,47	49,55	41,40	41,86	41,40	124,65	0,22
5	84,27	84265,00	0,58	61,90	41,40	41,98	41,40	124,78	0,27
6	75,40	75398,00	0,13	12,32	27,60	27,72	27,60	82,92	0,06
7	78,70	78703,00	0,24	24,67	27,60	27,84	27,60	83,04	0,11
8	82,81	82812,00	0,35	37,23	27,60	27,95	27,60	83,14	0,16
9	84,56	84556,00	0,46	49,63	27,60	28,06	27,60	83,25	0,22
10	84,94	84944,00	0,57	61,90	27,60	28,17	27,60	83,36	0,27
11	73,20	73200,00	0,12	12,26	13,80	13,92	13,80	41,51	0,06
12	78,22	78217,00	0,23	24,76	13,80	14,03	13,80	41,63	0,11
13	80,53	80533,00	0,34	37,19	13,80	14,14	13,80	41,74	0,16
14	82,25	82250,00	0,45	49,62	13,80	14,25	13,80	41,84	0,21
15	83,01	83005,00	0,56	61,91	13,80	14,36	13,80	41,96	0,27

Cuadro A.38 Especímen No. 3, humedad óptima y 100 % Compactación, prueba M_R No.2

Secuencia	Módulo (MPa)	Módulo (Kpa)	Esfuerzo desviador (Kpa)	Esfuerzo de Contacto (Kpa)	Esfuerzo de Confinamiento (Kpa)	σ1	σ2 y σ3	øΘ	T
0	37,42	37420,00	0,24	24,72	41,40	41,64	41,40	124,43	0,11
1	41,34	41343,00	0,13	12,28	41,39	41,53	41,39	124,31	0,06
2	37,49	37488,00	0,24	24,52	41,40	41,64	41,40	124,44	0,11
3	35,82	35815,00	0,35	37,18	41,40	41,75	41,40	124,54	0,17
4	39,82	39817,00	0,46	49,58	41,39	41,86	41,39	124,64	0,22
5	46,50	46495,00	0,57	61,82	41,40	41,97	41,40	124,77	0,27
6	41,30	41296,00	0,12	12,28	27,60	27,72	27,60	82,91	0,06
7	37,98	37976,00	0,24	24,71	27,60	27,83	27,60	83,02	0,11
8	41,45	41446,00	0,35	37,18	27,60	27,94	27,60	83,14	0,16
9	48,01	48005,00	0,46	49,63	27,60	28,06	27,60	83,25	0,22
10	54,20	54199,00	0,57	61,83	27,60	28,17	27,60	83,36	0,27
11	41,90	41900,00	0,12	12,29	13,80	13,92	13,80	41,51	0,06
12	46,14	46141,00	0,23	24,73	13,79	14,02	13,79	41,61	0,11
13	54,28	54284,00	0,34	37,19	13,80	14,14	13,80	41,74	0,16
14	60,26	60258,00	0,45	49,50	13,80	14,25	13,80	41,84	0,21
15	63,72	63720,00	0,56	61,90	13,80	14,36	13,80	41,95	0,26

Cuadro A. 39 Espécimen No. 1, Humedad mayor a la óptima y 100 % Compactación, prueba M_R No.3

Secuencia	Módulo (MPa)	Módulo (Kpa)	Esfuerzo desviador (Kpa)	Esfuerzo de Contacto (Kpa)	Esfuerzo de Confinamiento (Kpa)	σ1	σ2 y σ3	øΘ	T
0	36,052	36052,00	0,251	24,684	41,403	41,65	41,40	124,46	0,12
1	39,955	39955,00	0,135	12,28	41,396	41,53	41,40	124,32	0,06
2	36,046	36046,00	0,251	24,697	41,4	41,65	41,40	124,45	0,12
3	32,511	32511,00	0,366	37,125	41,402	41,77	41,40	124,57	0,17
4	31,881	31881,00	0,481	49,396	41,396	41,88	41,40	124,67	0,23
5	33,52	33520,00	0,594	61,455	41,406	42,00	41,41	124,81	0,28
6	42,617	42617,00	0,129	12,325	27,603	27,73	27,60	82,94	0,06
7	41,626	41626,00	0,244	24,714	27,601	27,85	27,60	83,05	0,12
8	39,502	39502,00	0,36	37,203	27,598	27,96	27,60	83,15	0,17
9	36,017	36017,00	0,476	49,54	27,604	28,08	27,60	83,29	0,22
10	34,321	34321,00	0,588	61,457	27,597	28,19	27,60	83,38	0,28
11	40,714	40714,00	0,122	12,316	13,802	13,92	13,80	41,53	0,06
12	40,19	40190,00	0,237	24,639	13,801	14,04	13,80	41,64	0,11
13	38,829	38829,00	0,354	37,259	13,798	14,15	13,80	41,75	0,17
14	36,104	36104,00	0,47	49,626	13,803	14,27	13,80	41,88	0,22
15	33,507	33507,00	0,58	61,327	13,801	14,38	13,80	41,98	0,27

Cuadro A.40 Espécimen No. 2, Humedad mayor a la óptima y 100 % Compactación, prueba M_R No.2

Secuencia	Módulo (MPa)	Módulo (Kpa)	Esfuerzo desviador (Kpa)	Esfuerzo de Contacto (Kpa)	Esfuerzo de Confinamiento (Kpa)	σ1	σ2 y σ3	øΘ	T
0	52,601	52601,00	0,249	24,787	41,402	41,65	41,40	124,46	0,12
1	55,224	55224,00	0,134	12,255	41,394	41,53	41,39	124,32	0,06
2	52,618	52618,00	0,249	24,78	41,397	41,65	41,40	124,44	0,12
3	47,947	47947,00	0,363	37,197	41,39	41,75	41,39	124,53	0,17
4	45,744	45744,00	0,477	49,623	41,396	41,87	41,40	124,67	0,22
5	43,714	43714,00	0,591	61,922	41,39	41,98	41,39	124,76	0,28
6	51,827	51827,00	0,127	12,324	27,601	27,73	27,60	82,93	0,06
7	49,861	49861,00	0,242	24,732	27,601	27,84	27,60	83,05	0,11
8	48,026	48026,00	0,356	37,22	27,599	27,96	27,60	83,15	0,17
9	45,59	45590,00	0,471	49,663	27,597	28,07	27,60	83,26	0,22
10	43,334	43334,00	0,585	61,939	27,598	28,18	27,60	83,38	0,28
11	50,017	50017,00	0,121	12,336	13,801	13,92	13,80	41,52	0,06
12	48,431	48431,00	0,235	24,717	13,8	14,04	13,80	41,64	0,11
13	46,816	46816,00	0,35	37,259	13,799	14,15	13,80	41,75	0,16
14	44,455	44455,00	0,464	49,574	13,798	14,26	13,80	41,86	0,22
15	42,49	42490,00	0,577	61,904	13,796	14,37	13,80	41,97	0,27

Cuadro A.41 Espécimen No. 3, Humedad mayor a la óptima y 100 % Compactación, prueba M_R No.3

Secuencia	Módulo (MPa)	Módulo (Kpa)	Esfuerzo desviador (Kpa)	Esfuerzo de Contacto (Kpa)	Esfuerzo de Confinamiento (Kpa)	σ1	σ2 y σ3	øΘ	T
0	25,64	25640,00	0,248	24,717	41,4	41,65	41,40	124,45	0,12
1	26,616	26616,00	0,134	12,276	41,396	41,53	41,40	124,32	0,06
2	25,959	25959,00	0,247	24,579	41,402	41,65	41,40	124,45	0,12
3	32,304	32304,00	0,363	37,188	41,397	41,76	41,40	124,55	0,17
4	38,497	38497,00	0,477	49,555	41,393	41,87	41,39	124,66	0,22
5	42,772	42772,00	0,591	61,882	41,394	41,99	41,39	124,77	0,28
6	27,287	27287,00	0,127	12,253	27,606	27,73	27,61	82,95	0,06
7	31,912	31912,00	0,241	24,692	27,605	27,85	27,61	83,06	0,11
8	38,291	38291,00	0,356	37,142	27,601	27,96	27,60	83,16	0,17
9	43,297	43297,00	0,47	49,551	27,599	28,07	27,60	83,27	0,22
10	46,083	46083,00	0,583	61,767	27,598	28,18	27,60	83,38	0,27
11	35,168	35168,00	0,12	12,296	13,798	13,92	13,80	41,51	0,06
12	42,269	42269,00	0,234	24,636	13,8	14,03	13,80	41,63	0,11
13	46,207	46207,00	0,349	37,088	13,798	14,15	13,80	41,74	0,16
14	47,957	47957,00	0,464	49,572	13,795	14,26	13,80	41,85	0,22
15	48,307	48307,00	0,577	61,847	13,795	14,37	13,80	41,96	0,27

Consolidación

Cuadro A.42 Datos espécimen consolidación

Dato	Valor
Área (cm^2)	31,59
Peso seco húmedo (g)	102,73
Peso seco (g)	76,57
Volumen de los sólidos (cm^3)	28,46
ρ_T (Kg/m^3)	1758,49
ρ_d (Kg/m^3)	1310,68
altura de los sólidos (cm)	0,90
$\%w_i$	34,17
$\%w_f$	54,08
e_0	1,05
e_f	0,36
S_0 (%)	55,68
S_f (%)	100,00

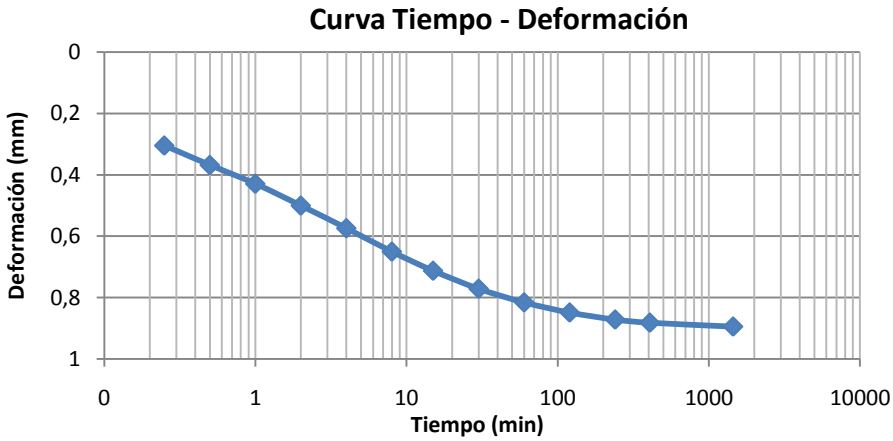


Figura A.13 Curva tiempo – deformación σ_i'=9,87 kPa

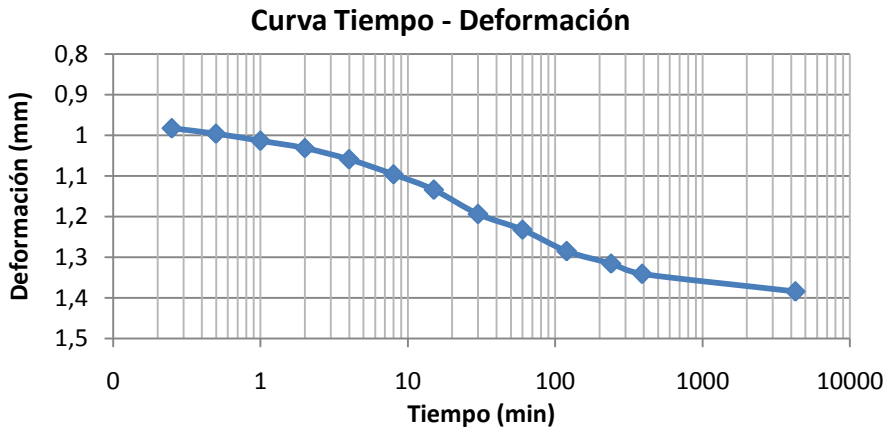


Figura A.14 Curva tiempo – deformación σ_i'=19,76 kPa

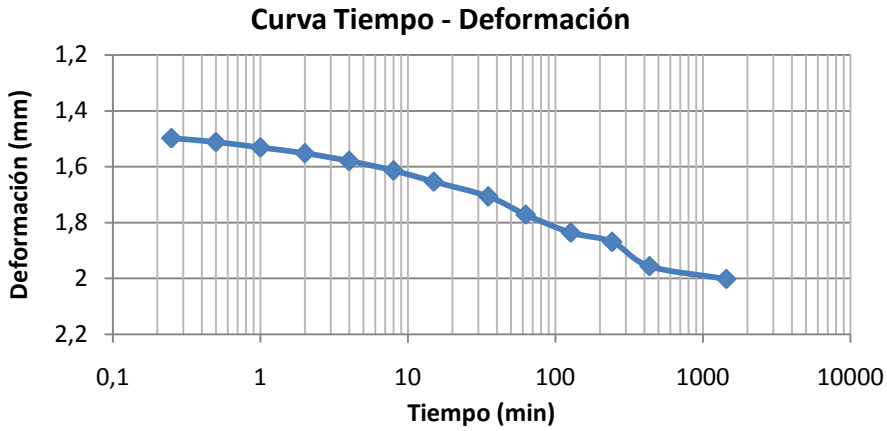


Figura A.15 Curva tiempo – deformación σ_i'=39,56 kPa

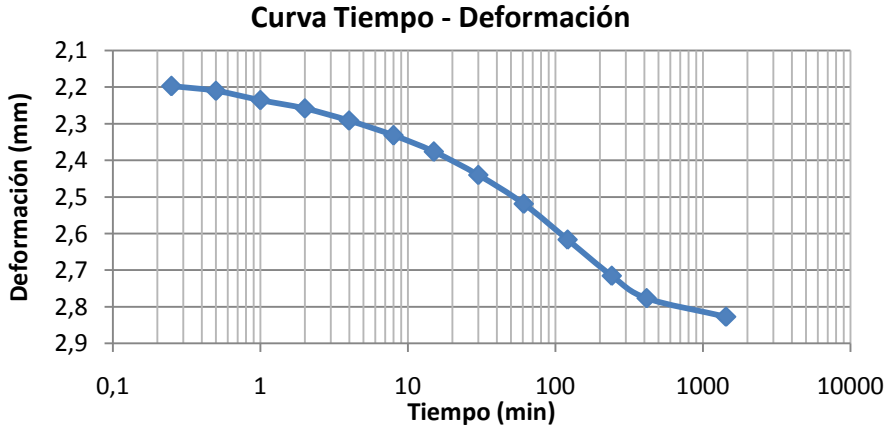


Figura A.16 Curva tiempo – deformación σ_i'=79,18 kPa

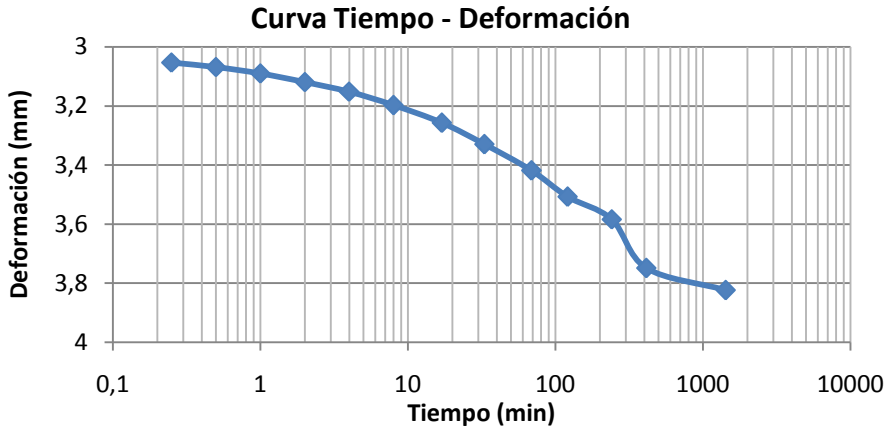


Figura A.17 Curva tiempo – deformación σ_i'=158,43 kPa

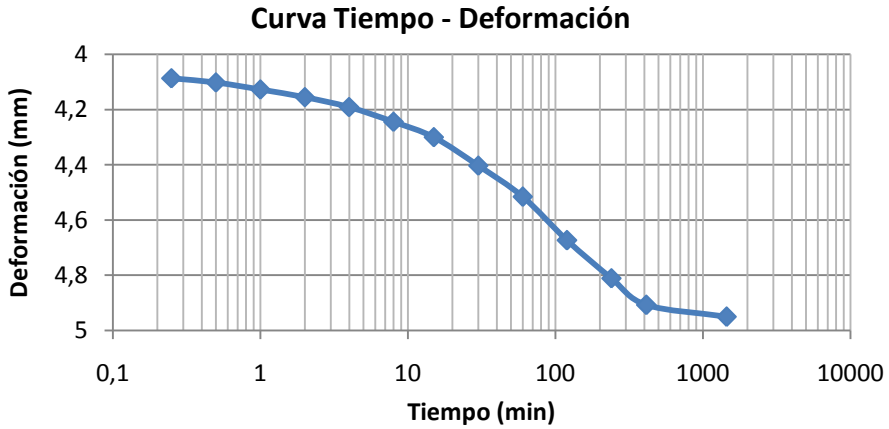


Figura A.18 Curva tiempo – deformación σ_i'=316,94 kPa

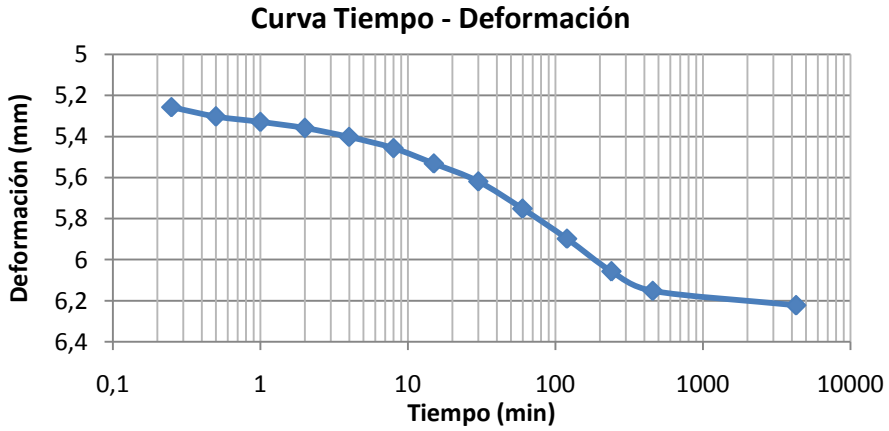


Figura A.19 Curva tiempo – deformación σ_i'=633.98 kPa

Cuadro A.43 Datos de deformación total para cada esfuerzo aplicado en la prueba de consolidación

Carga total (kg)	ΔH	ΔH_i (mm)	Tiempo (min)	e_i	Carga total (N)	σ_i' (kPa)	ε unitaria (%)
0	0	0	0	1,052	0	0	0
7,70	0,894	0,894	1447	0,972	75,54	9,87	4,83
15,42	1,384	0,490	4275	0,928	151,27	19,76	7,49
30,88	2,002	0,617	1440	0,872	302,93	39,56	10,82
61,80	2,827	0,824	1437	0,798	606,26	79,18	15,29
123,66	3,824	0,996	1429	0,708	1213,10	158,43	20,68
247,38	4,950	1,126	1450	0,607	2426,80	316,94	26,77
494,84	6,223	1,273	4293	0,492	4854,38	633,98	33,65

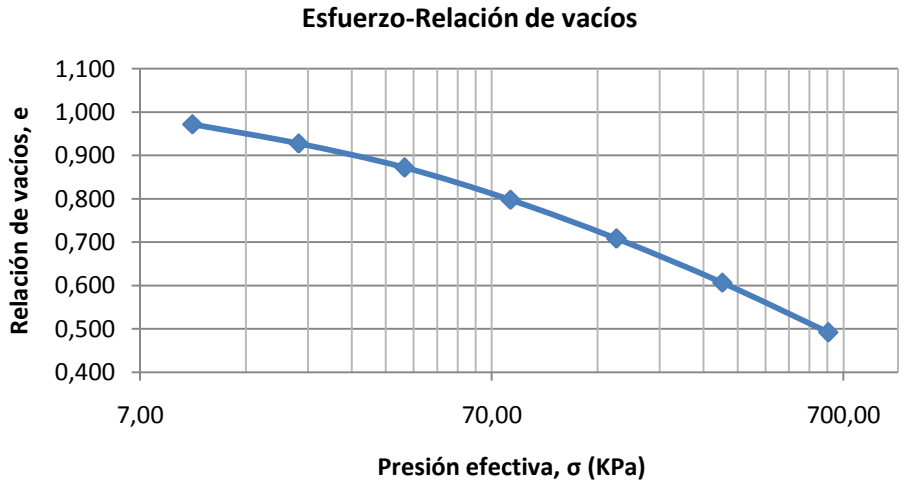


Figura A. 20 Curva esfuerzo – relación de vacíos prueba de consolidación

Cuadro A. 44 Propiedades calculadas a partir de la prueba de consolidación

σ_i' (kPa)	D_{50}	t_{50}	c_v (mm^2/s)	mv (m^2/kN)	k (m/día)
9,87	0,542	2,90	5,81	0,00405869	2,00E-02
19,76	1,134	14,38	1,06	0,00229059	2,06E-03
39,56	1,715	34,29	0,42	0,00147796	5,27E-04
79,18	2,479	42,86	0,31	0,00102176	2,71E-04
158,43	3,353	54,50	0,22	0,00064581	1,21E-04
316,94	4,477	45,36	0,23	0,0003864	7,65E-05
633,98	5,711	47,20	0,19	0,00023346	3,79E-05

Presión de Hinchamiento

Cuadro A. 45 Datos fabricación especímenes prueba de presión de hinchamiento

Nº anillo	6	3
Peso anillo (g)	71,21	62,11
Peso total (g)	175,07	165,65
Peso suelo (g)	103,86	103,54
ρ_T (kg/m^3)	1524,73	1572,81
ρ_d (kg/m^3)	1306,31	1278,50
Determinación del contenido de humedad inicial		
Nº cápsula	A48	-
W_c (g)	41,42	-
$W_c + W_{mw}$ (g)	81,85	-
$W_c + W_{ms}$ (g)	71,31	-
%w	35,26	23,45
%S	89,55	57,13

Cuadro A. 46 Datos descarga anilllo 3 muestra seca prueba de presión de hinchamiento

Carga (kg)	**Lectura (div.)**	**Expansión (div)**	**Expansión (mm)**	**h_2 (mm)**	**Porcentaje Expansión**	**Presión (ton/m^2)**	**Presión (kPa)**
55,81	0	0	0,000	18,59	0,00	17,63	172,89
28,61	50	252,5	0,641	19,23	3,45	9,04	88,63
13,87	15	287,5	0,730	19,32	3,93	4,38	42,97
6,62	-12,5	400	1,016	19,60	5,47	2,09	20,51
0,78	-28,5	569	1,445	20,03	7,78	0,25	2,42

Cuadro A.47 Datos descarga anilllo 6 prueba de presión de hinchamiento

Carga (kg)	**Lectura (div.)**	**Expansión (div)**	**Expansión (mm)**	**h_2 (mm)**	**Porcentaje Expansión**	**Presión (ton/m^2)**	**Presión (kPa)**
95,20	V6 + 186	4	0,010	16,94	0%	30,070	294,90
79,57	V6 + 182	12	0,030	16,96	0%	25,133	246,48
67,41	V5 + 171	215	0,546	17,47	3%	21,292	208,81
47,35	V5 + 135	251	0,638	17,56	4%	14,955	146,66
0,62	V2 + 642	851	2,162	19,09	13%	0,196	1,92

Expansión libre

Cuadro A.48 Datos fabricación especímenes prueba de expansión libre

Nº anillo	6	3	3 (Pastilla seca)
Peso anillo (g)	71,21	62,11	62,11
Peso total (g)	108,03	165,65	146,57
Peso suelo (g)	103,86	103,54	84,46
ρ_T (kg/m^3)	1641,81	1716,31	1555,90
ρ_d (kg/m^3)	1231,52	1273,96	1278,50
Determinación del contenido de humedad inicial			
Nº cápsula	6	3	-
W_c (g)	62,03	62,59	-
$W_c + W_{mw}$ (g)	136,18	109,46	-
$W_c + W_{ms}$ (g)	117,65	97,38	-
%w	33,32	34,72	21,70
%S	75,67	84,03	52,87

Cuadro A.49 Datos consolidación anilllo 6, muestra húmeda. prueba de expansión libre

Carga (kg)	**Lectura (div.)**	**Consolidación (div)**	**Consolidación (mm)**	**Presión (ton/m^2)**	**Presión (kPa)**	**Porcentaje expansión**
0,780	3v +111	0	0	0,248	2,43	9,15
8,480	3v + 171	60	0,1524	2,692	26,40	8,33
14,320	2v + 14	203	0,51562	4,546	44,58	6,38
26,380	2v + 163	252	0,64008	8,374	82,12	5,71
55,760	0v + 21	498	1,26492	17,700	173,58	2,35

Cuadro A.50 Datos consolidación anilllo 3, muestra húmeda prueba de expansión libre

Carga (kg)	**Lectura (div.)**	**Consolidación (div)**	**Consolidación (mm)**	**Presión (ton/m^2)**	**Presión (kPa)**	**Porcentaje expansión**
0,771	3v + 45	0	0	0,24	2,39	10,39
6,917	3v + 76	31	0,079	2,19	21,49	9,97
13,518	3v + 122	77	0,196	4,28	41,99	9,34
28,630	3v + 181	136	0,345	9,07	88,94	8,54
55,542	1V + 114,5	469,49	1,193	17,59	172,54	4,02
60,579	1V + 143	498	1,265	19,19	188,19	3,63
80,575	0V + 77	632	1,605	25,52	250,30	1,82
90,625	0V + 113	668	1,697	28,71	281,52	1,33
105,813	0V + 181	736	1,869	33,52	328,71	0,41
115,813	0V + 21	776	1,971	36,69	359,77	-0,14

Cuadro A.51 Datos consolidación anilllo 3, muestra seca prueba de expansión libre

Carga (kg)	Lectura (Divisiones)	Consolidación (div)	Consolidación (mm)	Presión (ton/m^2)	Presió (kPa)	Porcentaje expansión
0,64	7v + 140	0	0	0,25	2,41	21,89
7,67	6 v + 100	157	0,399	2,96	29,05	19,54
13,11	5 v +10	274	0,696	5,06	49,64	17,80
27,27	4V+ 40	500	1,270	10,53	103,24	14,43
55,77	3v + 165	825	2,096	21,53	211,13	9,58
85,84	1v + 15	1075	2,731	33,14	324,96	5,85
105,94	1v + 101	1161	2,949	40,89	401,04	4,57
126,01	1v + 0	1260	3,200	48,64	477,00	3,09
172,40	0v + 6	1466	3,724	66,55	652,61	0,01

Sondeo de penetración (Cono sueco)

Cuadro A.52 Resultados de la Prueba de Cono Sueco en Siquiares (Punto 1)

Peso W_{sw}	No. de medias vueltas	Profundidad total	Profundidad de penetración	No. de medias vueltas por metro	Valor de N de SPT
KN	Na	D (m)	L (cm)	Nsw	SPT-N
0,98	0	0,10	10	0	3
0,98	1	0,20	10	10	4
0,98	2	0,30	10	20	4
0,98	0	0,40	10	0	3
0,98	0	0,50	10	0	3
0,98	0	0,60	10	0	3
0,98	0	0,70	10	0	3
0,98	0	0,80	10	0	3
0,98	0	0,90	10	0	3
0,98	0	1,00	10	0	3
0,98	2	1,10	10	20	4
0,98	2	1,20	10	20	4
0,98	2	1,30	10	20	4
0,98	2	1,40	10	20	4
0,98	1,5	1,50	10	15	4
0,98	1	1,60	10	10	4
0,98	3	1,70	10	30	5
0,98	3,25	1,80	10	32,5	5
0,98	4,5	1,90	10	45	5
0,98	16	2,00	10	160	11
0,98	27	2,10	10	270	17

Cuadro A.53 Resultados de la Prueba de Cono Sueco en Siquiares (Punto 2)

Peso W_{sw}	No. de medias vueltas	Profundidad total	Profundidad de penetración	No. de medias vueltas por metro	Valor de N de SPT
KN	Na	D (m)	L (cm)	Nsw	SPT-N
0,98	0	0,10	10	0	3
0,98	1,75	0,20	10	17,5	4
0,98	1	0,30	10	10	4
0,98	2	0,40	10	20	4
0,98	1,25	0,50	10	12,5	4
0,98	1	0,60	10	10	4
0,98	0	0,70	10	0	3
0,98	0	0,80	10	0	3
0,98	0	0,90	10	0	3
0,98	0	1,00	10	0	3
0,98	0,5	1,10	10	5	3
0,98	0	1,20	10	0	3
0,98	0	1,30	10	0	3
0,98	0	1,40	10	0	3
0,98	0	1,50	10	0	3
0,98	0	1,60	10	0	3
0,98	0,5	1,70	10	5	3
0,98	2	1,80	10	20	4
0,98	1	1,90	10	10	4
0,98	2	2,00	10	20	4
0,98	5	2,10	10	50	6
0,98	7	2,20	10	70	7
0,98	9	2,30	10	90	8
0,98	18	2,40	10	180	12
0,98	10	2,50	10	100	8
0,98	13	2,60	10	130	10

La Guácima

Humedad natural

Cuadro A.54. Contenido de humedad natural

Fecha de la prueba	01/06/2011
Capsula	13
$W_{capsula}$ (g)	120,39
$W_{(capsula + suelo húmedo)}$ (g)	462,41
$W_{(capsula + suelo seco)}$ (g)	364,76
$W_{(suelo seco)}$ (g)	244,37
W_{agua} (g)	97,65
Humedad natural (%w)	39,96

Gravedad específica

Cuadro A.55 Gravedad específica

Determinación	**1**	**2**
Picnómetro No.	19	19
Peso del picnómetro con tapón (g)	108,96	108,96
W_1= Peso del Picnómetro + agua	357,72	357,72
W_2=Peso del Picnómetro + agua +suelo (g)	376,94	377,09
T= Temperatura (°C)	22,9	22,9
Factor de corrección K	0,99936	0,99936
$G_{s(t°C)}$	2,64	2,60
$G_{S(20°C)}$	2,63	2,60

Densidad in situ

Cuadro A. 56 Densidad in situ, prueba con parafina

Densidad del Agua	1 g/cm^3	ρ_m (kg/m^3)	1561,92
Densidad de la Parafina	0,9008 g/cm^3	ρ_d (kg/m^3)	1139,11
Masa de suelo masiva (g)	40,19	Relación de vacíos (e)	1,07
Masa del suelo masiva + Parafina (g)	41,80	Porosidad (n)	0,52
Masa de la Parafina (g)	1,61	**Contenido de humedad muestra inalterada**	
Masa del agua al nivel de lectura (g)	404,43	Capsula No.	S109
Masa de suelo masiva + agua al mismo nivel de lectura (g)	418,71	$W_{capsula}$ (g)	62,01
		$W_{suelo\ humedo + capsula}$ (g)	140,99
Volumen Total (cm^3)	27,52	$W_{suelo\ seco + capsula}$ (g)	119,61
$V_{parafina\ desplazado}$ (cm^3)	1,79	%w	37,12
$V_{desplazado\ por\ el\ suelo}$ (cm^3)	25,73	% Saturacion	90,77

Granulometría

Cuadro A.57 Granulometría fracción fina No. 1

Tiempo transcurrido (min)	Temperatura (°C)	Lectura real hidrómetro. R_a	Lectura corregida hidrómetro R_C	Hidrómetro corregido por menisco ®	L	L/T	k	D (mm)	Porcentaje Pasando
2	22,9	40	37,67	41	9,60	4,8000	0,0133	0,0291	76,44
5	22,9	37,8	35,47	38,8	9,94	1,9880	0,0133	0,0187	71,97
15,44	23	36,65	34,35	37,65	10,14	0,6564	0,0131	0,0106	69,70
30	23	36	33,7	37	10,20	0,3400	0,0131	0,0076	68,38
60	23,2	35	32,76	36	10,40	0,1733	0,0130	0,0054	66,47
258	23,8	33	30,94	34	10,70	0,0415	0,0129	0,0026	62,78
1459	22,6	30	27,58	31	11,20	0,0077	0,0132	0,0012	55,96
1853	22,4	29,8	27,32	30,8	11,24	0,0061	0,0132	0,0010	55,44
5775	22,2	29	26,46	30	11,40	0,0020	0,0132	0,0006	53,69

Cuadro A. 58 Granulometría No.1 por tamizado

Malla	mm	$w_{ret}+w_c$	$w_{ret\ (g)}$	% Ret	%Ret. Acum.	%Pas
20	0,85	176,5	1,78	3,63	3,63	96,37
40	0,425	175,6	0,88	1,80	5,43	94,57
60	0,25	175,23	0,51	1,04	6,47	93,53
100	0,15	175,5	0,78	1,59	8,06	91,94
140	0,106	175,21	0,49	1,00	9,06	90,94
200	0,075	175,25	0,53	1,08	10,15	89,85

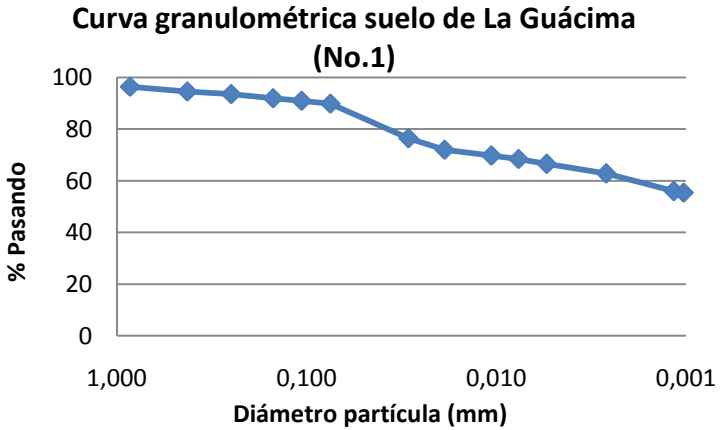


Figura A. 21 Curva Granulométrica No.1

Cuadro A.59 Granulometría fracción fina No. 2

Tiempo transcurrido (min)	Temperatura (°C)	Lectura real hidrómetro. R_a	Lectura corregida hidrómetro R_C	Hidrómetro corregido por menisco ®	L	L/T	k	D (mm)	Porcentaje Pasando
2	25	42	38,3	43	9,20	4,6000	0,0129	0,0278	78,65
5	25	41,8	38,1	42,8	9,24	1,8480	0,0129	0,0176	78,24
15	25	40,8	37,1	41,8	9,44	0,6293	0,0129	0,0103	76,19
30	25	40	36,3	41	9,60	0,3200	0,0129	0,0073	74,55
60	25,3	39,5	35,905	40,5	9,75	0,1625	0,0129	0,0052	73,74
347	25,5	38,5	34,975	39,5	9,80	0,0282	0,0129	0,0022	71,83
1440	24,8	37,5	33,74	38,5	10,00	0,0069	0,0130	0,0011	69,29
5760	24,5	37,5	33,65	38,5	10,00	0,0017	0,0129	0,0005	69,10
7280	24,8	37,7	33,94	38,7	9,96	0,0014	0,0130	0,0005	69,70
8726	24,6	39	35,15	40	9,70	0,0011	0,0129	0,0004	72,19

Cuadro A.60 Granulometría No.2 por tamizado

Malla	mm	$w_{ret}+w_c$	$w_{ret\ (g)}$	% Ret	%Ret. Acum.	%Pas
20	0,85	66,82	0,76	1,55	1,55	98,45
40	0,425	66,64	0,58	1,18	2,74	97,26
60	0,25	66,44	0,38	0,78	3,51	96,49
100	0,15	66,44	0,38	0,78	4,29	95,71
140	0,106	66,35	0,29	0,59	4,88	95,12
200	0,075	66,55	0,49	1,00	5,88	94,12

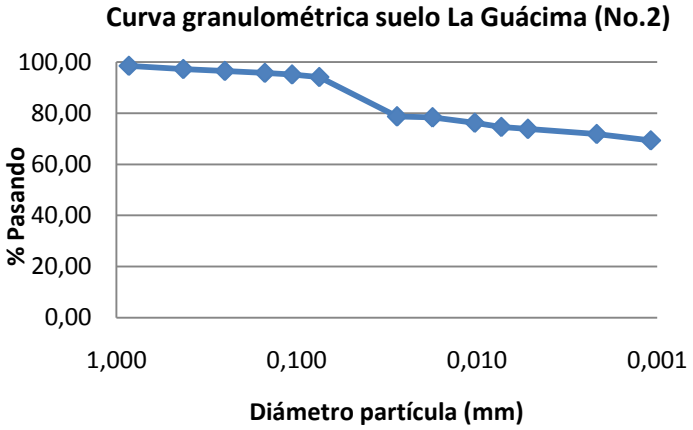
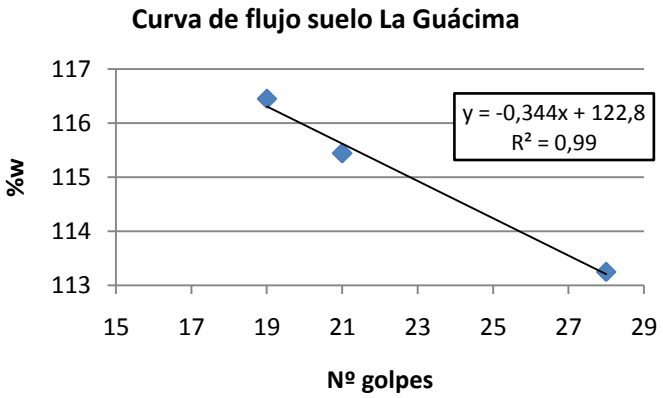


Figura A.22 Curva Granulométrica No.2

Límites de consistencia

Cuadro A.61 Límites de Consistencia ASTM D4318 No.1

Límite Líquido				**Límite Plástico**		
Nº cápsula	L11	L13	L14	Determinación	1	2
Golpes	28	21	19	Nº cápsula	L32	L34
W_c (g)	10,94	10,74	11,26	W_c (g)	10,89	10,78
$W_c + W_{mw}$ (g)	17,7	19,25	19,68	$W_c + W_{mw}$ (g)	13,6	13,4
$W_c + W_{ms}$ (g)	14,11	14,69	15,15	$W_c + W_{ms}$ (g)	12,89	12,72
%w	113,25	113,03	112,65	%w	35,50	35,05



Cuadro A.62 Resultados límites ASTM D4318 No.1

LL	114,2
LP	35,28
IP	78,92

Figura A.23 Curva de flujo ASTM D4318 No.1

Cuadro A.63 Límites de Consistencia BS 1377

Límite Líquido							**Límite Plástico**		
Nº cápsula	L20	L22	L23	L24	L25	L30	Determinación	1	2
Penetración (mm)	16,585	18,7	21	21,12	22,76	25,11	Nº cápsula	L31	L32
W_c (g)	10,96	11,11	10,65	10,89	10,72	10,49	W_c (g)	10,57	10,88
$W_c + W_{mw}$ (g)	22,67	28,87	24,51	28,24	26,66	26,88	$W_c + W_{mw}$ (g)	12,94	13,17
$W_c + W_{ms}$ (g)	16,77	19,64	17,18	18,97	17,99	17,83	$W_c + W_{ms}$ (g)	12,38	12,61
%w	101,55	108,21	112,25	114,73	119,26	123,30	%w	30,94	32,37

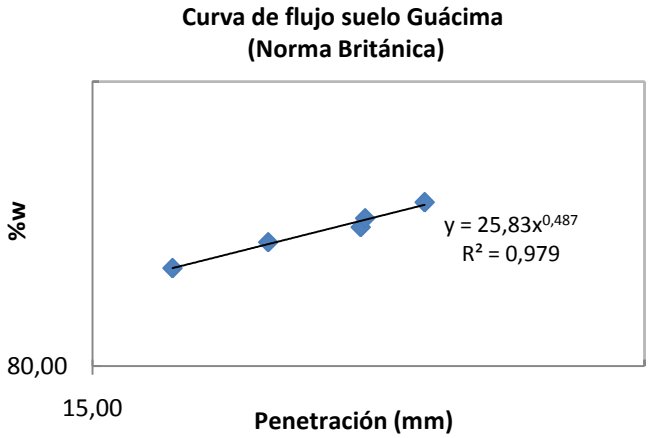


Figura A.24 Curva de flujo BS 1377

Cuadro A.64 Resultados límites ASTM D4318

LL	111,11
LP	31,65
IP	79,45
LP (Penetración de 2 mm)	36,21

Compresión inconfinada

Cuadro A.65 Datos de los especímenes inalterados de CI

Preparación de Pastillas		
Pastilla	1	2
Altura (mm)	75,36	75,60
Diámetro (mm)	34,88	34,69
A_0 (cm^2)	9,56	9,45
Peso total (g)	127,07	122,15
ρ_T (kg/m^3)	1764,65	1691,96
ρ_d (kg/m^3)	1280,43	1220,04
Determinación del contenido de humedad		
Nº cápsula	12	c55
W_c (g)	62	61,8
$W_c + W_{mw}$ (g)	189,13	182,41
$W_c + W_{ms}$ (g)	154,41	148,77
%w	37,57	38,68
%S	94,74	88,35

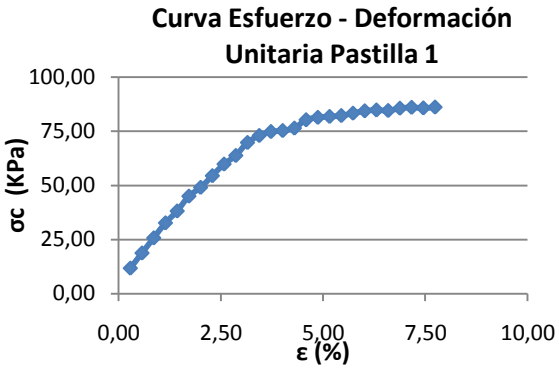


Figura A.25 Curva esfuerzo-deformación muestra 1 y inalteradas de CI

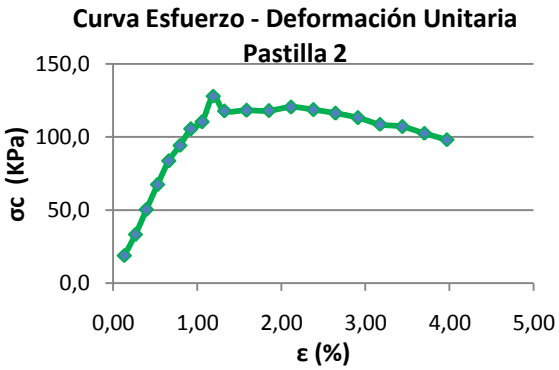


Figura A.26 Curva esfuerzo-deformación muestras 2 inalteradas de CI

Presión de Hinchamiento

Cuadro A.66 Datos fabricación especímenes prueba de presión de hinchamiento

Nº anillo	9
Peso anillo (g)	41,32
Peso total (g)	140,85
Peso suelo (g)	99,53
ρ_T (kg/m^3)	1484,89
ρ_d (kg/m^3)	1097,81
Contenido de humedad inicial	
%w	35,26
%S	89,55

Cuadro A.67 Datos descarga anilllo 9 muestra seca prueba de presión de hinchamiento

Carga (kg)	Lectura (Divisiones)	Expansión (mm)	h_2 (mm)	Porcentaje Expansión	Presión (ton/m^2)	Presión (kPa)
58,37	0	0,000	11,24	0,00	13,212	129,57
50,87	4,5	0,045	11,29	0,40	11,514	112,92
44,37	6,5	0,065	11,31	0,58	10,043	98,49
29,37	14	0,140	11,38	1,25	6,648	65,20
0,87	104	1,040	12,28	9,25	0,197	1,93

Expansión Libre

Cuadro A.68 Datos fabricación especímenes prueba de expansión libre

Altura anillo (mm)	18,99
Diámetro anillo (mm)	63,42
Peso suelo (g)	101,5
ρ_T (kg/m^3)	1527,63
ρ_d (kg/m^3)	1123,22
Contenido de humedad inicial	
%w	36,00
%S	70,81

Cuadro A.69 Datos consolidación muestra seca prueba de expansión libre

Carga (kg)	Lectura	Expansión (mm)	Presión (ton/m^2)	Presión(kPa)	Porcentaje Expansión
0,571	950,5	2,41	0,181	1,77	14,66
8,346	865,5	2,20	2,642	25,91	13,35
16,066	738,5	1,88	5,085	49,87	9,88
31,526	513,5	1,30	9,979	97,86	6,87
57,970	240	0,61	18,349	179,95	3,21
89,866	-100,000	-0,254	28,45	278,962	-1,34

Sondeo de penetración (Cono sueco)

Cuadro A.70 Resultados de la Prueba de Cono Sueco en la Guácima (Punto 1)

Peso W_{sw}	No. de medias vueltas	Profundidad total	Profundidad de penetración	No. de medias vueltas por metro	Valor de N de SPT
KN	Na	D (m)	L (cm)	Nsw	SPT-N
0,98	0	0,10	10	0	3
0,98	0	0,20	10	0	3
0,98	0	0,30	10	0	3
0,98	0	0,40	10	0	3
0,98	0	0,50	10	0	3
0,98	0	0,60	10	0	3
0,98	0	0,70	10	0	3
0,98	0	0,80	10	0	3
0,98	9	0,90	10	90	8
0,98	27	0,95	5	540	30

Cuadro A.71 Resultados de la Prueba de Cono Sueco en la Guácima (Punto 2)

Peso W_{sw}	No. de medias vueltas	Profundidad total	Profundidad de penetración	No. de medias vueltas por metro	Valor de N de SPT
KN	Na	D (m)	L (cm)	Nsw	SPT-N
0,98	0	0,10	10	0	3
0,98	2	0,20	10	20	4
0,98	1,5	0,30	10	15	4
0,98	1,25	0,40	10	12,5	4
0,98	1,25	0,50	10	12,5	4
0,98	0	0,60	10	0	3
0,98	0	0,70	10	0	3
0,98	0	0,80	10	0	3
0,98	1	0,90	10	10	4
0,98	2	1,00	10	20	4
0,98	2	1,10	10	20	4
0,98	1,75	1,20	10	17,5	4
0,98	3	1,30	10	30	5
0,98	30	1,40	10	300	18

Material estabilizado

Determinación del porcentaje óptimo de cal

Cuadro A.72 Datos prueba pH para la determinación del porcentaje óptimo de cal

Medición	Suelo	T (°C)	1% cal	T (°C)	2% cal	T (°C)	4% cal	T (°C)	6% cal	T (°C)	8% cal	T (°C)	10% cal	T (°C)
Masa suelo	25,0003		25,0001		25,0003		25,0001		25,0001		25,0004		25,0004	
Masa cal añadida (g)			0,2504		0,5136		1,0007		1,5092		2,018		2,5014	
%cal	0		1,1279		2,0544		4,0028		6,0368		8,0719		10,0054	
$P_{hinicial}$ (UpH)	7,18	24,9	10,64	25,1	11,36	25	11,85	25,1	12,16	25,4	12,12	25	12,18	25,5
$PH_{10\ min.}$(UpH)	7,4	24,5	10,71	25,7	11,38	24,2	11,72	24,4	12,2	24,6	12,32	24,8	12,24	25
$PH_{20\ min.}$(UpH)			10,65	25,4	11,62	24,8	12,04	25,1	12,26	25,3	12,37	25,6	12,42	24,9
$PH_{30\ min.}$(UpH)			10,72	25,3	11,65	25,5	12,14	25,5	12,3	25,6	12,41	25,1	12,43	25,2
$PH_{40\ min.}$(UpH)			10,5	25,4	11,68	25,55	12,16	25,7	12,32	25,5	12,45	25,9	12,45	25
$PH_{50\ min.}$(UpH)			10,6	24,3	11,72	25,6	12,19	25,7	12,36	25,8	12,45	24,7	12,46	25,15
$PH_{60\ min.}$(UpH)	7,53	24,8	10,39	25,55	11,68	25,7	12,21	25	12,36	25,15	12,45	25	12,53	25,15

Límites de consistencia

Cuadro A.73 Límites de consistencia ASTM D4318

Límite Líquido					Límite Plástico		
Nº cápsula	L21	L22	L23	L24	Determinación	1	2
Golpes	33	30	26	15	Nº cápsula	L25	L27
W_c (g)	10,96	11,13	10,65	10,9	W_c (g)	10,71	10,61
$W_c + W_{mw}$ (g)	20,13	21,65	25,31	24,82	$W_c + W_{mw}$ (g)	13,75	13,18
$W_c + W_{ms}$ (g)	16,65	17,58	19,56	19,16	$W_c + W_{ms}$ (g)	12,72	12,32
%w	61,16	63,10	64,53	68,52	%w	51,24	50,29

Cuadro A.74 Resultados límites ASTM D4318

LL	64,72
LP	50,77
IP	13,95

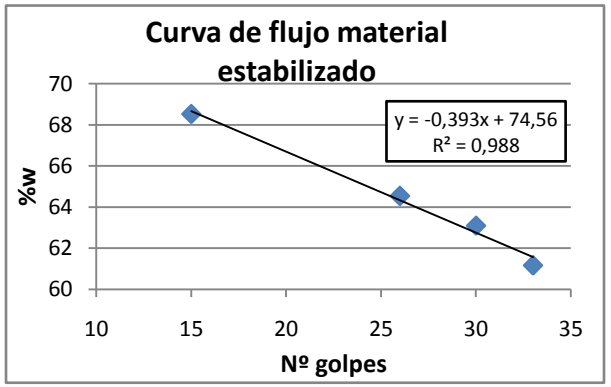


Figura A.27 Curva de flujo ASTM D431

Cuadro A.75 Límites de consistencia BS 1377

Límite Líquido									Límite Plástico		
Nº cápsula	L20	L21	L23	L24	L25	L28	L26	L27	Determinación	1	2
Penetración (mm)	4,49	9,97	12,52	14,13	15,63	18,33	20,87	23,05	Nº cápsula	L20	L26
W_c (g)	10,96	10,95	10,65	10,89	10,71	10,7	10,43	10,62	W_c (g)	10,96	10,43
$W_c + W_{mw}$ (g)	19,06	23,29	20,54	20,4	19,61	19,53	20,35	23,45	$W_c + W_{mw}$ (g)	13,03	13
$W_c + W_{ms}$ (g)	15,55	17,64	15,96	15,95	15,38	15,27	15,49	17,05	$W_c + W_{ms}$ (g)	12,27	12,05
%w	76,47	84,45	86,25	87,94	90,58	93,22	96,05	99,53	%w	58,02	58,64

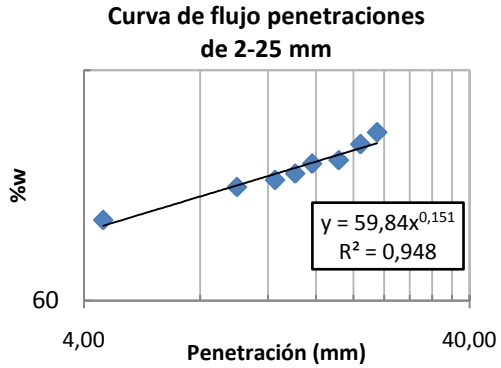


Figura A.28 Curva de flujo 2-25 mm

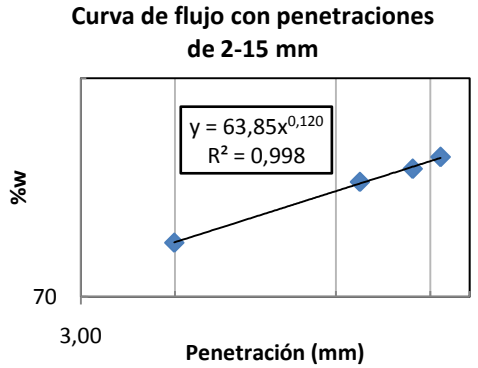


Figura A.29 Curva de flujo 2-15 mm

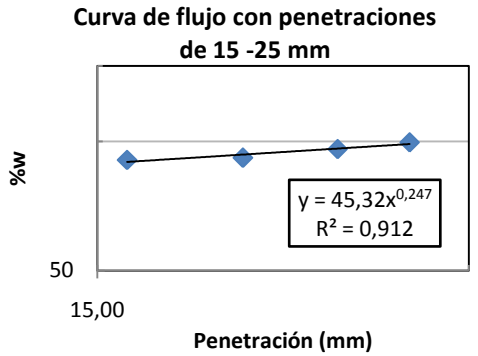


Figura A.30 Curva de flujo 15-25 mm

Cuadro A.76 Resultados límites curva 2-25 mm

LL	94,33
LP	66,49
IP	27,84

Cuadro A.77 Resultados límites curva de 2-15

LL	91,59
LP	69,42
IP	22,18

Cuadro A. 0.78 Resultados límites LL norma BS y LP norma ASTM

LL	95,15
LP	58,33
IP	36,82

Cuadro A.79 Resultados límites curva de 15-25 mm

LL	95,24
LP	53,82
IP	41,42

Compactación

Cuadro A.80 Datos prueba No.1 de compactación

Preparación de especímenes							
No. Especímen	1	2	3	4	5	6	7
Agua añadida (ml)	250	350	450	550	600	800	900
Masa Total (g)	5681	5710,1	5768,6	5834,2	5871,7	5829	5798,5
Masa Molde (g)	4222,8	4222,8	4222,8	4222,8	4222,8	4222,8	4222,8
Masa suelo (g)	1458,2	1487,3	1545,8	1611,4	1648,9	1606,2	1575,7
ρ_T (kg/m^3)	1553,07	1584,07	1646,37	1716,24	1756,18	1710,70	1678,22
ρ_d (kg/m^3)	1292,28	1263,73	1271,49	1281,56	1283,98	1182,66	1125,10
Determinación del contenido de humedad							
Nº cápsula	48	28	43	18	5	39	24
W_c (g)	121,98	120,76	121,52	121,65	120,47	121,78	120,98
$W_c + W_{mw}$ (g)	469,82	461,97	506,1	497,33	560,04	583,37	449,42
$W_c + W_{ms}$ (g)	411,41	392,97	418,53	402,18	441,85	440,89	341,17
%w	20,18%	25,35%	29,48%	33,92%	36,78%	44,65%	49,16%
%S	50,37%	60,62%	71,33%	83,30%	90,65%	94,51%	95,33%
w_{sat}	40,21%	41,96%	41,47%	40,86%	40,71%	47,38%	51,71%

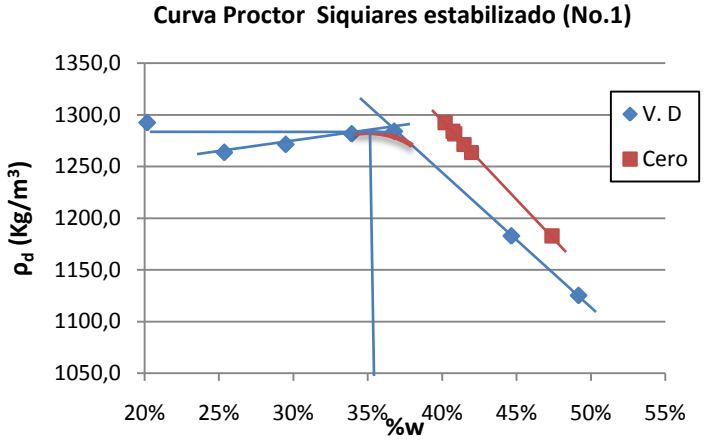


Figura A.31 Curva Proctor Siquiares estabilizado No.1

Cuadro A.81 Resultados Proctor No.1

%w $_{opt}$	35,2%
$\rho_{dmáx}$	1288 kg/m^3

Cuadro A.82 Datos prueba No.2 de compactación

Preparación de especímenes					
No. Especímen	1	2	3	4	5
Agua añadida (ml)	500	600	700	400	550
Masa Total (g)	5829,1	5864,6	5840,3	5740,1	5838,5
Masa Molde (g)	4221,3	4221,3	4221,3	4221,3	4221,3
Masa suelo (g)	1607,8	1643,3	1619	1518,8	1617,2
ρ_T (kg/m^3)	1709,49	1747,23	1721,39	1614,86	1719,48
ρ_d (kg/m^3)	1276,63	1275,04	1215,87	1265,31	1273,66
Determinación del contenido de humedad					
Nº cápsula	35	35	36	39	43
W_c (g)	120,49	120,5	120,61	121,81	121,56
$W_c + W_{mw}$ (g)	501,36	447,53	519,49	484,19	472,69
$W_c + W_{ms}$ (g)	404,92	359,15	402,35	405,75	381,65
%w	33,91%	37,03%	41,58%	27,63%	35,00%
%S	82,66%	90,07%	92,53%	66,22%	84,96%
w_{sat}	41,16%	41,25%	45,07%	41,86%	41,34%

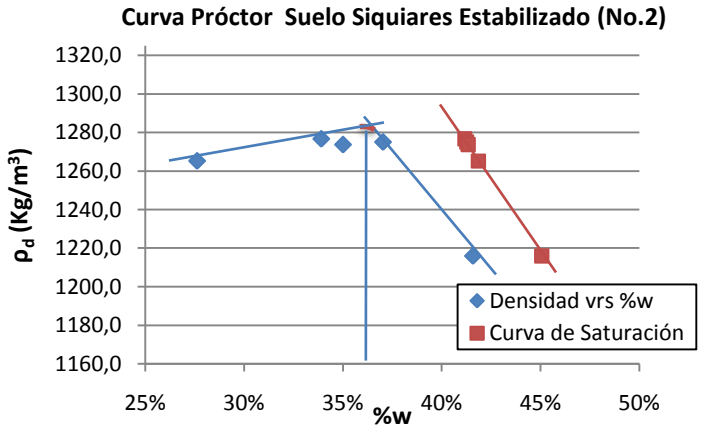


Figura A.32 Curva Proctor Siquiares estabilizado No.2

Cuadro A.83 Resultados Proctor No.2

%w $_{opt}$	36,8%
$\rho_{dmáx}$	1281 kg/m^3

Capacidad relativa de soporte CBR

Cuadro A.84 Datos prueba No.1 CBR

Preparación de especímenes			
Golpes	56	25	10
Nº molde	20	19	17
Peso molde (g)	7254,1	7253,8	7246,4
Peso total (g)	10833,4	10669,2	10246,5
Peso suelo (g)	3579,3	3415,4	3000,1
ρ_T (kg/m^3)	1689,33	1615,62	1414,91
ρ_d (kg/m^3)	1268,48	1196,11	1047,99
Determinación del contenido de humedad inicial			
Nº cápsula	46	38	7
W_c (g)	122,13	122,09	119,74
$W_c + W_{mw}$ (g)	321,47	371,61	367,19
$W_c + W_{ms}$ (g)	271,81	306,82	303,02
%w	33,18	35,07	35,01

Cuadro A.85 Datos expansión especímenes prueba No.1 CBR

Molde No.	20	19	17
Golpes	56	25	10
L0 (mm)	15,92	15,24	13,66
L1 (mm)	16,04	15,52	13,73
L4 (mm)	16,06	15,53	13,76

Cuadro A.86 Datos esfuerzo-penetración especímenes prueba No.1 CBR

Penetración (pulg.)	**Penetración (cm)**	**Esfuerzo de Penetración (Kg/cm^2)**			**Esfuerzo de Penetración (KPa)**		
		56	**25**	**10**	**56**	**25**	**10**
0	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00
0,03	0,06	19,62	0,29	0,30	1924,50	28,43	29,46
0,05	0,13	42,37	0,88	6,00	4155,01	85,81	588,77
0,08	0,19	56,54	17,92	15,78	5545,01	1757,53	1547,15
0,10	0,25	67,09	37,46	19,68	6579,37	3673,24	1930,18
0,13	0,32	76,42	43,34	23,36	7494,32	4250,64	2290,99
0,15	0,38	83,05	46,71	26,67	8144,61	4580,44	2615,62
0,18	0,44	88,62	49,15	29,91	8691,00	4819,77	2933,53
0,20	0,51	93,92	50,90	32,18	9210,50	4991,91	3155,80
0,30	0,76	107,47	57,36	36,70	10539,51	5624,62	3599,32
0,40	1,02	115,60	65,04	38,33	11336,60	6378,29	3758,53
0,50	1,27	114,86	71,78	38,85	11264,23	7038,92	3809,71

Cuadro A.87 Datos prueba No.2 CBR

Preparación de especímenes			
Golpes	56	25	10
Nº molde	2	6	15
Peso molde (g)	7214,9	7234,4	6598,1
Peso total (g)	10738,1	10419,1	9632,4
Peso suelo (g)	3523,2	3184,7	3034,3
ρ_T (kg/m^3)	1656,89	1497,60	1424,78
ρ_d (kg/m^3)	1215,04	1100,18	1045,67
Determinación del contenido de humedad inicial			
Nº cápsula	43	44	45
W_c (g)	121,55	122,12	122,03
$W_c + W_{mw}$ (g)	360,87	280,84	353,27
$W_c + W_{ms}$ (g)	297,05	238,72	291,74
%w	36,36	36,12	36,26

Cuadro A.88 Datos expansión especímenes prueba No.2 CBR

Molde No.	2	6	15
Golpes	56	25	10
L0 (mm)	18,95	20,34	16,35
L1 (mm)	18,99	20,54	16,41
L4 (mm)	18,99	18,99	18,99
L5 (mm)	20,54	20,54	20,54
L6 (mm)	16,44	16,44	16,45

Cuadro A.89 Datos esfuerzo-penetración especímenes prueba No.2 CBR

Penetración (pulg.)	**Penetración (cm)**	**Esfuerzo de Penetración (Kg/cm^2)**			**Esfuerzo de Penetración (KPa)**		
		56	**25**	**10**	**56**	**25**	**10**
0	0,00	0	0	0	0,00	0,00	0,00
0,03	0,06	0,31	6,09	4,43	30,50	597,56	434,73
0,05	0,13	7,39	8,61	6,41	724,72	844,13	629,09
0,08	0,19	31,99	10,73	7,89	3136,68	1051,93	773,83
0,10	0,25	39,00	12,88	9,05	3824,70	1262,84	887,55
0,13	0,32	42,05	15,04	10,16	4124,00	1474,78	996,11
0,15	0,38	44,56	16,71	11,37	4369,54	1638,64	1115,00
0,18	0,44	47,20	18,16	12,40	4629,03	1781,31	1215,80
0,20	0,51	49,51	19,65	13,29	4854,92	1927,08	1303,16
0,30	0,76	58,65	24,31	16,73	5751,78	2384,04	1640,71
0,40	1,02	67,12	27,49	19,12	6582,47	2696,26	1875,39
0,50	1,27	73,61	29,48	20,89	7218,29	2891,14	2048,56

Compresión inconfinada

Cuadro A.90 Golpes necesarios para alcanzar un 95 % de compactación

Golpes	25	20	10
Nº molde	7		
Peso molde (g)	4226,9		
Peso total (g)	5741,10	5712,00	5635,70
Peso suelo (g)	1514,20	1485,10	1408,80
ρ_T (kg/m^3)	1609,03	1578,11	1497,03
ρ_d (kg/m^3)	1180,45	1157,38	1096,10
Compactación (%)	92,15	90,35	85,57
Determinación del contenido de humedad			
Nº cápsula	16	24	25
W_c (g)	67,74	70,18	69,58
$W_c + W_{mw}$ (g)	259,06	274,38	243,17
$W_c + W_{ms}$ (g)	208,10	219,94	196,68
%w	36,31	36,35	36,58

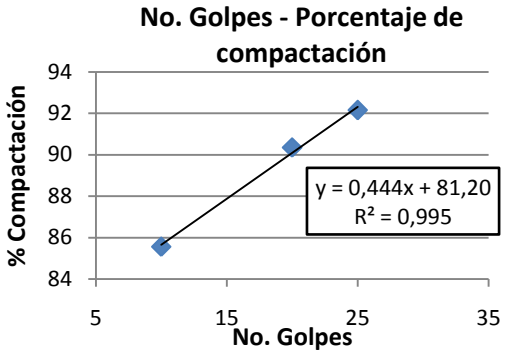


Figura A. 33 Curva No. golpes- Porcentaje de compactación para especímenes de CI

Cuadro A.91 Datos de los especímenes inalterados de CI

Preparación de Pastillas			
Pastilla	1	2	3
Altura (mm)	116,62	116,06	116,4
Diámetro (mm)	101,16	101,5	101,29
A_0 (mm^2)	80,37	80,92	80,58
Peso total (g)	1638,70	1621,10	1628,70
ρ_T (kg/m^3)	1765,98	1726,14	1736,46
ρ_d (kg/m^3)	1327,36	1260,73	1275,89
Determinación del contenido de humedad			
Nº cápsula	33	43	47
W_c (g)	121,35	121,54	121,25
$W_c + W_{mw}$ (g)	514,89	469,67	373
$W_c + W_{ms}$ (g)	402,32	377,24	304,46
%w	40,06	36,15	37,41

Presión de hinchamiento

Cuadro A.92 Datos fabricación especímenes prueba de presión de hinchamiento

Nº anillo	9	3	Grande
Peso anillo (g)	65,94	62,11	86,64
Peso total (g)	162,12	158,73	232,76
Peso suelo (g)	96,18	96,62	146,12
ρ_T (kg/m^3)	1546,03	1572,81	1660,55
ρ_d (kg/m^3)	1205,95	1211,47	1240,14
Compactación (%)	94,14	94,57	96,81
Contenido de humedad inicial			
%w	28,2	33,46	33,9

Cuadro A.93 Datos descarga anillo 9 muestra seca prueba de presión de hinchamiento

Carga (kg)	Lectura (Divisiones)	Expansión (div)	Expansión (mm)	h_2 (mm)	Porcentaje Expansión	Presión (ton/m^2)	Presión (kPa)
35,47	4,5	0	0,000	18,53	0,00	11,236	110,19
17,72	10	5,5	0,014	18,54	0,08	5,612	55,04
8,48	16	11,5	0,029	18,56	0,16	2,686	26,34
4,58	22	17,5	0,044	18,57	0,24	1,450	14,22
2,66	25	20,5	0,05	18,58	0,28	0,841	8,25
0,70	37	32,5	0,08	18,61	0,45	0,223	2,18

Cuadro A.94 Datos descarga anillo 3 muestra seca prueba de presión de hinchamiento

Carga (kg)	Expansión (div)	Expansión (mm)	h_2 (mm)	Porcentaje Expansión	Presión (ton/m^2)	Presión (kPa)
50,24	0	0,000	17,56	0,00	15,915	156,08
44,39	2,5	0,006	17,57	0,04	14,062	137,91
36,67	9,5	0,024	17,58	0,14	11,617	113,93
26,55	16	0,041	17,60	0,23	8,410	82,48
0,71	86	0,218	17,78	1,24	0,225	2,21

Cuadro A.95 Datos descarga anillo grande muestra seca prueba de presión de hinchamiento

Carga (kg)	Expansión (div)	Expansión (mm)	h_2 (mm)	Porcentaje Expansión	Presión (ton/m^2)	Presión (kPa)
6,05	-4	0,000	13,41	0,00	1,376	13,49
3,05	-3	0,010	13,42	0,07	0,694	6,80
1,75	-3	0,000	13,41	0,00	0,397	3,89
1,05	-3	0,000	13,41	0,00	0,239	2,34

Expansión libre

Cuadro A.96 Datos fabricación especímenes prueba de expansión libre

Nº anillo	3	Grande
Peso anillo (g)	62,11	86,64
Peso total (g)	161,8	192,45
Peso suelo (g)	99,69	105,81
ρ_T (kg/m^3)	1636,03	1603,92
ρ_d (kg/m^3)	1232,32	1247,8
Compactación (%)	96,20	97,41
Contenido de humedad inicial		
%w	32,76	28,54

Cuadro A.97 Datos consolidación anillo 3 muestra seca prueba de expansión libre

Carga (kg)	Lectura (Divisiones)	Expansión (mm)	Presión (ton/m^2)	Presión (kPa)	Porcentaje Expansión
1,696	20,5	0,205	0,384	3,77	1,52
3,258	16	0,16	0,738	7,24	1,19
6,342	10	0,1	1,436	14,09	0,74
12,375	4,5	0,045	2,803	27,49	0,33
22,434	0	0	5,081	49,83	0,00

Cuadro A.98 Datos consolidación anillo grande muestra seca prueba de expansión libre

Carga (kg)	Lectura (Divisiones)	Expansión (mm)	Presión (ton/m^2)	Presión (kPa)	Porcentaje Expansión
0,696	50	0,51	0,158	1,55	3,87
2,258	48,8	0,498	0,511	5,01	3,78
2,566	46	0,47	0,581	5,70	3,32
8,599	40	0,41	1,946	19,09	2,89
18,599	33,5	0,345	4,210	41,29	2,43
38,599	24,000	0,25	8,737	85,68	1,76
78,501	9,200	0,102	17,769	174,26	0,72
158,501	-10,000	-0,09	35,877	351,85	-0,63

ANEXO B: DESCRIPCIÓN DE PRUEBAS DE LABORATORIO Y CAMPO

Pruebas de Laboratorio

En esta sección se describe de forma breve el objetivo principal y el procedimiento de cada una de las diferentes pruebas realizadas a la cal y a los suelos, aplicando las modificaciones mencionadas en el capítulo 4 para el caso del material tratado.

Densidad in situ (ASTM 7263)

Esta prueba consiste en la determinación de la densidad in situ del suelo mediante la utilización de una muestra inalterada. En términos generales consiste en sumergir un pequeño bloque de suelo previamente pesado y envuelto en una capa delgada de cera, en un recipiente con agua. Cabe mencionar que el recipiente debe estar graduado.

De este procedimiento se determina el volumen de agua desplazado al cual se le resta el volumen ocupado por la capa de cera obteniendo el volumen de la muestra de suelo con la que se puede determinar su densidad.

A partir de esta prueba también se pueden obtener otras propiedades del suelo in situ, como la relación de vacíos y la porosidad.

Granulometría (ASTM D422-63)

Mediante este ensayo se busca determinar la distribución por tamaños de las partículas que componen un suelo. Lo cual se utiliza en la clasificación de los mismos, ya sea con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) o el método AASHTO para la clasificación de suelos.

La distribución del tamaño de las partículas mayores a los 75 µm (malla No. 200) se obtiene aplicando el método mecánico mientras que para partículas de menor tamaño su distribución se determina a partir de procesos de sedimentación, utilizando un hidrómetro.

El método mecánico consiste en el uso de mallas con diferentes aberturas, las cuales se colocan en una columna en orden descendente, según su abertura, luego se agrega el material seco y se coloca el conjunto en un equipo vibratorio durante cierto tiempo. Transcurrido algunos

minutos se determina el peso del material retenido en cada una de las mallas con el cual a su vez se puede calcular el porcentaje de suelo que pasa a través de cada malla.

Por otro lado el procedimiento que debe seguirse para la prueba con hidrómetro consiste primero en colocar una cantidad de suelo seco pasando la malla No. 10, generalmente 50 g, en un frasco con agua destilada y un agente defloculante, agitando por unos minutos y dejando reposar por un periodo de 24 horas, con el fin de eliminar los grumos y las fuerzas de atracción entre partículas.

Posteriormente esta mezcla se vierte en una probeta de 1000 ml y se le agrega agua destilada hasta la marca, se agita fuertemente durante un minuto y se coloca en una superficie plana y estable. Tomándose lecturas de la temperatura de la mezcla y de la densidad de los sólidos en suspensión, con el hidrómetro, durante diferentes intervalos de tiempo, al menos por 24 horas.

A partir de estos datos y aplicando la ley de Stokes se halla el diámetro máximo de las partículas que se encuentran aún en suspensión transcurrido un determinado tiempo, determinándose de esta forma el porcentaje de partículas con un menor tamaño a este diámetro. Es importante mencionar que este método considera a las partículas como esferas perfectas.

Tal y como se puede observar en la ecuaciónB.1, la ley de Stokes se basa en la velocidad de caída de las partículas, que depende del peso específico de las mismas, la viscosidad del fluido por el que se desplazan y su tamaño.

$$D = \sqrt{\frac{18 \cdot \eta}{(G_s - 1) \cdot \gamma_w}} \cdot \sqrt{\frac{L}{t}} \qquad \text{(Ec. B.1)}$$

Donde:

D= Diámetro de la partícula.

G_s=Peso específico del suelo.

η= Viscosidad.

γ_w= Peso específico del agua.

L=Longitud efectiva (lectura del hidrómetro).

t= Tiempo.

Gravedad Específica (Gs, ASTM D854-06)

La gravedad específica es la relación entre el peso unitario de un material y el del agua a una temperatura y presión específicas. Este parámetro es importante ya que permite calcular otros parámetros del suelo, como la razón de vacíos y el grado saturación, los cuales están directamente relacionados con las características físicas del mismo y su resistencia.

Su determinación en laboratorio se basa en un procedimiento de relación y diferencia de masas, manteniendo el valor del volumen y la temperatura constantes. Teniéndose el cuidado de que no queden burbujas de aire en la mezcla suelo-agua, ya que pueden producir pequeñas diferencias en el peso obtenido debido al volumen que no puede ser ocupado por el agua. La ecuación muestra la expresión empleada para su obtención.

$$\mathbf{G_s} = \frac{\mathbf{w_s}}{\mathbf{w_s} - (\mathbf{w_1} - \mathbf{w_2})} \quad \text{(Ec. B.2)}$$

Donde:

W_s= Peso de la muestra de suelo secada al horno.

W_1= Peso del picnómetro, el agua destilada y el suelo hasta el nivel de calibración a 23°C.

W_2= Peso del picnómetro y el agua destilada hasta el nivel de calibración a 23°C.

Límites de Consistencia

Los límites de consistencia son un parámetro muy importante para la clasificación de los suelos empleando el sistema SUCS. A su vez a partir de estos se han generado diversas correlaciones a partir de las cuales se puede tener una perspectiva inicial de las propiedades físico-mecánicas del material y los posibles problemas o beneficios que pueden tener en el desarrollo de un determinado proyecto de infraestructura.

En general los límites de consistencia representan la frontera entre dos estados físicos del suelo, tal y como se puede observar de forma esquemática en la Figura B.1.

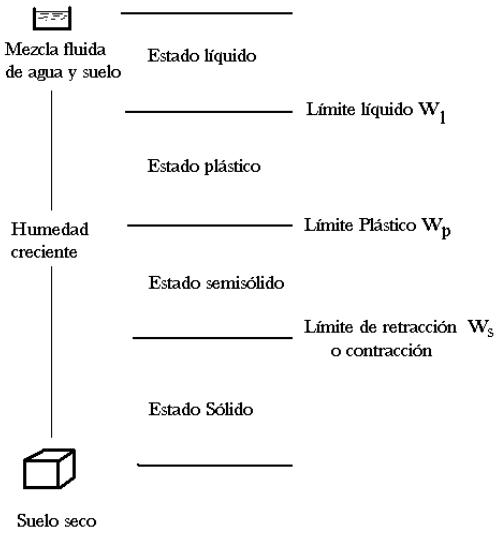


Figura B.1 Representación esquemática de los límites de consistencia

Fuente: http://es.wikipedia.org/wiki/L%C3%ADmites_de_Atterberg

De la representación anterior se tiene que:

Límite líquido: Punto de transición del suelo de un estado semilíquido a un estado plástico en el cual puede ser moldeado.

Límite plástico: Cuando el suelo pasa de un estado plástico a uno semisólido, en el cual pierde su capacidad de deformarse sin agrietarse o sufrir cambios volumétricos considerables.

Límite de Contracción: Transición del suelo de un estado semisólido a uno sólido, a partir del cual el suelo deja de presentar variaciones en su volumen producto de la pérdida de humedad.

Determinación mediante la cuchara de Casagrande (ASTM D4318)

Esta norma se basa en el método propuesto por Arthur Casagrande. A continuación se muestran los equipos principales que se utilizan en la ejecución del ensayo propuesto por este investigador.

a) b)

Figura B.2 a) Acanalador. b) Cuchara de Casagrande

Fuente: a)http://www.aconstructoras.com/product_info.php?products_id=1752.
b) http://www.ar.all.biz/g55438/

El límite líquido se determina colocando una determinada cantidad de suelo en la cuchara de Casagrande enrasando la superficie al mismo nivel que la parte frontal de la cuchara, aproximadamente. Luego mediante un acanalador con dimensiones específicas se hace una ranura en el centro de la cuchara. Finalmente se cuentan los golpes necesarios para cerrar la ranura 13 mm, aproximadamente. En la siguiente figura se muestra la disposición del suelo al inicio y final de la prueba.

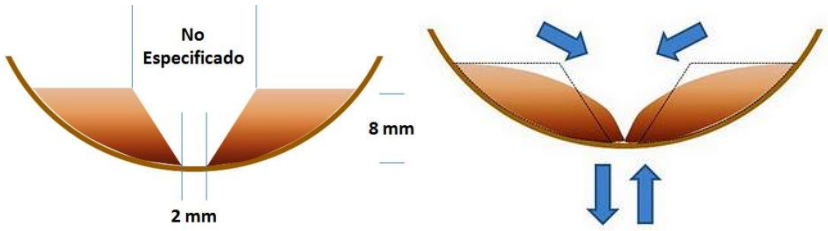


Figura B.3 Disposición del suelo al inicio y final de la prueba en la cuchara de Casagrande

Fuente: http://geotecnia-sor.blogspot.com/2010_11_14_archive.html

Este procedimiento se repite al menos tres veces, añadiendo agua al suelo con el fin de obtener muestras en las que se registren una cantidad de golpes dentro de los rangos de 35 a 20; 30 a 20 y 20 a 15 golpes. A partir de estos se elabora la curva de flujo del contenido de humedad contra el número de golpes. Estableciéndose el límite líquido como el contenido de humedad en el cual se requieren 25 golpes para cerrar la ranura 12,7 mm.

Tal y como se puede notar, en esta prueba el límite líquido se relaciona con la cohesión del suelo y por lo tanto con su resistencia a cortante.

Algunas de las limitaciones que presenta este método es que hay ciertos tipos de suelos que son difíciles de manipular, ya que se adhieren al acanalador o al elemento con el que se trata de colocar y enrasar el material en la cuchara, a su vez se presentan variaciones considerables en los resultados que se obtienen dependiendo de la experiencia de la persona que lleve a cabo el ensayo.

El procedimiento seguido para determinar el límite plástico consiste en la fabricación de cilindros de aproximadamente 3 mm de diámetro a partir de una muestra de suelo, tomando como valor de límite plástico el contenido de humedad en el cual los cilindros comienzan a presentar grietas y desmoronarse. Es importante mencionar que en algunos suelos no se logra obtener el límite plástico por lo que se clasifican como no plásticos.

Determinación mediante el método de penetración con caída de cono (BS 1377)

Este método se ha aplicado desde hace mucho tiempo en Inglaterra y en algunos países de Europa, así como de forma más reciente en países de América como Brasil y México.

El equipo utilizado en esta prueba está conformado principalmente por un dispositivo que controla la caída de un cono de 80 g y que posee un ángulo de 30° en la cabeza inferior. En la Figura B.4 se muestra un ejemplo de este equipo.

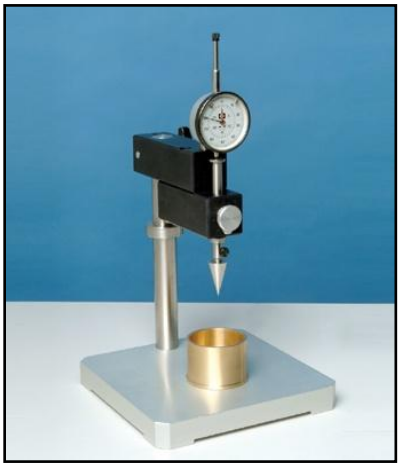


Figura B.4. Equipo para la determinación de los límites de consistencia mediante la prueba de penetración con cono.

Fuente: VJ Tech, 2011.

La prueba inicia con la colocación de suelo, previamente mezclado con agua destilada, dentro de un recipiente asegurándose de no dejar vacíos, posteriormente se enrasa la superficie y se pone en contacto la punta del cono con la misma, aproximadamente en el centro de la copa.

Luego se libera el cono por un periodo de 5±1 s. Transcurrido este tiempo se mide la penetración alcanzada y se determina el contenido de humedad de la mezcla. Este procedimiento se repite al menos cuatro veces tratando de obtener valores de penetración igualmente distribuidos dentro del rango de 15mm a 25 mm de penetración.

A partir de estos datos se elabora la curva de flujo del contenido de humedad contra la penetración y se determina el contenido de humedad asociado a una penetración de 20 mm, el cual se establece como el límite líquido.

Con respecto al límite plástico, la norma británica muestra el mismo procedimiento que el establecido por la norma ASTM, sin embargo algunos autores definen este límite como el contenido de humedad en el cual el cono penetra 2 mm. Para su determinación se incrementa el número de repeticiones y el rango de penetración se amplía hasta los 3 mm.

Los resultados de esta prueba se han sido relacionados por diferentes autores con la relación entre el esfuerzo cortante y la deformación que poseerá el suelo según su contenido de humedad, esto a través del índice de liquidez.

Una de las principales ventajas que presenta este método es que el experimentador tiene menor influencia en los resultados que se obtienen.

Análisis Termogravimétrico (ASTM E1131)

La prueba de análisis termogravimétrico consiste en el registro de variaciones de peso de una muestra inicial de material al someterla a incrementos de temperatura. A partir de esta prueba mediante comparación con curvas patrones se pueden determinar la composición de del material y obtener información acerca de su estabilidad del material.

Las variaciones de peso están asociadas a diferentes procesos, entre ellos se pueden mencionar descomposición, sublimación, vaporización, adsorción, reducción y desorción (Rubio, 2009).

En la siguiente figura se muestra el equipo utilizado en la realización de las pruebas termogravimétricas de este trabajo.

Figura B.5 Equipo utilizado para la realización del análisis termogravimétrico
Fuente: TA Instruments, 2011.

Compactación (ASTM D698)

El procedimiento descrito en esta norma corresponde al método de compactación Proctor estándar, mediante el cual se determina el contenido de humedad del suelo para el cual se obtiene la mayor densidad seca al aplicarle una determinada energía de compactación.

Próctor observó en sus investigaciones que al incrementar el contenido de humedad del suelo la densidad seca alcanzada al ser compactado también se incrementaba hasta llegar a un determinado contenido de humedad a partir del cual este comportamiento se invertía.

El incremento en la densidad seca se debe a que el agua actúa como un lubricante ayudando a reacomodar las partículas en una estructura más densa al ser sometidas a compactación.

La prueba consiste en la compactación del suelo en un molde en varias capas mediante un determinado número de golpes proporcionado mediante un pistón de 2,5 kg que se deja caer desde una altura de 304,8 mm. Este procedimiento se repite al menos cuatro veces, aumentando la cantidad de agua que se agrega al suelo, de tal forma que se logre formar la curva típica de compactación similar a la mostrada en la Figura B.6.

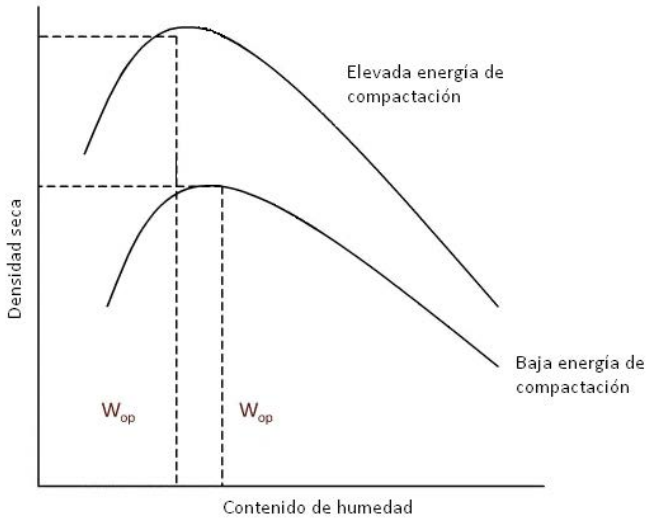


Figura B.6 Curva Típica de compactación

Fuente: Modificado de Montenegro, 2011.

Al utilizar algunos suelos con características muy particulares no se logra obtener la curva típica.

En el Cuadro B.1 se presenta la cantidad de capas, las dimensiones del molde, el número de golpes, entre otras especificaciones que deben utilizarse en el ensayo estándar según las características del suelo que será usado.

Cuadro B.1 Especificaciones para la prueba de compactación Proctor estándar (ASTM 698)

Parámetro	Método A	Método B	Método C
Diámetro del molde	101,6 mm	101,6 mm	101,6 mm
Volumen del molde	944 cm^3	945 cm^3	946 cm^3
Numeros de golpes por capa	25	25	56
Número de capas	3	3	3
Suelo a utilizar	Porción pasando la malla No.4 si el 20 % o menos por peso de material es retenido en la malla No.4	Porción pasando la malla de 9,5 mm si más del 20 % por peso de material es retenido en la malla No.4 y 20 % o menos es retenido en la malla de 9,5 mm	Porción pasando la malla de 19 mm si más del 20 % por peso de material es retenido en la malla de 9,5 mm y menos del 30% es retenido en la malla de 19 mm

Fuente: Braja D., 2001.

California Bearing Ratio (CBR, ASTM D1883-99)

El ensayo de CBR es una prueba de carga que se emplea para determinar la resistencia al corte del material que conformará la base, subbase o subrasante de una estructura de pavimentos. Los resultados obtenidos en este ensayo son utilizados para el diseño de pavimentos, según el método que se utilice.

El valor de CBR se expresa como una razón entre el esfuerzo requerido para penetrar 2,5 mm (1″) y 5 mm (2″) en la muestra compactada y el esfuerzo necesario para lograr estas mismas profundidades de penetración en un material patrón. A continuación se presentan los esfuerzos patrón y la expresión empleada para el cálculo del valor de CBR.

$$CBR = \frac{Carga\ unitaria\ de\ ensayo}{Carga\ unitaria\ patrón} \cdot 100 \quad \text{(Ec. B.3)}$$

Cuadro B.2. Valores de carga unitaria patrón

Penetración		Carga unitaria patrón		
mm	**Pulgadas**	**MPa**	**Kg/cm^2**	**psi**
2,54	0,1	6,9	70	1000
5,08	0,2	10,3	105	1500

Fuente: http://www.ucn.cl/Facultades Institutos/laboratorio/mecanica7.htm, tomado de Ávila E.

La prueba consiste en la penetración del material compactado en un molde con un pistón de 19.4 cm^2 a una razón constante de penetración. El método más usado consiste en la fabricación de tres especímenes con porcentajes de compactación del 100, 95 y 90 % de la densidad seca máxima obtenida del ensayo Proctor.

Para lograr esto el material se compacta con un contenido de humedad igual al óptimo del ensayo Proctor, mediante tres capas, aplicando 56, 25 y 10 golpes por capa.

La penetración se efectúa en el estado crítico del material, totalmente saturado, por lo que los especímenes se sumergen por un periodo de cuatro días, durante los cuales se mide la expansión que presentan, esto con una carga de 4,54 kg que viene a simular el peso del pavimento, a menos que se conozca el peso específico del mismo.

Compresión Inconfinada (CI, ASTM D 5102-09)

Este ensayo se emplea para determinar la resistencia a la compresión, en términos de esfuerzos totales, de un suelo cohesivo. A partir de este ensayo se determina un valor de carga última, el cual es conservador ya que no se le aplica ningún tipo de confinamiento a la muestra durante la prueba.

La prueba solo puede realizarse para suelos cohesivos que no expulsen agua al aplicárseles cargas iguales a las empleadas en el ensayo y que mantengan su resistencia al retirar las presiones de confinamiento a las que está sujeta, ya sea in situ o durante la etapa de moldeo.

Los especímenes pueden ser inalterados o remoldeados y deben poseer una razón entre la altura y el diámetro de 2 a 2,5, a su vez el tamaño máximo de partícula que se puede utilizar, en el caso del remoldeo, es de un sexto el diámetro del espécimen.

El procedimiento consiste en la colocación del cilindro de material en un dispositivo de carga, mediante el cual se aplica la carga de tal forma que se produzca una deformación axial a razón de 0,5 a 2 % de la altura del espécimen por minuto. Durante este proceso se registran los datos de carga y deformación en intervalos de 10 a 15 puntos de deformación. La etapa de carga continúa hasta que se registre una disminución en la misma con un incremento de deformación o hasta que se alcance una deformación del 15% de la altura de la muestra.

En este ensayo se puede producir una falla frágil o dúctil. La falla frágil se caracteriza por la formación de grietas en sentido vertical a bajos niveles de deformación y de forma repentina, mientras que en la falla dúctil se produce un plano inclinado de falla, registrándose un valor máximo de resistencia seguido por valores de resistencia residual (Avila T.).

Módulo Resiliente (AASHTO T 307-99)

El ensayo de módulo resiliente consiste en la aplicación de pulsos de carga de diferentes duraciones y valores de esfuerzo desviador a una probeta de material sometida a una determinada presión de confinamiento, esto con el fin de determinar su comportamiento esfuerzo-deformación al ser sometida a cargas cíclicas bajo el estado de esfuerzos que experimente in situ.

Los especímenes utilizados son remoldeados y se fabrican con el contenido óptimo de humedad y a un porcentaje de compactación específico, de tal forma que refleje la compactación real del material in situ, sin embargo los especímenes pueden fallarse con diferentes porcentajes de humedad y por lo tanto de saturación.

La secuencia de carga establecida por esta norma se muestra en el Cuadro B.3. Teniéndose que para la etapa de precondicionamiento la carga se aplica durante 0,1 segundos seguidos por 0,9 segundos de descanso y para las diferentes secuencias de ensayo la duración de aplicación se modifica a un segundo.

Cuadro B.3 Secuencia de ensayo para suelos de subrasante

Secuencia	Esfuerzo de Confinamiento (Kpa)	Esfuerzo axial máximo (Kpa)	Esfuerzo desviador (Kpa)	Esfuerzo de Contacto (Kpa)	No. de aplicaciones de carga
0	41,4	27,6	24,8	2,8	500-1000
1	41,4	13,8	12,4	1,4	100
2	41,4	27,6	24,8	2,8	100
3	41,4	41,4	37,3	4,1	100
4	41,4	55,2	49,7	5,5	100
5	41,4	68,9	62,0	6,9	100
6	27,6	13,8	12,4	1,4	100
7	27,6	27,6	24,8	2,8	100
8	27,6	41,4	37,3	4,1	100
9	27,6	55,2	49,7	5,5	100
10	27,6	68,9	62,0	6,9	100
11	13,8	13,8	12,4	1,4	100
12	13,8	27,6	24,8	2,8	100
13	13,8	41,4	37,3	4,1	100
14	13,8	55,2	49,7	5,5	100
15	13,8	68,9	62,0	6,9	100

Fuente: Modificado de AASHTO T307-99, 2003.

Consolidación (ASTM D2435-04)

Esta prueba tiene como objetivo la determinación de la magnitud y razón de consolidación de un suelo restringido lateralmente y drenado axialmente debido a la aplicación de incrementos de carga.

Durante la consolidación se mide el cambio de altura de la pastilla, con lo cual se establece la razón entre el esfuerzo efectivo y la razón de vacíos o deformación, así como la velocidad con la que dicho proceso puede ocurrir.

Generalmente las pastillas utilizadas se elaboran a partir de muestras inalteradas, sin embargo esta prueba también puede aplicarse a pastillas obtenidas de suelos compactados.

El procedimiento inicia con el moldeo de la pastilla, la cual una vez elaborada se pesa y mide. Posteriormente se ensambla junto con el anillo, las piedras porosas y el papel filtro en el consolidómetro (odómetro). Ya ensamblados se sumerge la pastilla agregando agua destilada y dejando por un periodo de 24 horas con el fin de que se sature, transcurrido este tiempo se aplican incrementos de carga cada 24 horas. Para cada incremento de esfuerzo se toman lecturas de la deformación que sufre el espécimen durante diferentes intervalos tiempo.

La magnitud de las cargas y su incremento dependen del propósito de la prueba, sin embargo generalmente se realizan incrementos de tal forma que la carga inicial sea doblada, a su vez la norma indica que pueden usarse cargas de tal forma que se obtengan esfuerzos de 12, 25, 50, 100, 200, ect. Pa.

En cuanto a la medición de la deformación se menciona que puede ser a los 6, 15 y 30 segundos, 1, 2, 4, 8, 15 y 30 minutos, y 1, 2, 4, 8, 16, 24 horas a partir de la aplicación de cada incremento de carga. A su vez indica que algunos suelos no alcanzan la consolidación primaria en dicho periodo, por lo que las cargas deben mantenerse por más de 24 horas y por consiguiente la lectura de su deformación.

Expansión Libre y presión de Hinchamiento (ASTM D3877-08)

Con la aplicación del procedimiento descrito en esta norma se puede obtener la magnitud del cambio de volumen bajo diferentes condiciones de carga así como la razón de este cambio.

Los especímenes empleados pueden ser inalterados o remoldeados, ya sea para determinar el comportamiento del material en las mismas condiciones que presenta in situ o con un porcentaje de compactación y contenido de humedad específicos.

El equipo empleado es igual al que se utiliza en el ensayo de consolidación, siendo el componente principal el consolidómetro.

Al igual que en el ensayo descrito anteriormente, una vez que la pastilla ha sido fabricada se pesa y se mide, colocándola luego en el consolidómetro junto con las piedras porosas secas y el papel filtro, luego se pone una carga que genere una presión de asentamiento de 2,4 KPa, para asegurar el contacto entre el espécimen y el equipo.

A partir de este punto se pueden realizar dos procedimientos diferentes, carga y expansión o expansión y carga, con los cuales se determinan dos curvas de porcentaje de expansión contra esfuerzo en términos totales. Con el fin de tener un conocimiento adecuado del material en cuanto a los cambios de volumen que experimenta al ser saturado, deben realizarse ambos.

Para el primer procedimiento una vez que se ha aplicado la carga de asentamiento se toma la lectura del deformímetro, luego se sumerge la pastilla agregando agua destilada, conforme la pastilla absorba agua tenderá a incrementar su volumen, lo cual se restringe adicionando peso de tal forma que la lectura del deformímetro no varíe en más de 0,01 mm y hasta que la misma se mantenga constante por un periodo de 48 horas. Una vez estable la pastilla se comienza a reducir la carga en ½, ¼ y 1/8 de la carga máxima requerida para su estabilización, concluyendo con la carga de asentamiento.

Cada carga se mantiene por un periodo mínimo de 24 horas o hasta que la altura de la pastilla se estabilice, registrando en ese momento la lectura del deformímetro. Siguiendo estos pasos se puede elaborar una curva similar a la curva A mostrada en la Figura B.7.

El segundo procedimiento es similar al anterior solo que luego de agregar agua a la pastilla se permite que la misma se expanda durante un tiempo mínimo de 48 horas o hasta que ya no registre ningún incremento en su altura. Luego de expandirse por completo se le aplican cargas iguales a 1/8, ¼, ½ y 1 de la carga máxima encontrada con la realización del ensayo de carga y expansión.

De igual manera las cargas se mantiene por un periodo mínimo de 24 horas o hasta que la altura de la pastilla se estabilice, registrando en ese momento la lectura del deformímetro. A partir este método se obtiene una curva parecida a la curva B mostrada en la Figura B.7.

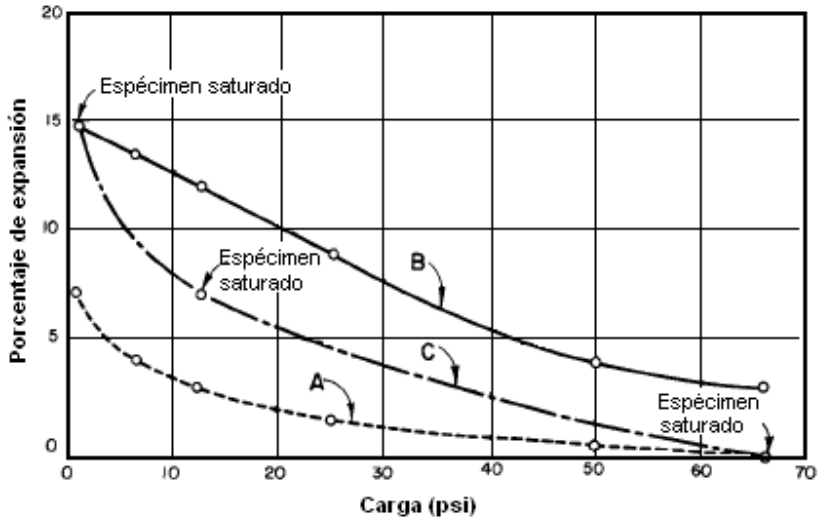


Figura B.7 Ejemplo de curvas de Carga-Expansión

Fuente: Modificado de norma ASTM D3877, 2010.

Este ensayo también puede aplicarse con diferentes condiciones de carga, por ejemplo si se conoce el esfuerzo que transmitirá una estructura al suelo se puede usar en la prueba una carga de asentamiento que genere dicho esfuerzo en el espécimen y de esta manera estudiar si se presentarán expansiones considerables que puedan afectar la obra. La curva obtenida para estas diferentes condiciones de carga es representada por la curva C en la figura mostrada anteriormente.

Análisis del tamaño de partículas de la cal

Se coloca en orden ascendente las mallas No.30 y No.200, luego se agregan 100 g de cal y se lava con agua a través de las mallas, debe evitarse salpicaduras por fuera de las mallas ya que se pierde material produciendo alteraciones en los resultados.

El procedimiento de lavado se lleva a cabo hasta que el agua que pasa por la malla No.200 se observe completamente limpia. Este proceso no debe extenderse por más de 30 minutos.

Luego se toma el material retenido en las mallas y se pone a secar en el horno, con base en el peso inicial de la muestra, corregido por contenido de humedad, se determina el porcentaje de material retenido en cada malla. Debe recordarse que al material retenido en la malla No.200 debe sumarse lo retenido en la malla No. 30 para determinar apropiadamente el porcentaje retenido acumulado, el cual corresponde al valor especificado en la norma ASTM C977.

Pruebas de campo

Prueba de penetración con Cono Sueco (Swedish Sounding Test)

La prueba de penetración con cono sueco forma parte de los ensayos de investigación de campo con un procedimiento sencillo y que requieren poco equipo y de fácil manejo.

En primera instancia la carga utilizada en este ensayo puede correlacionarse fácilmente con la capacidad de soporte de la capa de suelo penetrada, mientras que a partir de correlaciones con el valor de Nsw se puede determinar el valor N de la prueba de penetración estándar (SPT).

En este trabajo se utilizaron las correlaciones elaboradas por Inada en 1960 que se presentan a continuación.

- Para suelos arenosos:

$$N = 2 + 0{,}067N_{sw} \quad \text{(Ec. B.4)}$$

- Para suelos arcillosos:

$$N = 3 + 0{,}050N_{sw} \quad \text{(Ec. B.5)}$$

Donde:

N= N de SPT.

N_{sw}= Número de medias vueltas equivalentes necesarias para una penetración de 1 m.

La prueba consiste en la colocación de una punta atornillada, unida a una barra de sondeo marcada en intervalos de 10 cm a partir del punto de unión de las mismas, en contacto con el suelo.

Luego se aploma el conjunto y se comienzan a colocar pesas hasta llegar a los 100 kg, registrando la penetración que se alcanza con cada adición de peso. Una vez que la barra deja de penetrar se aplica torque a todo el sistema registrando la cantidad de medias vueltas necesarias para alcanzar un incremento en la penetración de 10 cm.

La aplicación de torque se mantiene hasta cumplir con el objetivo por el cual dicho ensayo se realiza, como lo puede ser la determinación del espesor de una capa de suelo, obtener información preliminar del perfil estratigráfico, o registrar la variación de la resistencia hasta una determinada profundidad.

El equipo con el que cuenta el Lanamme UCR y que fue utilizado en esta prueba se muestra en la Figura B.8.

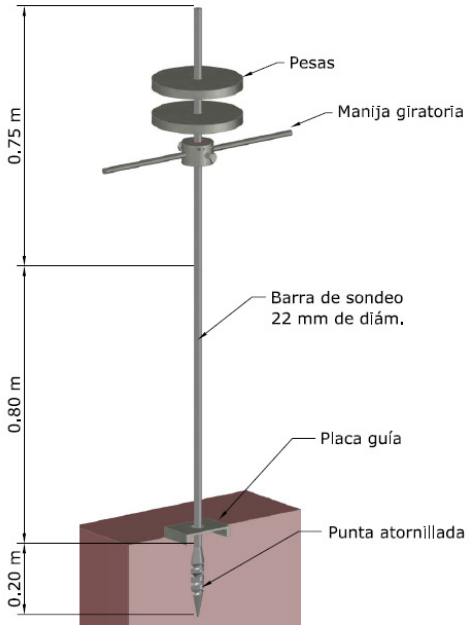


Figura B.8. Equipo para la realización de la prueba de penetración con cono sueco.

Porcentaje óptimo de cal (D6276-99a)

Mediante este método se determina el porcentaje de cal mínimo necesario para lograr que la mezcla suelo, cal y agua alcance un valor de pH de 12,4 UpH, el cual corresponde al valor mínimo requerido para mantener las reacciones que producen la estabilización del suelo, según la investigación realizada por Eades y Grim.

El suelo utilizado en este ensayo debe ser tamizado por la malla No. 40 y secado en un horno a una temperatura menor o igual a los 60 °C. Luego se preparan seis muestras de suelo de 25 g en recipientes a las que se les agrega un 2, 3, 4, 5, 6 y 8 % por peso de cal. Posteriormente se van agregando 100 ml de agua a cada muestra mezclando durante al menos 30 segundos.

Mediante el uso de un pHimetro se mide el pH de la mezcla cada 10 minutos durante una hora, teniendo el cuidado de mezclar por 30 segundos antes de tomar la medición y de que la temperatura se encuentre a 25 ±1°C.

Al finalizar se toma el valor de pH registrado a los 60 segundos y se construye una curva de porcentaje de cal contra pH, de la cual se determina el porcentaje requerido de cal para lograr un valor de pH de 12,4 UpH.

En el caso de que se obtengan valores de pH mayores a 12,4 UpH la norma establece que se utilizará el porcentaje de cal a partir del cual con un incremento del mismo no se registra un aumento en el valor de pH. El departamento de investigación del Lanamme UCR recomienda usar el porcentaje de cal obtenido en esta norma más un dos por ciento.