Universidad de Costa Rica

Facultad de Ingeniería

Escuela de Ingeniería Civil

Comportamiento dinámico de suelos volcánicos de estructura porosa en Cinchona

Trabajo de Graduación

Que para obtener el grado de licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:

Heylin Cristina Parra Calderón

Director de Proyecto de Graduación:

Ing. Sergio Sáenz Aguilar, MSc.

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

Costa Rica Diciembre, 2015

Comité asesor

Director del Proyecto: Ing. Sergio Sáenz Aguilar, M.Sc.

Estudiante: Heylin Cristina Parra Calderón.

Asesor: Ing. Marcia Cordero Sandi, M.Sc.

Asesor: Ing. Guillermo Loría Salazar, PhD.

Asesor: Ing. Marco Valverde Mora, M.Sc.

Fecha: 2015, Diciembre, 15

La suscrita, Heylin Cristina Parra Calderón, cédula 1-1341-0260, estudiante de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, con número de carné A64293, manifiesta que es autor del Proyecto Final de Graduación Comportamiento Dinámico de Suelos Volcánicos de Estructura Porosa, bajo la Dirección del Ing. Sergio Sáenz Aguilar, quién 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.

Nota: De acuerdo con la Ley de Derechos de Autor y Derechos Conexos Nº 6683, Articulo 7 (versión actualizada el 02 de julio de 2001); "no podrá suprimirse el nombre del autor en las publicaciones o reproducciones, ni hacer en ellas interpolaciones sin una conveniente distinción entre el texto original y las modificaciones o adiciones editoriales". Además, el autor conserva el derecho moral sobre la obra, Articulo 13 de esta Ley, por lo que es obligatorio citar la fuente de origen cuando se utilice información contenida en esta obra.

Dedicatoria

A mis padres, quienes son un ejemplo de esfuerzo y dedicación.

- ***Gracias a Dios por permitirme culminar este proyecto.***

- ***A mis familiares, y seres queridos quienes me han motivado y ofrecido su gran apoyo, a mis hermanos quienes siempre están anuentes a ayudarme.***
- ***A mi Director, el Ing. Sergio Sáenz Aguilar, por su valiosa instrucción y paciencia.***
- ***A los Ings. Marcia Cordero Sandí, Luis Guillermo Loría Salazar, y Marco Valverde Mora; miembros del tribunal asesor por sus aportes y especial colaboración.***
- ***Al Laboratorio de Materiales y Modelos Estructurales, (Lanamme UCR) por todos los recursos, laboratorios y ayuda brindada para la realización de esta investigación.***
- ***Al Laboratorio de Geotecnia Lanamme UCR, al Ing. Oscar Valerio, los técnicos Manrique, Alfredo y Steven, por su asistencia en la realización del muestreo, caracterización de los suelos y el proceso en general del trabajo.***
- ***Al Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA) por la colaboración en el modelaje a escala reducida.***
- ***Al Ing. Pablo Agüero y el Ing. Yi- Cheng Liu por la colaboración con el uso de la mesa vibratoria, y la instrumentación del modelo.***
- ***Al Químico Jorge Salazar y al Laboratorio de Asfaltos Lanamme UCR por la colaboración en la realización de las pruebas químicas.***
- ***Al laboratorio de Agregados, el Laboratorio de Escala Reducida y Mantenimiento de Lanamme UCR, quienes contribuyeron en el proceso de este proyecto.***
- ***A Tatiana por su compañía y amistad durante el ciclo universitario; y a mis compañeros con quienes he compartido.***
- ***A Juan por su apoyo, ayuda y palabras de aliento durante todo este proceso.***

Tabla de contenido

Capítulo 1. Introducción 1

1.1. Justificación 2

1.1.1. Problema específico 2

1.1.2. Importancia 5

1.2. Antecedentes teóricos, prácticos e históricos asociados al problema 10

1.2.1. Información existente 10

1.2.2. Clima en Cinchona 11

1.2.3. Geología, geomorfología y tipos de suelo en Cinchona 13

1.2.4. Amenazas naturales de la zona de estudio 17

1.2.5. Terremoto de Cinchona 20

1.3. Objetivos 27

1.3.1. Objetivo general 27

1.3.2. Objetivos específicos 27

1.4. Delimitación del tema 28

1.4.1. Alcances 28

1.4.2. Limitaciones 29

1.5. Metodología 30

1.5.1. Etapa investigativa y recopilación informática 31

1.5.2. Muestreo 31

1.5.3. Ensayos 32

1.5.4. Resultado de ensayos 34

1.5.5. Análisis de resultados 34

1.5.6. Conclusiones y recomendaciones 35

Capítulo 2. Marco teórico 36

2.1. Los suelos derivados de cenizas volcánicas 37

2.1.1. Generalidades 37
2.1.2. Formación de andosoles 38
2.1.3. Andosoles en Costa Rica 41
2.1.4. Mineralogía de andosoles 44
2.1.5. Influencia de la alófana en propiedades ingenieriles de suelos volcánicos 50
2.2. Licuación e influencia de finos en el potencial licuable 53
2.2.1. El fenómeno de la licuación 53
2.2.2. Metodologías de análisis del potencial de licuación 57
2.2.3. Los finos y su influencia en la licuefacción 57
2.3. Ensayos a escala reducida 67
2.3.1. Generalidades 67
2.3.2. Equipos utilizados: mesa vibratoria y máquina centrífuga 68
2.3.3. Tipos de cajas 69
2.3.4. Interpretación del ensayo: factores de escala para mesa vibratoria 71
2.3.5. Ventajas y limitaciones del uso de mesa vibratoria 73
Capítulo 3. Caracterización geotécnica y mecánica del suelo en estudio 75
3.1. Proceso de muestreo 76
3.1.1. Muestreo en sitio para ensayos de caracterización 76
3.1.2. Preparación de material en laboratorio para ensayos de caracterización 78
3.1.3. Descripción de la muestra proveniente de la zona de estudio 79
3.2. Ensayos para la evaluación de propiedades del suelo 81
3.2.1. Aspectos generales 81
3.2.2. Humedad natural ASTM D-2210 81
3.2.3. Gravedad específica de un suelo: ASTM D-854 82
3.2.4. Análisis granulométrico por hidrómetro: ASTM D-422 83
3.2.5. Límites de consistencia según la norma ASTM D-4318 83
3.2.6. Actividad 84
3.2.7. Determinación de alófana y materia inorgánica en suelo 85

3.2.7.1 Eliminación de la materia orgánica con peróxido de hidrógeno 86
3.2.7.2 Disolución alterna con HCl y NaOH para cuantificar alófana. 88
3.2.8. Ensayo de compresión inconfinada: ASTM D-2166 90
3.2.9. Ensayo de cono de penetración sueco (ASTM D-3441). 90
3.3. Resultados ensayos de laboratorio 93
3.3.1. Gravedad específica 93
3.3.2. Análisis granulométrico por hidrómetro: ASTM D-422 94
3.3.3. Límites de consistencia según la norma ASTM D-4318 96
3.3.4. Clasificación según el sistema SUCS y AASTHO 99
3.3.5. Densidad (in situ) y humedad natural 100
3.3.6. Determinación de alófana y materia inorgánica en suelo 102
3.3.7. Influencia de la alófana en propiedades ingenieriles de suelos volcánicos 103
3.3.8. Ensayo de saturación con el equipo triaxial 104
3.3.9. Ensayo de compresión inconfinada: ASTM D-2166 105
3.4. Resultados ensayos de campo 108
3.4.1. Ensayo de cono sueco: ASTM D-3441 108
3.4.2. Ensayo de veleta: ASTM D-3441 111
3.5. Resumen de resultados caracterización y resistencia 112
Capítulo 4. Ensayos a escala reducida con mesa vibratoria 113
4.1. Modelo de ensayos a escala reducida 114
4.2. Laboratorio de Escala Reducida Lanamme UCR: equipo 116
4.2.1. Mesa vibratoria Shake Table II 117
4.2.2. Instrumentos utilizados en la medición de datos 119
4.2.3. Caja de ensayos 121
4.3. Limitaciones del equipo a considerar 123
4.4. Factores de escala 124
4.5. Muestreo de bloques inalterados para ensayo en mesa vibratoria 126
4.6. Confección de cimentaciones superficiales y profundas a escala 130

4.6.1. Simplificación de cimentación superficial 131
4.6.2. Simplificación de cimentación profunda 132
4.7. Condiciones de frontera 135
4.8. Procedimiento de ensayo 137
4.8.1. Chequeos generales 137
4.8.2. Pasos a seguir 140
4.8.3. Proceso de saturación 143
4.8.4. Instrumentación del modelo para la toma de datos 146
4.8.5. Registro de aceleraciones a reproducir 148
4.8.6. Proceso posterior a ensayos 148
4.9. Ensayos a escala: descripción y resultados 151
4.9.1. Ensayo 1: Suelo con saturación parcial y cimentación profunda (2 kg) 151
4.9.2. Ensayo 2: Suelo con saturación parcial y cimentación superficial 155
4.9.3. Ensayo 3: Suelo con saturación parcial y cimentación profunda (7 kg) 160
4.9.4. Ensayo 4: Suelo con humedad natural del sitio cimentación profunda (7 kg) 163
4.9.5. Ensayo 5: Suelo saturado mentación profunda (7 kg) 166
4.9.6. Resumen de resultados en mesa vibratoria 172
Capítulo 5. Análisis de resultados: 173
5.1. Caracterización del suelo en estudio: 174
5.2. Ensayos en mesa vibratoria: 177
Capítulo 6. Conclusiones y recomendaciones 181
6.1. Conclusiones 182
6.2. Recomendaciones 184
7. Referencias 186

Tabla de figuras

Figura 1-1. Zona de estudio. 5
Figura 1-2. Hoja cartográfica de Poás 6
Figura 1-3. Daños y consecuencias del terremoto de Cinchona 8
Figura 1-4. Promedio de lluvia mensual 12
Figura 1-5. Mapa geomorfológico simplificado del área de estudio 14
Figura 1-6. Esquematización en 3D de la geomorfología del área de estudio. 15
Figura 1-7. Mapa geológico de la hoja de Poás 16
Figura 1-8. Mapa con unidades litológicas 17
Figura 1-9. Actividad histórica de la región Vieja Cinchona 18
Figura 1-10. Esquemas de deslizamientos 19
Figura 1-11. Intensidades (Mercalli Mod.) a nivel de todo el país 20
Figura 1-12. Epicentro, principales fallas en la región 21
Figura 1-13. Ubicación del epicentro del terremoto de Cinchona 23
Figura 1-14. Registros acelerográficos del proyecto Cariblanco 24
Figura 1-15. Rotación de componentes NS y EW 25
Figura 1-16. Esquema metodológico 30
Figura 2-1. Partícula de Alófana 45
Figura 2-2. Partícula de Halloysita 47
Figura 2-3. Partícula de Caolinita 48
Figura 2-4. Minerales arcillosos y posibles rutas de formación durante la meteorización 49
Figura 2-5. Carta de clasificación según contenido de humedad 51
Figura 2-6. Relación entre alófana y humedad en suelos volcánicos 51
Figura 2-7. Carta de plasticidad según coeficiente de flujo 52
Figura 2-8. Tipos de falla del terreno a causa de la licuación 56
Figura 2-9. Criterio Chino modificado para la normativa ASTM 59
Figura 2-10. Susceptibilidad de licuación de arenas limosas y arcillosas 60
Figura 2-11. Recomendaciones acerca de los tipos de suelos licuables 62
Figura 2-12. Transición entre el comportamiento arenoso a cohesivo 64
Figura 3-1. Esquema simplificado del proceso de muestreo 77
Figura 3-2. Proceso de preparación de muestra seca al aire 78
Figura 3-3. Ejemplo de muestra inalterada 79
Figura 3-4. Ejemplo de muestra preparada para ensayar (seca al aire) 80
Figura 3-5. Eliminación de materia orgánica con peróxido de hidrógeno. 87
Figura 3-6. Curvas de disolución para muestra en HCl 8M y NaOh 0.5M 88

Figura 3-7. Diagrama de flujo para determinar alófana y minerales amorfos..... 89
Figura 3-8. Equipo para la prueba de penetración de cono sueco..... 91
Figura 3-9. Curvas Granulométricas 94
Figura 3-10. Granulometría de la arena ensayada (inicialmente seca al aire) 95
Figura 3-11. Variación de los límites de consistencia 98
Figura 3-12. Determinación del contenido de alófana..... 102
Figura 3-13. Clasificación de suelo con alófana 104
Figura 3-14. Esfuerzo respecto a deformación para ensayo de compresión inconfinada..... 106
Figura 3-15. Fallas frágiles en C.I. 106
Figura 3-16. No. de medias vueltas ensayo de cono sueco y equivalente a golpes NSPT 109
Figura 3-17. Ángulo de fricción y resistencia no drenada..... 110
Figura 4-1. Ejemplo ensayo a escala con simplificación de cimentación superficial 115
Figura 4-2. Ejemplo ensayo a escala con simplificación de cimentación profunda..... 115
Figura 4-3. Mesa vibratoria Shake Table II. 117
Figura 4-4. Sistema con las estructuras de prueba opcionales 118
Figura 4-5. Acelerómetro parte del equipo de medición utilizado..... 119
Figura 4-6. Laser OptoNCDT 1302200 y rangos de medición 120
Figura 4-7. Imagen de LVDT 121
Figura 4-8. Preparación de la zona a obtener el bloque inalterado 126
Figura 4-9. Pasos para la obtención del bloque inalterado 128
Figura 4-10.Caja utilizada para el traslado de los bloques..... 128
Figura 4-11: Especímenes y muestras de humedad natural en la cámara húmeda 129
Figura 4-12: Lugar de muestreo durante y después del mismo 129
Figura 4-13. Arreglo de bloques para simular cimentación superficial 132
Figura 4-14. Simplificación de pilote y su modelado 133
Figura 4-15. Proceso de elaboración de pilote y accesorios..... 134
Figura 4-16. Bulbo de esfuerzos verticales a causa de placa rectangular en ensayo 136
Figura 4-17. Ensayo con arena 139
Figura 4-18. Forma de recubrir dispositivos electrónicos..... 139
Figura 4-19. Paso 1. Ensamblaje de caja a mesa e impermeabilización de tornillos 140
Figura 4-20. Paso 2. Montaje de bloque sobre el fondo de la caja..... 141
Figura 4-21. Paso 3. Moldeo y nivelación del bloque sobre mesa vibratoria 141
Figura 4-22. Paso 4. Colocación e impermeabilización de la caja..... 142
Figura 4-23. Paso 5. Nivelación de cimentación 143
Figura 4-24. Colocación de MacDrain antes del proceso de moldeo..... 144
Figura 4-25. Aditamentos para drenaje 145

Figura 4-26. Colocación de plasticina en bordes para el sello de humedad 145
Figura 4-27. Caja de ensayos con las adaptaciones 146
Figura 4-28. Ejemplo de instrumentación cimentación superficial 147
Figura 4-29. Ejemplo de instrumentación para ensayo con cimentación profunda 147
Figura 4-30. Ejemplo de obtención de muestras inalteradas 149
Figura 4-31. Ejemplo de ensayos realizados tipo “talud” 150
Figura 4-32. Imagen de ensayo 1 con su instrumentación 151
Figura 4-33. Evidencia de plasticidad al remoldeo en ensayo 1 155
Figura 4-34. Imagen de ensayo 2 con su instrumentación 156
Figura 4-35. Algunas condiciones apreciadas posterior al ensayo 2 159
Figura 4-36. Imagen de ensayo 3 con su instrumentación 160
Figura 4-37. Imagen de ensayo 4 con su instrumentación 163
Figura 4-38. Presencia de material compacto en secciones del bloque ensayado 165
Figura 4-39. Imagen de ensayo 5, instrumentación y modificación a caja de ensayo 166
Figura 4-40. Detalle de agrietamiento a causa de las discontinuidades 169
Figura 4-41. Modelado de superficie libre del ensayo 5 170
Figura 4-42. Sección de bloque desprendida a causa de discontinuidades 171

Tabla de cuadros

Cuadro 1-1. Valores máximos de aceleración en estaciones LIS 25
Cuadro 2-1. Propiedades físicas suelos volcánicos Costa Rica 43
Cuadro 2-2. Propiedades mecánicas suelos volcánicos Costa Rica 44
Cuadro 2-3. Notación para clasificar y comparar suelos MH y ML 50
Cuadro 2-4. Notación para clasificar ($\beta = W_n / LL$) 52
Cuadro 2-5. Factores de escala para ensayos a escala reducida en mesa vibratoria 72
Cuadro 3-1. Metodología de muestreo y actividad realizada 76
Cuadro 3-2. Gravedad Específica (Gs) según el tipo de suelo 82
Cuadro 3-3. Gravedad Específica (Gs) de minerales importantes 83
Cuadro 3-4. Criterios de actividad para suelos arcillosos 84
Cuadro 3-5. Clasificación de arcillas, según su resistencia a compresión simple 90
Cuadro 3-6. Número de golpes NSPT y resistencia a compresión simple 92
Cuadro 3-7. Resumen de resultados para el ensayo gravedad específica 93
Cuadro 3-8. Resumen de resultados para el análisis granulométrico 95
Cuadro 3-9. Resumen de resultados para límites de consistencia ASTM D-4318 97
Cuadro 3-10. Actividad mineralógica de la muestra 99
Cuadro 3-11. Clasificación de suelo acorde SUCS y AASTHO 99
Cuadro 3-12. Resumen de resultados para la densidad 101
Cuadro 3-13. Resumen de resultados para porcentaje de alófana y minerales amorfos 102
Cuadro 3-14. Datos para la clasificación en la carta de So (1998) 104
Cuadro 3-15. Saturación y otras propiedades del suelo de estudio 104
Cuadro 3-16. Resumen de resultados ensayo compresión inconfinada. 105
Cuadro 3-17. Velocidad de deformación utilizada en ensayo compresión inconfinada. 106
Cuadro 3-18. Resultados obtenidos del ensayo cono sueco. 110
Cuadro 3-19. Resultados para el ensayo con veleta 111
Cuadro 3-20. Resumen de resultados de caracterización y resistencia 112
Cuadro 4-1. Especificaciones generales para la mesa vibratoria Shake Table II. 118
Cuadro 4-2. Características de la caja y marco en ensayos de vibración 122
Cuadro 4-3. Factores a utilizar en los modelos a escala reducida 125
Cuadro 4-4. Uso de los factores de escala 125
Cuadro 4-5. Características simplificación para cimentación superficial 132
Cuadro 4-6. Capacidad de carga del suelo 135
Cuadro 4-7. Resultados obtenidos de la instrumentación para el ensayo 1 153
Cuadro 4-8. Resultados de humedad obtenidos de recolección muestras ensayo 1 154

Cuadro 4-9. Resultados obtenidos de la instrumentación para el ensayo 2 157
Cuadro 4-10. Resultados de humedad, (e) y (n), ensayo 2 158
Cuadro 4-11. Resultados obtenidos de la instrumentación para el ensayo 3 161
Cuadro 4-12. Resultados de humedad, (e) y (n), ensayo 3 162
Cuadro 4-13. Resultados obtenidos de la instrumentación para el ensayo 4 164
Cuadro 4-14. Resultados de humedad, (e) y (n), ensayo 4 165
Cuadro 4-15. Resultados obtenidos de la instrumentación para el ensayo 5 167
Cuadro 4-16. Resultados de humedad, (e) y (n) ensayo 5 168
Cuadro 4-17. Resumen de resultados para ensayos en mesa vibratoria. 172

ÍNDICE DE ABREVIATURAS

A : Área transversal del espécimen

Av : Contenido de aire

A_P: Contenido de alófana y materia inorgánica amorfa

A_{max}: Amplitud máxima (mm)

AASTHO: American Association of State Highway and Transportation Official

ASTM: American Standard of Test and Materials

B : Parámetro de Skempton para la corroboración de la saturación

C : Cohesión

C' : Cohesión efectiva

CU: Cohesión no drenada

Cu : Resistencia al corte no drenada

CCCR: Código de Cimentaciones de Costa Rica

C.I.: Compresión Inconfinada

CPT: Prueba de penetración con cono

e : Relación de vacíos

F: frecuencia

FS : Factor de seguridad

g: gravedad terrestre de 9.81 m/s2

GAM: Gran Área Metropolitana

Gs : Gravedad específica

IL : Índice de liquidez

IP : Índice de plasticidad

LL : Límite líquido

LP : Límite plástico

MH: Limo de alta plasticidad

n : Porosidad

NSW : Número de medias vueltas del ensayo de cono sueco

NSPT : Número de golpes del ensayo de penetración estándar

P : Carga axial

qu : Resistencia a compresión simple

qultm: Capacidad de soporte última

S : Saturación

SM: Arena Limosa

SPT: Prueba de penetración estandar

SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de suelos

Su : Resistencia no drenada

u : Presión de poro

u0 : Presión de poro in situ

Δuf : Exceso de presión de poro en la falla

W : Contenido de humedad

%w: Contenido de Humedad

WSW : Peso utilizado en el ensayo de cono sueco

Ws : peso seco de la muestra

ɣt : Peso específico total

ɣd : Peso específico seco

ɣsat : Peso específico saturado

φ : Ángulo de fricción

φ' : Ángulo de fricción efectivo

Ɓn: Esfuerzo normal

Ƭf : Esfuerzo cortante en la falla

Ww: Peso de agua en la muestra

qU: Resistencia a la compresión simple

Parra Calderón Heylin, Cristina
Comportamiento dinámico de suelos volcánicos de estructura porosa en Cinchona
Proyecto de Graduación – Ingeniería Civil – San José. C.R.:
H. Parra C., 2015
xv, 185, [19]h; ils. Col.-55refs

RESUMEN

En Costa Rica los suelos de origen volcánico abarcan un 14 % del territorio nacional. Su mineralogía tiene gran influencia sobre sus características y su comportamiento mecánico. La alta porosidad es una característica típica de estos suelos, así como la su gran capacidad de retención de agua. Los suelos derivados de ceniza volcánica están formados por agregaciones de limo- arena y presentan baja a nula plasticidad y, cuando son remoldeados, su apariencia puede cambiar a la de suelos finos con elevada plasticidad y humedad. En condición de saturación los enlaces iónicos de las cenizas volcánicas se vuelven débiles a causa de su alto límite líquido, en presencia de un sismo podrían terminar en casos de licuación o colapso.

Los suelos derivados de ceniza volcánica de la zona de Cinchona son altamente porosos y están conformados por suelos limoso – arenoso. La zona presenta una alta amenaza sísmica, relieves escarpados y un clima predominantemente lluvioso. Estos suelos tienen una incidencia desfavorable relacionada a la inestabilidad de taludes, alta sensitividad, y agrietamiento. Existen indicios de que podrían presentar licuación por sus características; sin embargo la información que valide este comportamiento es escasa.

Como parte de esta investigación, se determinaron características índices asociadas a propiedades de colapso, como su mineralogía, su alta porosidad y una variación drástica en su consistencia según los cambios de humedad. Esta característica del suelo, justifica el estudio de estos suelos para fines ingenieriles; la evaluación de sus características mecánicas y el comportamiento suelo – estructura.

Se investigó el fenómeno de licuación y la susceptibilidad de los finos plásticos a sufrir el fenómeno. Mediante ensayos a escala reducida en mesa vibratoria, se evaluó cualitativamente el comportamiento de estos suelos y la interacción con cimentaciones superficiales y profundas ante demanda sísmica. Se realizaron 5 ensayos con muestras inalteradas de la zona a diferentes condiciones de humedad utilizando equipo vibratorio capaz de simular registros de aceleraciones aleatorios. Los resultados descartaron el fenómeno de la licuación. Sin embargo, se observaron indicios de problemas como inestabilidad y posible fracturamiento hidráulico, así como la presencia de amplificación dinámica corroborada mediante la instrumentación de la caja de ensayos. H.C.P.C.

Palabras clave: Suelos volcánicos porosos, ensayos a escala reducida, licuación, colapso, Cinchona.

Ing. Sergio Sáenz Aguilar; MSc
Escuela de ingeniería Civil

Capítulo 1. Introducción

1.1. Justificación

1.1.1. Problema específico

El presente estudio analiza el comportamiento cualitativo dinámico de suelos volcánicos de estructura porosa, del área de Cinchona y su comportamiento con sistemas de cimentación tanto superficial como profunda. Los limos provenientes de cenizas volcánicas tienen una alta susceptibilidad al colapso.

”En estado inalterado, los suelos derivados de cenizas volcánicas están formados por agregaciones de tamaño arena o limo y presentan baja plasticidad o no son plásticos. Sin embargo, cuando son remoldeados su apariencia cambia a la de suelos finos con elevada plasticidad y humedad”. Usualmente los enlaces iónicos de las cenizas volcánicas son débiles a causa del alto límite líquido (LL) que generalmente caracteriza este tipo de suelos. Al combinarse con el agua y el efecto del sismo, pueden terminar en casos de licuación y colapso del suelo. (Lizcano et al, 2006)

De acuerdo con un estudio hidrogeológico de la finca Nueva Cinchona, “se estableció que el poblado se asienta sobre un relieve netamente volcánico el cual condiciona diversos aspectos hidrográficos, morfológicos, litológicos, estructurales e hidrogeológicos…….El suelo en la Finca Nueva Cinchona, se caracteriza por su composición textural predominantemente franca, con variaciones desde arcilloso-limoso y limoso.” (Arias y López, 2011). La alta actividad sísmica de la zona, principalmente por los sistemas de fallas San Miguel y Angel – Vara-Blanca dominan los elementos estructurales.

Las metodologías para identificar el potencial licuable de un suelo arenoso plástico son amplias, no así para suelos finos de mayor plasticidad. Los fenómenos de asentamientos inmediatos debido al colapso de la estructura del suelo son típicos en regiones de baja plasticidad asociados a condiciones de humedecimiento repentino del suelo, que reduce fuerzas capilares o cementantes. Comúnmente se conoce que la licuación es un efecto que puede producirse en aquellos materiales sueltos, saturados, con partículas del tamaño de arena que estén sujetos a una pérdida repentina de resistencia al corte, y que estén expuestos a un evento sísmico; sobre todo en materiales de menor densidad.

Actualmente se conoce que suelos finos plásticos también son susceptibles a este fenómeno. Por ejemplo, Boulanger & Idriss (2015) son algunos de los autores que han documentado la ocurrencia de licuación en suelos más finos (limos-limos arenosos), que usualmente tienen características no plásticas o cierto grado de plasticidad.

"La plasticidad es la propiedad que presentan algunos suelos de modificar su consistencia (o dicho de otra forma, su resistencia al corte) en función de la humedad. Existe una correspondencia entre la plasticidad de un suelo y su cohesión. La plasticidad es una propiedad exclusiva de los suelos finos (arcillas y limos)" (Franch, 2013). Esta es una característica de gran interés pues podría condicionar la conducta del suelo a estudiar, en combinación con la baja porosidad del suelo e incidir en el comportamiento suelo – estructura.

A causa del terremoto de Cinchona, un efecto directo sobre el terreno y la infraestructura, fue la ocurrencia de fracturas y evidencia de alineamientos geológicos, que sugieren zonas de debilidad, que deben ser tomadas en cuenta en futuros desarrollos en el sector. La dirección predominante de estas fracturas sobre el terreno, son hacia el Norte - Sur, en concordancia con la falla El Ángel-Vara-Blanca, pero también hay fracturamiento hacia el N45□E y E-O, lo que corresponde con otros sistemas de fallas existentes en la región. Es importante resaltar la alta densidad de fracturamientos que se identificó, tanto en el cuadrante de lo que es Vieja Cinchona, como en las diferentes microcuencas que circundan este sector". (La Gaceta, 2011)

La característica principal de los suelos en Cinchona afectados por el movimiento sísmico es su origen, formado por (andosoles) vidrios volcánicos con densidades aparentes bajas (menores de 0.8 g/cm^3):

"…predominan suelos clasificados como Typical Hapludands y Typical Vitrudands, ambos derivados de cenizas volcánicas, posiblemente procedentes del Volcán Barva y en menor cantidad del Poás (por la dirección de los vientos predominantes durante todo el año), que posterior a los procesos de meteorización naturales, ha dado origen a suelos poco consolidados, de texturas francas a arenosas, y poca cohesión entre partículas, otorgándole a estos materiales características de alta tendencia a la pulverización y a la poca estabilidad (en el caso de los Vitrudands, están constituidos de vidrios volcánicos, que resultan en

materiales muy deleznables, especialmente durante un terremoto como el ocurrido el 8 de Enero pasado".(CEDO, CNE, 2009)

Los suelos porosos volcánicos de la zona de Cinchona, con texturas limoso – arenosas, y una comprobada capacidad para la retención de humedad, en una zona altamente sísmica y clima lluvioso, podrían presentar colapso o licuación. Por el alto riesgo sísmico de la zona, por las características del suelo y por la poca información de su comportamiento cualitativo, surge el afán de determinar el comportamiento de estos suelos ante vibraciones.

1.1.2. Importancia

La zona de estudio se ubica en la región central del país, específicamente en Vieja Cinchona, al norte de la provincia de Heredia. Pertenece al Distrito de Sarapiquí en el cantón de Alajuela. Ubicado entre la latitud: 10.2166667 y longitud: -84.1833333 según coordenadas GPS.

Se encuentra a poco menos de 5 Km en línea recta hacia el sur oeste del Parque Nacional Volcán Poás. Por medio de la ruta 126 es posible acceder al lugar, el cual se encuentra a 3.4 Km al norte de la catarata de la Paz, aproximadamente a 6 minutos trasladándose en carro.

Figura 1-1. Zona de estudio. En amarillo Vieja Cinchona, en rojo Catarata de la Paz, en celeste el Volcán Poás

Fuente: Adaptado de Google maps, 2015

En la hoja cartográfica de Poás, se ubica la zona de estudio, como se puede observar a continuación en la Figura 1-2.

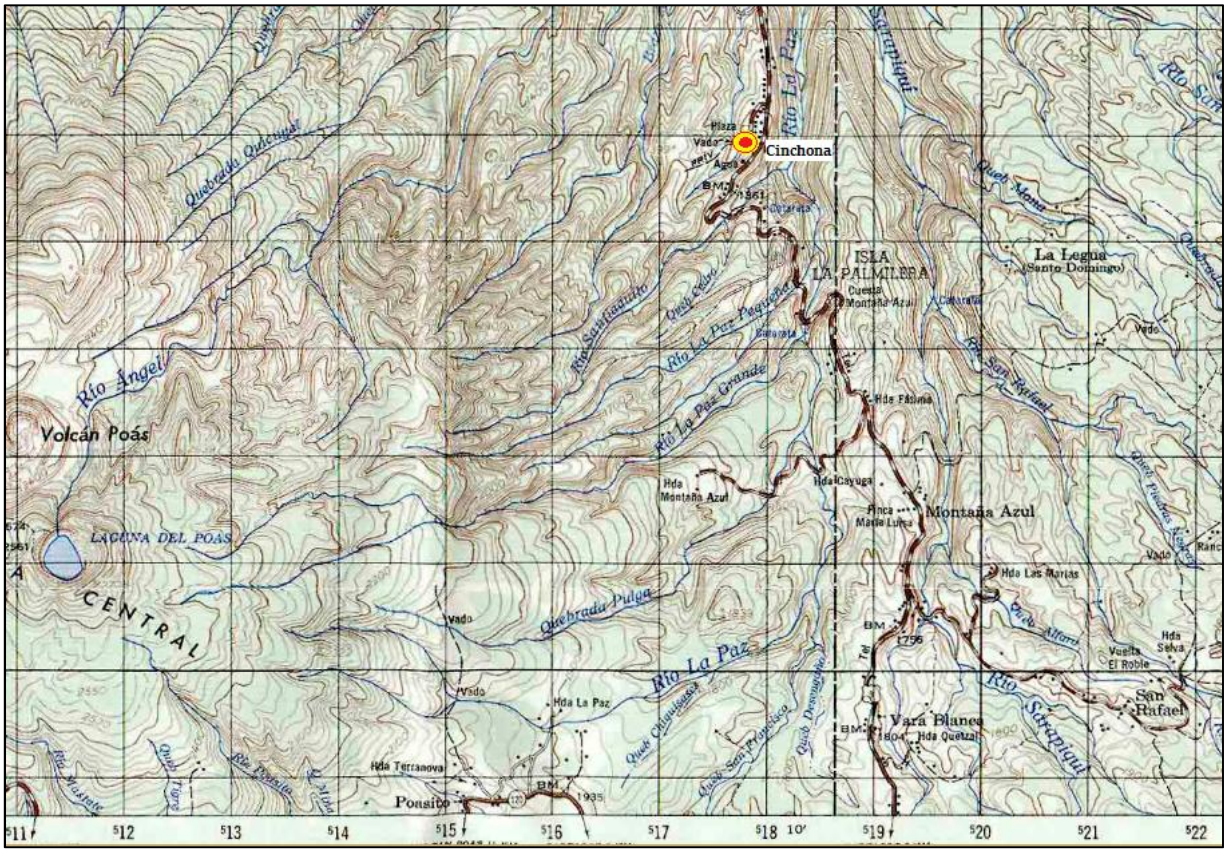


Figura 1-2. Hoja cartográfica de Poás

Fuente: Adaptado Instituto Geográfico de Costa Rica, 2014

En el distrito de Sarapiquí residen alrededor de 2800 personas, mientras que en el distrito de Vara-Blanca residen 680 personas, de forma que la zona cercana a Vieja Cinchona alrededor de la ruta 126 albergaba 3480 habitantes. Acorde a instituciones como ProDUS UCR, la Comisión Nacional de Emergencias, el Proyecto de Planificación Regional y Urbana de la Gran Área Metropolitana (PruGAM), quienes han realizado investigación en la zona, esta se encuentra en su mayoría cubierta por pastos, cultivos y bosque secundario, atravesado por el río La Paz y río Sarapiquí. Las principales actividades son el turismo, siembra de Flores, fresas, café, tomate, chile dulce, repollo, brócoli y coliflor, así como actividades ganaderas y lecheras.

Luego de terremoto ocurrido en enero del 2009, la economía de la región se vio gravemente reducida. El percance principalmente afectó la comunidad de Cinchona de Vara-Blanca, (conocida ahora como vieja Cinchona). Este poblado desapareció del mapa, debido a que la

mayor parte del terreno de lo que alguna vez se llamó Cinchona, cedió, provocando derrumbes de tierra; ocasionando graves daños a viviendas y carreteras que estaban en el lugar, incluida la fábrica de alimentos El Ángel. En Vieja Cinchona se concentra la mayor cantidad de infraestructura que colapsó por el sismo (de carácter pública –Escuela, Plaza, Iglesia, Ebais, Guardia Civil, caminos, tendido eléctrico y agua potable- y privadas tales como viviendas, predios, terrenos de cultivo y otros).

Todas estas estructuras, tanto privadas como públicas han sido declaradas inhabitables, se encuentran en un área de clara influencia sísmica, con daños generalizados en la infraestructura, deslizamientos y fracturas en el suelo. La falla Vara-Blanca ubicada al este del Volcán Poás, es una de las 20 que registra actividad histórica sísmica importante, con sismos en promedio de magnitud de 5.7 grados en la escala de Richter. El pasado 8 de enero de 2009 esta falla fue autora del colapso parcial o total de más de 1000 viviendas, grandes pérdidas humanas, y cambios geológicos drásticos según un boletín publicado por el (CFIA) Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos (CFIA, 2009) tras el terremoto de 6.2 grados en la escala de Richter.

Respecto a las principales consecuencias La Gaceta (2011) indica pérdidas estimadas de $492 millones de dólares, con afectaciones importantes en el sector agropecuario, Salud, Transportes, Vivienda, Turismo, Energía y otros.

Acontecieron daños serios en carreteras y caminos, entre la zona de Cinchona y Vara-Blanca, al norte de Heredia. Las viviendas y edificaciones fueron severamente afectadas. Obras hidroeléctricas como la presas de PH Toro II y PH Cariblanco fueron afectadas parcialmente.

La principal pérdida fue la humana, reportándose 25 personas fallecidas y 17 personas desaparecidas. Por el evento se declaró emergencia nacional en nueve cantones pertenecientes a dos provincias; Alajuela (Alajuela, Grecia, Poás, Alfaro Ruíz y Valverde Vega) y Heredia (Heredia, Barva, Santa Bárbara y Sarapiquí).

Actualmente no es posible el desarrollo de ningún tipo de construcción o servicios básicos, desarrollo de comercio u otro tipo de actividades lucrativas privadas dentro de los límites de la zona de protección especial establecidos por la Municipalidad de Alajuela. La restricción del suelo se realizó con fines preventivos.

Debido a lo acontecido en Cinchona, su geología, geomorfología, la gran amenaza sísmica y otros factores importantes, la Comisión Nacional de Prevención del Riesgo y Atención de Emergencias (CNE) en la revisa Revista N° 6, en torno a la Prevención publicada en Julio 2011 de la zona así como en la Gaceta N° 136 publicada en julio del 2011; exponen la necesidad de restringir el uso del suelo en Cinchona.

El uso habitacional y otros usos de la tierra productivos se desestimarían. De esta forma se busca regular el uso de la tierra con fines preventivos en los sectores que comprenden el cuadrante de Vieja Cinchona y las microcuencas de sus alrededores. Estas funcionarían como áreas de amortiguamiento y puente natural que comunica los Parques Nacionales Volcán Poás y Área de Conservación Cordillera Volcánica Central (ACCVC), dentro del Corredor Biológico San Juan de la Selva, a lo largo de las microcuencas de los ríos Santiaguito, Quebrada Planta. (La Gaceta, 2011)

Figura 1-3. Daños y consecuencias del terremoto de Cinchona

En a: deslizamiento en soda y tramo Lo Nuestro, en b:colapso de la ruta 126, en c ejemplo de casa totalmente destruida

Fuente: Adaptado de Méndez, J.et all,2009

A causa del evento sísmico ocurrido en Cinchona, se evidenció que los suelos volcánicos de esta zona producen problemas y controlan la mayoría de los diseños geotécnicos y proyectos constructivos (La Gaceta, 2011). La susceptibilidad a sufrir deformaciones y otros fenómenos que induzcan a la falla estructuras a causa de una pérdida rápida de resistencia, temporal o definitiva, en un área altamente vulnerable a movimiento, y de clima lluvioso es alta. Ampliar el estudio de los suelos volcánicos de la zona de Cinchona es una herramienta base para complementar el diseño y las aplicaciones ingenieriles en la zona. La comprensión de sus

propiedades físicas, mineralogía y de resistencia es fundamental para la toma de decisiones y evaluación del sector.

Al efectuar un estudio con modelos a escala reducida de suelo y simplificación de cimentaciones tanto superficiales como profundas sometidas a vibraciones, se obtendría un mayor respaldo para identificar potenciales problemas relacionados al terreno. La metodología a aplicar en el presente trabajo, busca observar el comportamiento del suelo ante demanda sísmica; a su vez esto propicia un mejor entendimiento de los materiales presentes en la zona. Mediante la realización de modelos físicos, se pretende identificar la vulnerabilidad del suelo en estudio ante fenómenos como licuación. En muchos casos materiales con contenidos de finos importantes suelen ser identificados como no licuables. Inclusive existen casos en que al aplicar procedimientos de campo relacionados a revisar el potencial licuable del suelo, estos se caracterizan como no licuables, cuando realmente si son susceptibles. En la actualidad, se sabe que este tipo de ensayos podrían no ser representativos en suelos finos, al despreciar variables propias del suelo.

Con ensayos más profundos es posible corroborar un potencial licuable, aunque este se haya descartado inicialmente con ensayos de campo. Con el uso de bloques inalterados de suelo, es posible observar en conjunto la interacción de diferentes propiedades del mismo, como su plasticidad, mineralogía, porosidad, humedad y resistencia ante demanda sísmica. Contemplando el historial de este sector y lo anteriormente descrito, se justifica extender el estudio de los suelos de la zona y desarrollar nuevas metodologías para evaluarlo.

1.2. Antecedentes teóricos, prácticos e históricos asociados al problema

1.2.1. Información existente

Los suelos limosos de origen volcánico pueden presentar diferentes comportamientos que combinados con la amenaza sísmica y estructuración porosa, podrían resultar en pérdida de capacidad soportante, asentamientos y afectaciones en estructuras de cimentación ó licuación. Algunos autores de trabajos de graduación han desarrollado proyectos en suelos volcánicos del país, otros han estudiado características en diferentes zonas y aplicado metodologías para determinar el potencial licuable de los suelos, como la influencia de su granulometría o los finos en el comportamiento del suelo, así como la baja densidad de los mismos. Por otra parte, otros estudios han utilizado mesas vibratorias en modelos geotécnicos. En resumen se citan:

Mendoza, J. (2013): se estudia la influencia de la granulometría en la licuación de arenas, utilizando mesa vibratoria y ensayos a escala reducida a seis muestras de suelo, simulando ondas de sismo.

Huguenin, C. (2011): se analiza la estabilidad de los terraceos como solución para los deslizamientos en la Ruta 126, sector Vara Blanca. Los resultados hacen énfasis en la importancia de los estudios de vulnerabilidad de carreteras y las propiedades mecánicas de los suelos derivados de cenizas volcánicas. Se realizaron ensayos de caracterización del sector que amplían la información geotécnica de la zona.

Hernández, I. (2010): se estudia el porcentaje de finos en el fenómeno de licuación de arenas, mediante un ensayo a escala reducida en mesa vibratoria.

Núñez, M. (2010): se analizaron los cambios de consistencia de cinco diferentes puntos del Gran Área Metropolitana, con objeto de determinar el efecto del contenido de humedad inicial sobre los límites de consistencia de suelos derivados de cenizas volcánicas en Costa Rica.

Villegas, M. (2009): se estudia el efecto de la presión de cimentación en el colapso de limos porosos de baja resistencia luego de alcanzar condiciones saturadas. Las zonas de estudio fueron Pacayas, San Rafael de Heredia, Las Nubes de Coronado y Santa Cruz de Turrialba.

Novoa, C. (2007): se caracteriza geotécnicamente suelos derivados de cenizas volcánicas (Andosoles) en la Gran Área Metropolitana de nuestro país, concluyendo que estas propiedades se relacionan con el ambiente de formación, mecanismos de transporte aéreo, deposición y variables meteorológicas.

Murillo, R. (2003): se caracteriza geotécnicamente los limos porosos volcánicos de Santa Cruz de Turrialba, encontrando suelos cohesivos de alta plasticidad que implican problemas de compresibilidad en la cimentación, se explica su comportamiento y proponen recomendaciones para su uso como material de cimentación.

Villanea, A. (2002): abarca la construcción y calibración de una mesa de movimiento unidireccional para realizar ensayos con modelos didácticos a escala reducida que permita mejorar la asimilación de conceptos teóricos en aplicaciones ingenieriles. Se proponen las recomendaciones para su uso, y las limitantes del sistema.

Conocer las características de la zona de estudio permite contemplar la vulnerabilidad del sitio ante diversos factores. A continuación se presentan antecedentes de la región relacionados a su clima, geomorfología, tipos de suelo, principales amenazas e historial sísmico.

1.2.2. Clima en Cinchona

La Gaceta, 2011, haciendo mención a estudios realizados por PRODUS, 2010 indica que la zona de estudio es un Bosque Pluvial Premontano (bp-P), caracterizado por una precipitación pluvial superior a 4000 mm anuales, un rango de temperatura media anual entre los 17 y 24 °C, sin un periodo seco definido o de muy corta duración (menor a 2 meses entre diciembre y el mes de marzo).

La época lluviosa se presenta principalmente entre mayo a octubre, siendo abril y noviembres considerados meses de transición entre una época y otra. En julio tiende a ocurrir una disminución en las lluvias asociadas al veranillo, producto del cambio de circulación del viento que puede durar hasta tres semanas.

En los meses de enero y febrero puede llegar a alcanzarse una temperatura mínima de hasta 7°C. La humedad relativa promedio es de un 87%, y en muy raras ocasiones esta baja de 80%. Los bosques son siempre verdes, con abundantes epífitas, alta biodiversidad y muy densos.

En la Figura 1-4 se resumen datos referentes a lluvia y temperatura acorde a la estación más cercana a Vieja Cinchona, ubicada en Fraijanes.

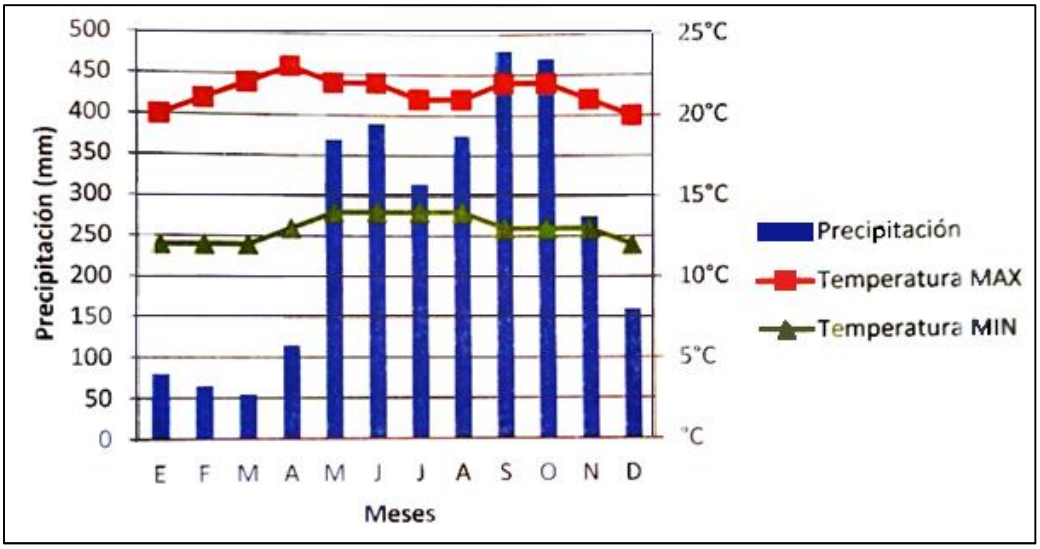


Figura 1-4. Promedio de lluvia mensual y temperaturas máximas y mínimas en la estación de Fraijanes (1976-2000)

Fuente: Instituto Meteorológico Nacional, 2011

El sector de Vieja Cinchona se encuentra en medio de dos áreas silvestres protegidas, de importancia a nivel nacional, siendo estas el Parque Nacional Volcán Poás; a poco menos de 5 Km en línea recta hacia el sur oeste y el Área de Conservación Cordillera Volcánica Central (ACCVC), y Corredor Biológico San Juan de la Selva.

Es importante resaltar que factores de tipo geográfico, aunado a la altísima precipitación anual de alrededor de los 5.500 mm, hacen que se produzcan una gran cantidad de nacientes y mantos acuíferos, lo que le da una enorme importancia económica y social.

1.2.3. Geología, geomorfología y tipos de suelo en Cinchona

La geomorfología del área de estudio, es muy importante, dado que a partir de ella se pueden identificar cuáles son los procesos externos de la dinámica propia de la atmosfera (lluvia, vientos, condiciones climáticas) que han interactuado con las rocas existentes, para dar las formas actuales del terreno.

Las características topográficas del entorno a la comunidad de Vieja Cinchona, presenta relieves entre fuertemente escarpados con pendientes entre los 50-75 % y montañosos, con pendientes mayores a 75%.

En la Figura 1-5 y Figura 1-6 se muestra la geomorfología imperante en Cinchona acorde a Barquero et al (2009), tratándose principalmente de Laderas volcánicas superiores conformados por relieves de pendientes moderadas a fuertes (25-30°), fuertemente disectados por valles en V, profundos (100 – 150 m) y de pendientes que alcanzan los 50° de inclinación. Las divisorias son angostas y el patrón de drenaje radial. Así mismo presenta cañones fluviales caracterizados por profundidades de hasta 300 m, anchos (máximo 1 km) y de paredes empinadas (>40°). Su dirección predominante de flujo es hacia el norte. Los flujos de lodo originados por el evento Cinchona (2009), bajaron rápidamente por estos canales colectores erosionando fuertemente sus cañones.

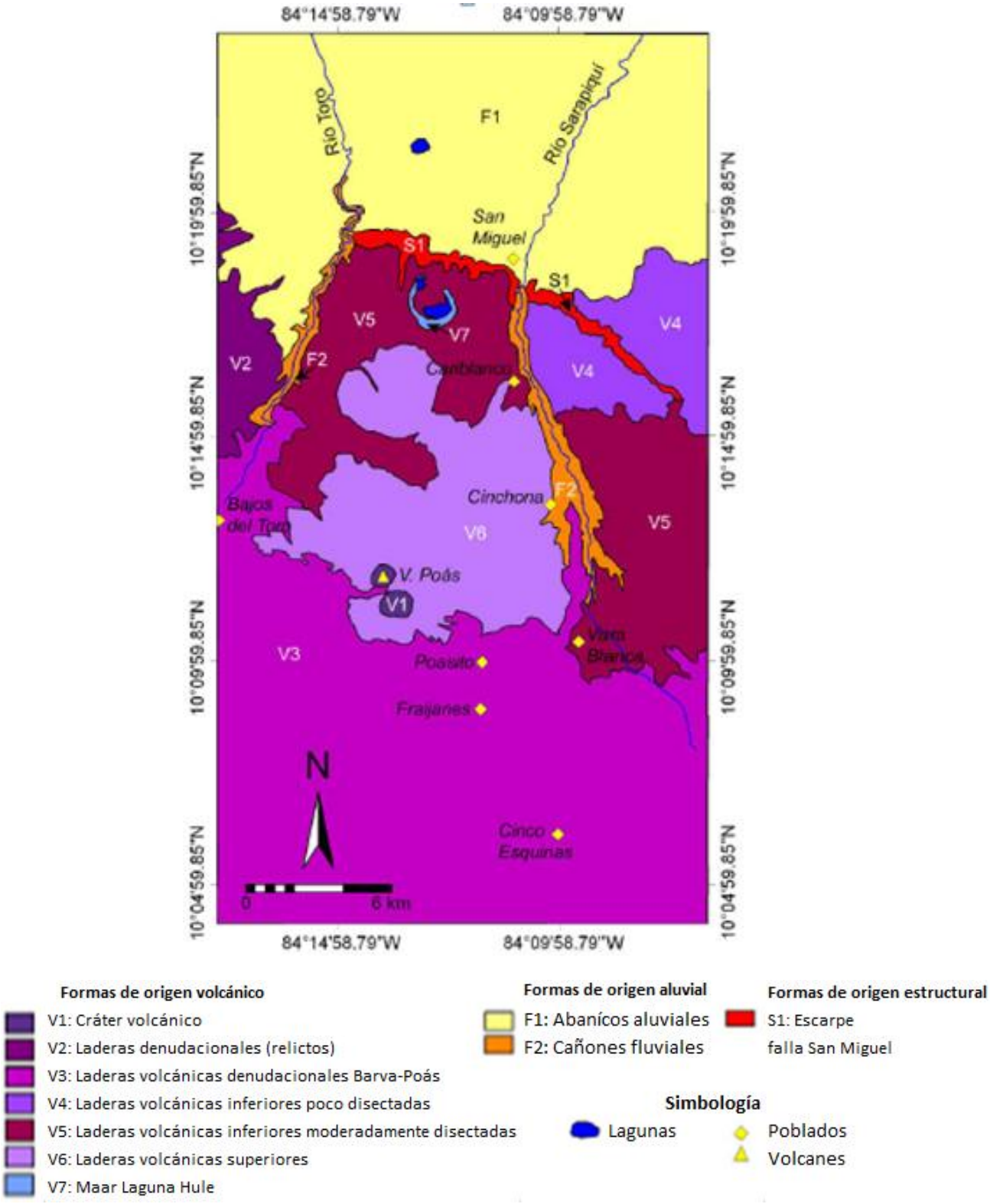


Figura 1-5. Mapa geomorfológico simplificado del área de estudio

Fuente: Adaptado de Barquero, R. et al, 2009

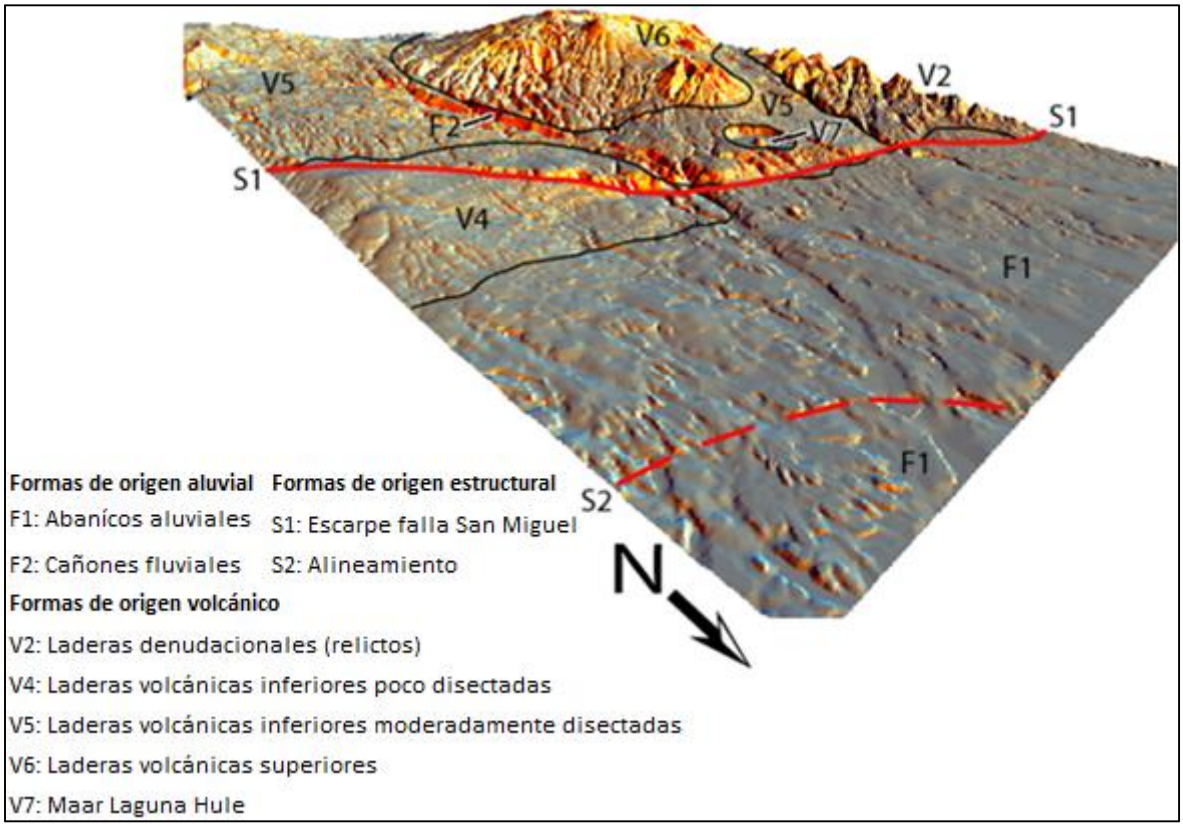


Figura 1-6. Esquematización en 3D de la geomorfología del área de estudio.

Fuente: Adaptado de Barquero, R. et al, 2009

De acuerdo a investigaciones realizadas en el sector, el área de Vieja Cinchona y sus alrededores, es una zona de importante captación de aguas subterráneas, considerando que el régimen de precipitaciones de esta parte del país puede superar los 8000 mm al año.

El epicentro del terremoto se encuentra en las faldas orientales del volcán Poás. El área de mayor afectación se encuentra donde se unen los macizos volcánicos del Poás y Barva. Ambos macizos de la Cordillera Central se han formado por el subsecuente apilamiento de volcanitas durante al menos tres etapas principales a lo largo de casi un millón de años: Protocordillera, Paleocordillera y Neocordillera. El río Sarapiquí forma un profundo valle cercano a la divisoria de cuneta donde convergen ambos macizos, mostrando la geología aflorante más antigua, mientras que sus tributarios principales al oriente exponen la geología del macizo del Barva y al occidente, la del Poás. (Barquero, R. et al, 2009)

En la Figura 1-7 y Figura 1-8 es posible apreciar las unidades litológicas de la zona y sus alrederores, Chinchona se encuentra sobre la Paleo Cordillera (PaleoPoás y PaleoBarva) y la

unidad más antigua la denominada como Unidad Río Sarapiquí (SAR) (Barquero, R. et al, 2009). Acorde a los autores, quienes citan a Soto (1999), SAR que posiblemente data desde hace 500 ka (miles de años) y está compuesta por tobas de flujo y brechas principalmente, así como epiclastos, lavas subordinadas andesitas basálticas con piroxenos y olivino subordinado, y esta coronada por ignimbritas es de 322 ka correspondientes en edad con la PaleoCordillera. PaleoPoás y PaleoBarva Sobreyacen discordantemente a la Unidad Río Sarapiquí, PaleoPoás (al oeste del río Sarapiquí) y PaleoBarva (al este del Sarapiquí). PaleoPoás (PPO) se compone mayoritariamente de lavas, aunque incluye gran parte de brechas, tobas y epiclastos interdigitados. La composición petrográfica de las lavas es desde andesitas basálticas con uno o dos piroxenos hasta basaltos (piroxeno + olivino). PaleoBarva (PBA) está caracterizada por una secuencia de lavas principalmente, así como brechas y tobas subordinadas. Las lavas mejor observadas y ampliamente distribuidas son andesitas (ácidas con alto potasio) con un 50% de cristales sobresalientes de plagioclasas tabulares. Con base a diferentes investigaciones, se sugiere que estas dos unidades PaleoBarva y PaleoPoás tengan edades comprendidas entre 200-320 ka. (Barquero, R et al 2009).

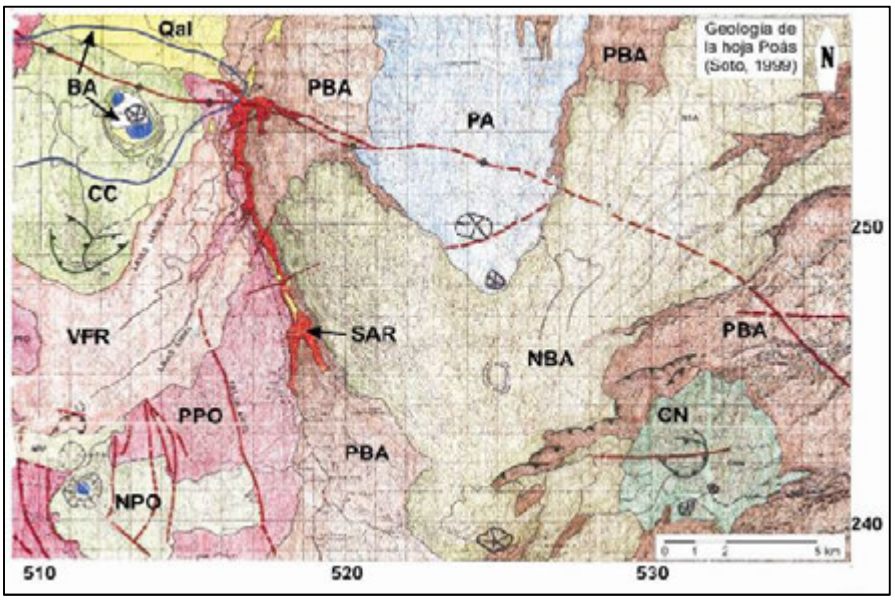


Figura 1-7. Mapa geológico de la hoja de Poás, área epicentral y periférica del terremoto. Donde PaleoPoás (PPO), PaleoBarva (PBA), Unidad Río Sarapiquí (SAR)
Fuente: Barquero, R. et al, 2009

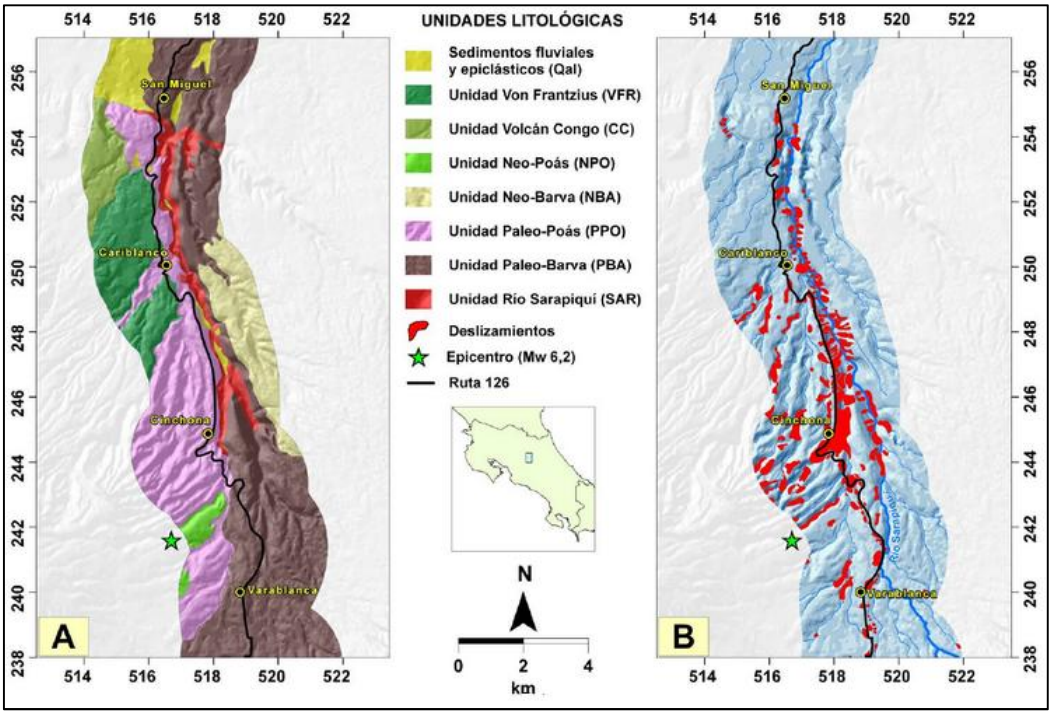


Figura 1-8. Mapa con unidades litológicas

Fuente: Méndez, J et al, 2009

1.2.4. Amenazas naturales de la zona de estudio

a. Amenaza volcánica

El sector de Vieja Cinchona, se encuentra a menos de 5 km de distancia del volcán Poás, no obstante la dirección predominante de los vientos en la zona desplaza la ceniza y los gases hacia otros sectores del macizo volcánico, principalmente la ladera sur y sur oeste, mientras que el área de estudio se encuentra en la ladera norte. Aunque en algunos períodos de año el cambio de las condiciones climáticas pueden exponer este sector al efecto directo de estos procesos volcánicos. (La Gaceta, 2011; Barquero, R. et al, 2009)

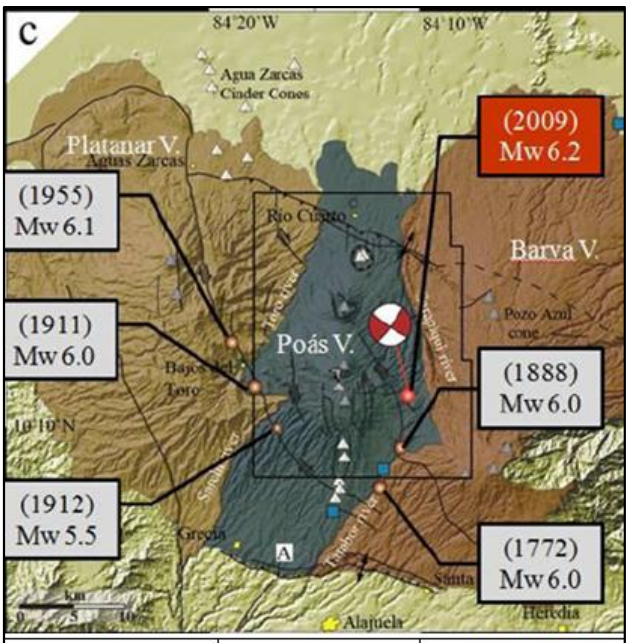
Las erupciones más importantes del Poás han sido registradas en los siguientes años; 1834, 1904, 1905, 1906, 1910, 1953-1955, 1988-1990, 1994.

b. Amenaza sísmica

En ésta región del país, la principal fuente sísmica es el fallamiento cortical, las fallas identificadas a la fecha, son en general de mediana longitud (20 km), con excepción de las fallas San Miguel, Volcán Viejo –Aguas Zarcas, Zarcero y Alajuela.

Estas fallas atraviesan rocas volcánicas con edades inferiores a los 600 mil años (la mayoría entre 300 y 100 mil años), por lo tanto se consideran potencialmente activas. El terremoto de Cinchona acontece luego de 18 años (22 de abril de 1991) de no experimentar un sismo con tales características destructivas. En este sector históricamente al menos otros cinco sismos similares se han presentado en los últimos 160 años, en todos los casos asociados a fallamiento local.

Además, se han detectado algunos enjambres sísmicos de corta duración. El registro de los mismos puede observarse en la Figura 1-9.



Fecha	Ms	Profundidad
1851	5.5	15.5
1888	5.7	15
1911	5.8	18
1912	5.1	18
1955	5.5	18
Alvarado et al, 1988 en Barquero et al 2009		

Figura 1-9. Actividad histórica de la región donde se localiza la región de Vieja Cinchona

Fuente: Cuadro por La Gaceta, 2011; Imagen por Ruiz, C., Soto, G.J., Barrantes, R., 2014.

c. Deslizamientos

El principal efecto devastador en el sismo de Cinchona 2009 fue a causa de los deslizamientos, responsables la muerte de decenas de personas y dañar directamente infraestructura de transportes de la región, comunicaciones, viviendas, cultivos y otros.

Los deslizamientos ocurrieron en una región localizada entre los volcanes Poás y Barva, formando un área ovalada de aproximadamente 180 km². La ruta 126 que se ubica al margen izquierdo del río Sarapiquí, fue afectada por al menos unos 50 deslizamientos, la mayoría flujos regoliticos y una menor cantidad pero de mayor tamaño en términos generales rotacionales.

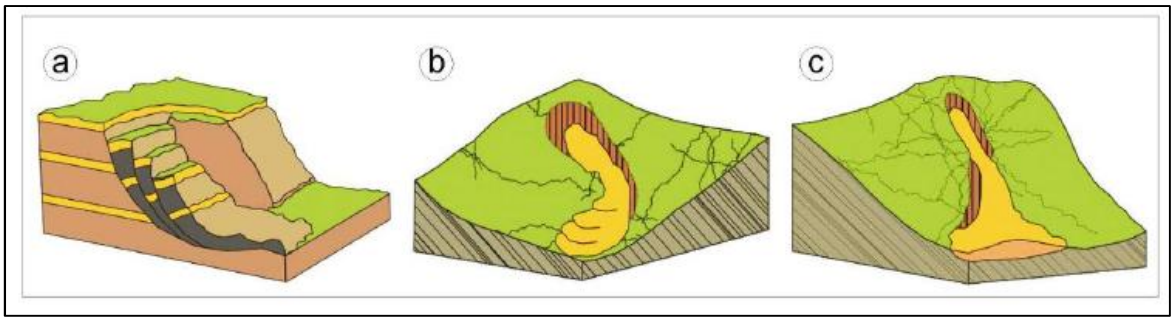


Figura 1-10. Esquemas de deslizamientos

En a: Esquema que muestra el tipo de deslizamiento rotacional observado en el sector de la iglesia de Cinchona y soda La Estrella). b y c: Los tipos de flujos más comunes ocurridos en la ruta 126

Fuente: Méndez, J. et al, 2009

Los deslizamientos rotacionales evaluados consistieron en un descenso masivo y rápido de materiales que fluyeron por gravedad a lo largo de la pendiente. La caída de bloques rocosos al igual que los deslizamientos rotacionales puede ser inducida por la actividad sísmica, principalmente en litologías que afloran en áreas de fuerte pendiente y en macizos rocosos con alto grado de fracturamiento, donde estas discontinuidades conforman los planos de deslizamiento. En el tramo de ruta evaluado se observó la caída de bloques en las lavas andesíticas de la unidad Paleo-Poás. Los desprendimientos se generaron en las cercanías de la catarata La Paz.

Los flujos regolíticos están conformados por material deslizado granular y homogéneo, siendo la regolita el agregado de los materiales sueltos que se ubican sobre la roca sana. En este caso se referirá tanto al suelo residual derivado de la meteorización de las unidades

litológicas Paleo-Barva y Paleo-Poás y sus tefras. Las velocidades alcanzadas por los flujos, fueron rápidas e inclusive extremadamente rápidos desplazando grandes masas de material en pocos minutos debido a la ruptura de los enlaces entre granos y probablemente comportándose como avalanchas.

1.2.5. Terremoto de Cinchona

a. Intensidades, falla y eventos sísmicos en la zona

Ocurriendo el día jueves 8 de enero de 2009 el terremoto de Cinchona sacudió la región norte del Valle Central de Costa Rica, aproximadamente unos 40 km al norte de la ciudad capital, en el límite de las provincias de Heredia y Alajuela. Acorde a Barquero et al, 2009 el sismo tuvo con una magnitud Mw 6,2, una profundidad de 6,0 km con una intensidad máxima de IX en la zona mesosísmica donde se estimaron aceleraciones mayores a 1g. Las intensidades en las demás poblaciones en donde ocurrieron daños, como Vara-Blanca, Poasito, Cartagos, Cariblanco, etc., fueron entre VII y VIII.

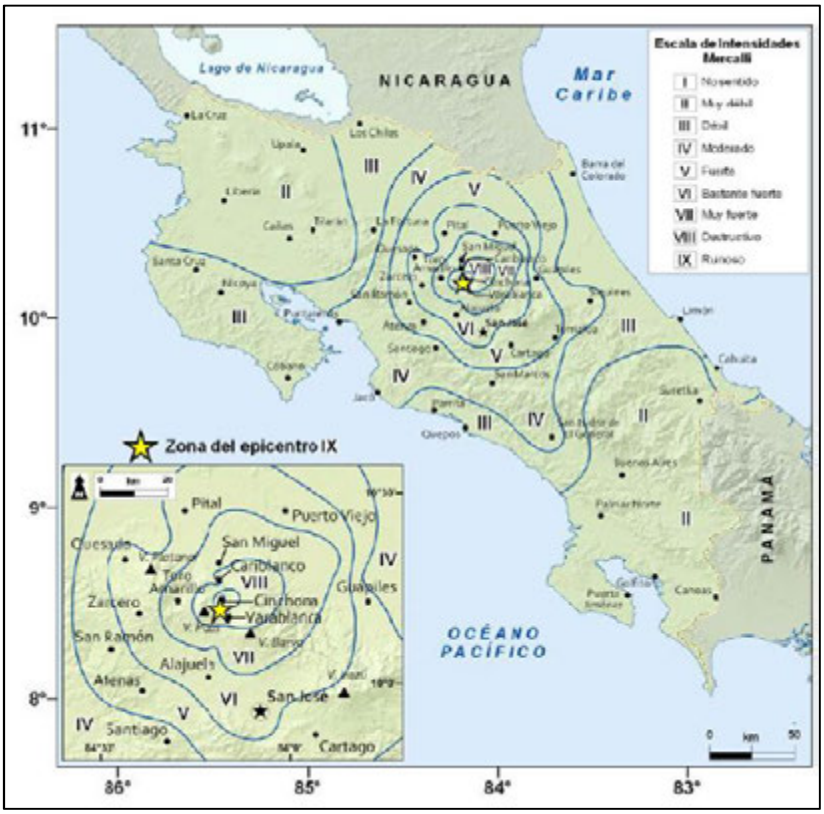


Figura 1-11. Intensidades (Mercalli Mod.) a nivel de todo el país

Fuente: Barquero, R. et al 2009

En Alajuela, Heredia y San José la intensidad fue de VI, tal como se detalla en la Figura 1-11. Al tratarse de un sismo superficial las intensidades se atenuaron rápidamente, por lo que en provincias como Puntarenas, Limón y Guanacaste fue de III y II.

La falla el Ángel – Vara-Blanca tiene una extensión aproximada de 15 km. Es una falla de rumbo NW-SE localizada en el flanco oriental del Poás, cerca de la población de Vara-Blanca. Esta falla, así como otras asociadas al macizo del Poás, han sido debido a su importante historial sísmico. El área de ruptura es de unos 72 km^2. En junio de 2005 se registró la última actividad de este sistema. El terremoto tuvo un evento de magnitud Md 4,6 en la zona cercana a la localidad de Vara-Blanca. La actividad de réplicas fue continua por unas tres semanas y se registraron más de 1600 de magnitudes mayores a 2,5 Md. La Figura 1-12 señala en negro el epicentro del Terremoto (estrella negra), sus réplicas y otros eventos sísmicos sentidos en la región hasta el día 16 de enero (círculos amarillos), y fallas de la región (en rojo).

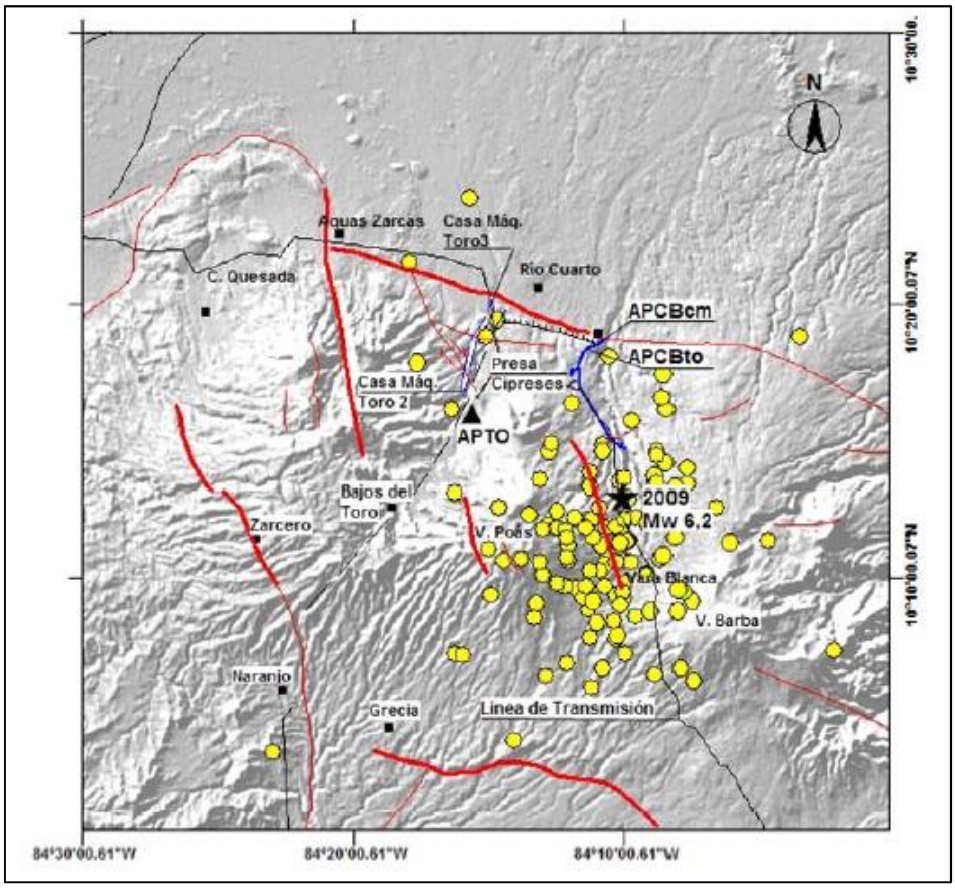


Figura 1-12. Epicentro, principales fallas en la región

Fuente: Barquero, R. et al 2009

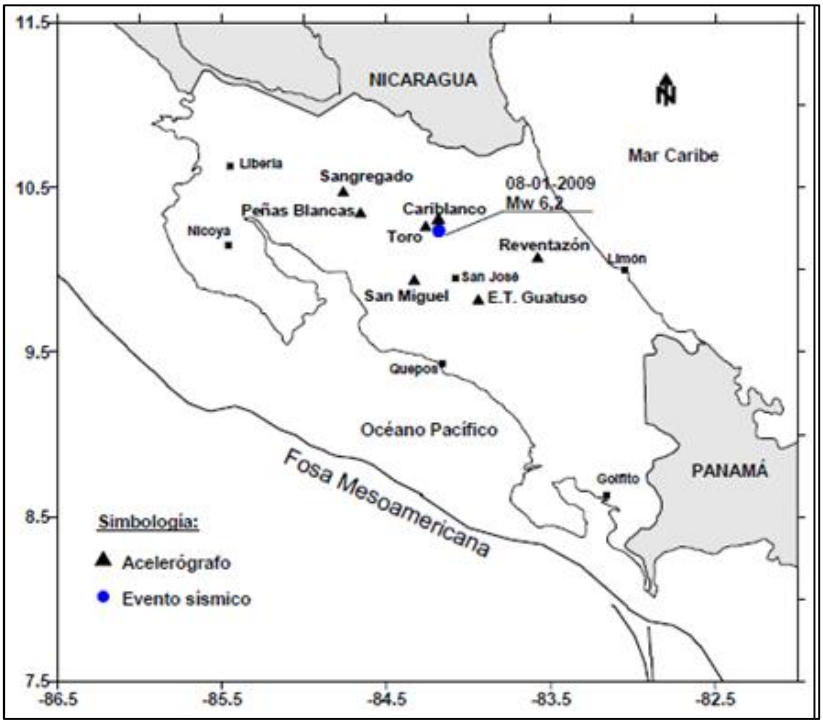
b. Registro de aceleraciones

La aceleración es un parámetro ligado a la intensidad o fuerza con que se registra un sismo en un sitio en particular. El valor promedio de la aceleración de la gravedad es de 980 cm/s^2. Esto significa que cuando un objeto se deja caer, este incrementa su velocidad en 980 cm/s cada segundo hasta llegar a la superficie de la tierra.

Los acelerógrafos registran en el tiempo la historia de aceleración (sacudida sísmica) que experimenta el sitio donde ha sido instalado el equipo (campo libre, edificio, etc.), y permiten cuantificar en un parámetro de uso ingenieril (aceleración de la gravedad g) la severidad de la sacudida sísmica en esos sitios, debido a la ocurrencia de un evento sísmico particular, como el del pasado 8 de enero. Estos instrumentos registran el movimiento sísmico en tres componentes, dos horizontales y una vertical.

Para este evento sísmico los datos obtenidos por las estaciones acelerográficas del Instituto Costarricense de Electricidad (ICE), del Instituto de Investigaciones en Ingeniería de la Universidad de Costa Rica (IINI UCR) y el Laboratorio de Ingeniería sísmica de la Universidad de Costa Rica (LIS UCR) se combinaron. Esto permitió obtener información a diferentes distancias (incluyendo campo cercano), orientación con respecto al epicentro y diferentes condiciones de sitio (suelo, roca, suelo firme).

El ICE obtuvo sus registros acelerográficos, de sitios de presas y proyectos ICE. En la Figura 1-13, se representan estos sitios como triángulos y en la tabla inferior la aceleración pico horizontal registrada por estación. La ubicación del acelerógrafo instalado en el dique del P.H. Toro II aparece indicado como APTO (triangulo negro), y APCBcm y APBCto los instalados en la casa de máquinas y tanque de oscilación del P.H. Cariblanco. Los cuales son sitios donde la sacudida sísmica fue muy intensa. La variación de la intensidad dependió en cada sitio por la condición de la geología local superficial, su ubicación con respecto a la fuente sísmica y las condiciones de ruptura de la falla.



Estación	Ubicación	Sitio	Distancia hipocentral (km)	Aceleración máxima (cm/s2)	Componentes
APCBcm	P.H. Cariblanco	Suelo	11.9	605.7	E-W
APCBto	P.H.Cariblanco	Suelo	12.3	438	E-W
APTOcr	P.H. Toro II	Presa	13	632.7	N20E
APSMes	P.H. Ventanas Garita	Roca	37.5	15.7	N64E
AETG	E.T. Guatuso	Suelo	53.3	29.4	N-S
APPBba	P.H. Peñas Blancas	Roca	54.3	4.2	N41E
APRE	P.H. Reventazón	Roca	69.3	4.4	N4.8E
APSGba	P.H. Arenal	Suelo	70.3	10.3	N38W

Figura 1-13. Ubicación del epicentro del terremoto de Cinchona

Fuente: Barquero, R. et al 2009

Respecto al acelerograma de Casa de máquinas del P.H. Cariblanco instalado sobre un suelo blando, puede observarse en la Figura 1-14 que la señal muestra una fuerte sacudida sísmica. Alcanza un valor pico de 605,7 cm/s^2 y valores superiores a 400 cm/s^2 por espacio de 2,3 segundos, para luego decaer a valores menores a 200 cm/s^2 y mostrar un amortiguamiento uniforme que se ve interrumpido por un pico de 200 cm/s^2 a los 9,2 segundos después del primer arribo de la onda *P*. En todos los registros aparece una réplica

del evento principal que ocurrió aproximadamente 25 segundos después del evento principal, y que registro un valor de 145 cm/s^2 en la cresta de la presa Toro II, en los otros dos sitios el registro es mucho menor. (Barquero, R. et al 2009)

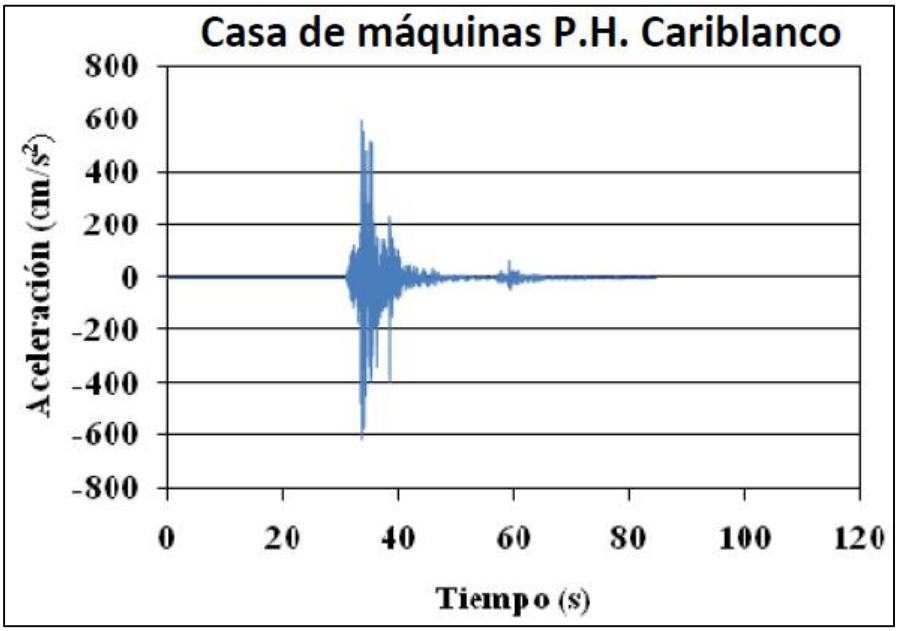


Figura 1-14. Registros acelerográficos del proyecto Cariblanco de la componente horizontal de aceleración

*Escala en cm/s^2, 1 g = 981 cm/s^2

Fuente: Barquero, R. et al 2009

Las estaciones de Ingeniería sísmica (LIS-IINI) de la Universidad de Costa Rica registraron el movimiento del suelo en las tres componentes NS, EW y Vertical. Los datos a mostrar fueron rotados de manera que la dirección NS coincidiera con la del epicentro (RADIAL) y la EW estuviera perpendicular a este (TRANSVERSAL) como indica Figura 1-15.

El valor de aceleración mayor, registrado por las estaciones del LIS, fue obtenido en la estación AALX ubicada en la ciudad de Alajuela y cuyo máximo alcanzo los 223,7 cm/s^2 en la componente transversal. (Ver Cuadro 1-1)

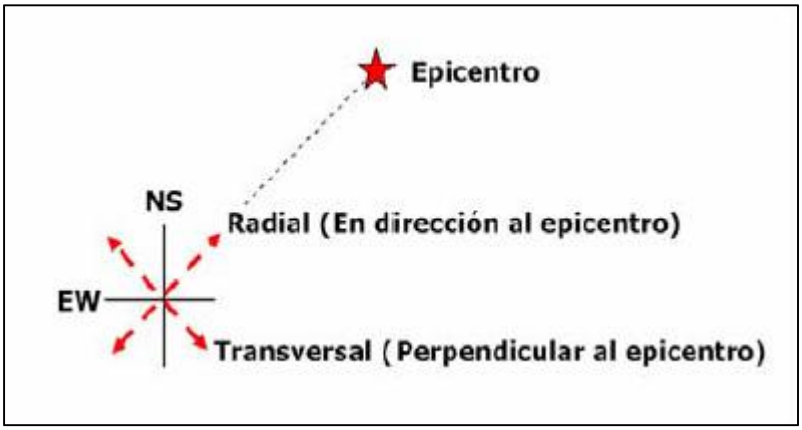


Figura 1-15. Rotación de componentes NS y EW en radial y transversal al epicentro

Fuente: Barquero, R. et al 2009

Cuadro 1-1. Valores máximos de aceleración en estaciones LIS

Estación	Ubicación	Tipo de instrumento	Aceleración máxima (cm/s2)			Distancia Hipocentral (km)
			Radial	Transversal	Vertical	
AALX	Alajuela centro	REFTEK 130-SMA	169.7	223.7	97.3	22.8
HCPD	San Miguel	KINEMETRICS ETNA	118.5	69.3	36.9	28.8
ASCS	Ciudad Quesada	KINEMETRICS QDR	26.5	29.4	20.8	30.5
SSAB	La Sabana	KINEMETRICS QDR	130.3	176	49.2	31.2
ASRM	San Ramón	KINEMETRICS QDR	54.9	53.5	43.3	37.9
LGPL	Guápiles, Limón	KINEMETRICS QDR	27.8	19.9	10.4	42
SPCL	Santiago, Puriscal	KINEMETRICS QDR	32.6	36.6	28.8	43.7
RALT*	Alto Ochomogo	REFTEK 130-SM	16.6	22.8	13.4	45.4
CPAR	Paraiso	KINEMETRICS QDR	21.6	15.1	8.6	53.7
CCCH	Represa Cachí	KINEMETRICS ETNA	3.6	4.5	3.8	57.4
PQSP	Quepos	KINEMETRICS ETNA	14.5	16.8	10.1	87.2
*Propiedad de RECOPE						

Fuente: Barquero, R. et al 2009

Bajo circunstancias normales, las ondas sísmicas decrecen en energía (amplitud) conforme se alejan del foco o hipocentro, no obstante es importante considerar que esto puede variarse debido a lo que se conoce como efectos de sitio, donde la señal de la onda sísmica se amplifica a causa de geologías superficiales formada por sedimentos muy blandos. Esto puede implicar en daños mayores a los ocurridos en la zona epicentral. Otros factores como la directividad de la ruptura de la falla, la geometría, la profundidad de la misma y la localización de las zonas que irradiaron la mayor cantidad de energía (conocidas como

asperezas) pueden haber influenciar en la distribución de los valores registrados en las estaciones, de forma que a mayor información se tenga del sitio a estudiar, mejor se podrán interpretar los resultados.

Datos correspondientes al espectro de respuesta pseudo aceleración espectral (PSA) en dirección EW (máxima aceleración pico). La máxima PSA es de aproximadamente 2000 cm/s^2 para el 0 % de amortiguamiento y de 200 cm/s^2 para el 20% de amortiguamiento. En ambos casos, la máxima PSA ocurre en un periodo cercano a 0.15 s, lo que hace esperar que las estructuras rígidas, de uno y dos pisos, se vieran posiblemente más afectadas por este evento sísmico en ese sitio. (Barquero, R. et al 2009)

En la investigación de Barquero (2009), en la información suministrada por el ICE y LIS-IINI-UCR la principal focalización de la energía liberada sucede en la dirección norte-sur con un rápido decaimiento de las ondas sísmicas en la dirección este-oeste. Respecto a los datos de aceleraciones horizontales pico, los valores máximos registrados corresponden a 450 cm/s^2 y 600 cm/s^2 en estaciones ubicadas al norte y noroeste del epicentro en distancias de 11 Km referenciados del epicentro. Así mismo los valores fueron de 223 cm/s^2 a unos 23 km al sur del mismo en estaciones ubicadas al norte y noroeste del epicentro. Esto se tradujo como sacudidas sísmicas severas para las estructuras civiles localizadas cerca del epicentro y sobre todo en el área mesosísmica. Aunado a esto los efectos destructivos se pudieron ver visto agravados a causa de los efectos secundarios como deslizamientos o avalanchas.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Evaluar cualitativamente el comportamiento dinámico de suelos volcánicos de estructura porosa en la zona de Cinchona, mediante modelos a escala reducida en mesa vibratoria.

1.3.2. Objetivos específicos

1. Realizar ensayos de modelos a escala reducida en mesa vibratoria a muestras inalteradas en estado de humedad natural e inundada para el análisis de conducta cualitativa del suelo.

2. Confeccionar simplificaciones que simulen una cimentación superficial y una cimentación profunda en pequeña escala, así como una caja de ensayos para uso de muestras inalteradas; que permita la realización de ensayos con mesa vibratoria para evaluar la conducta cualitativa suelo – estructura.

3. Caracterizar las propiedades físicas y mecánicas del suelo en estudio mediante ensayos típicos de caracterización y resistencia.

4. Analizar los resultados obtenidos del modelo en mesa vibratoria, con la caracterización física y mecánica del suelo; así como con la bibliografía recopilada.

5. Estudiar cualitativamente el riesgo de susceptibilidad de licuación mediante modelos a escala reducida en mesa vibratoria.

1.4. Delimitación del tema

1.4.1. Alcances

1. Se analizará solamente el comportamiento cualitativo sísmico de suelos porosos volcánicos de estructura porosa de la zona de Cinchona, Sarapiquí.

2. La evaluación dinámica del suelo, se estudiará solamente de forma cualitativa mediante la implementación de modelos a escala reducida en mesa vibratoria.

3. No se realizarán ensayos triaxiales dinámicos o estáticos.

4. No se realizará la Prueba Estándar de Penetración (SPT) o ensayos dinámicos de campo.

5. La simulación de las cimentaciones es de carácter cualitativo por lo que no se realizará un diseño formal a escala de cimentaciones.

6. El equipo de vibración utilizado corresponde a la mesa vibratoria Shake Table II.

7. Solamente se verificará cualitativamente el comportamiento del suelo, observando cualquier deterioro o deformación que experimente el mismo, principalmente la posibilidad de licuación en caso de muestras inundadas, la pérdida de soporte y posibles asentamientos superficiales relacionados a la sobrecarga del modelo frente a la demanda sísmica del suelo en estudio; así como la posible falla de las cimentaciones.

1.4.2. Limitaciones

1. El tiempo, recursos, uso de laboratorios y equipos dependió del Laboratorio Nacional de Materiales de la Universidad de Costa Rica (Lanamme UCR).

2. Solo se ensayaron 5 bloques de suelo inalterado en mesa vibratoria por variables como el tiempo y recursos.

3. La información obtenida está limitada al lugar de estudio y las características geotécnicas de la capa superficial del terreno, ya que no se incluyeron capas profundas del suelo.

4. La instrumentación disponible solo permitió el registro de datos para desplazamientos y aceleraciones, los cuales fueron medidos según la forma que lo permitió el equipo.

5. La capacidad de la mesa vibratoria depende de un peso restringido, de modo que el modelo y las cimentaciones a escala reducida están limitadas en masa y dimensiones junto con la muestra de suelo.

6. A causa de factores como recursos y tiempo, la caja de ensayos es del tipo rígida. Lo anterior implica que sus paredes influyan en las condiciones de borde del modelo.

1.5. Metodología

Con el fin de abarcar los objetivos del presente trabajo, se aplicó el siguiente proceso metodológico. La Figura 1-16 resume este procedimiento.

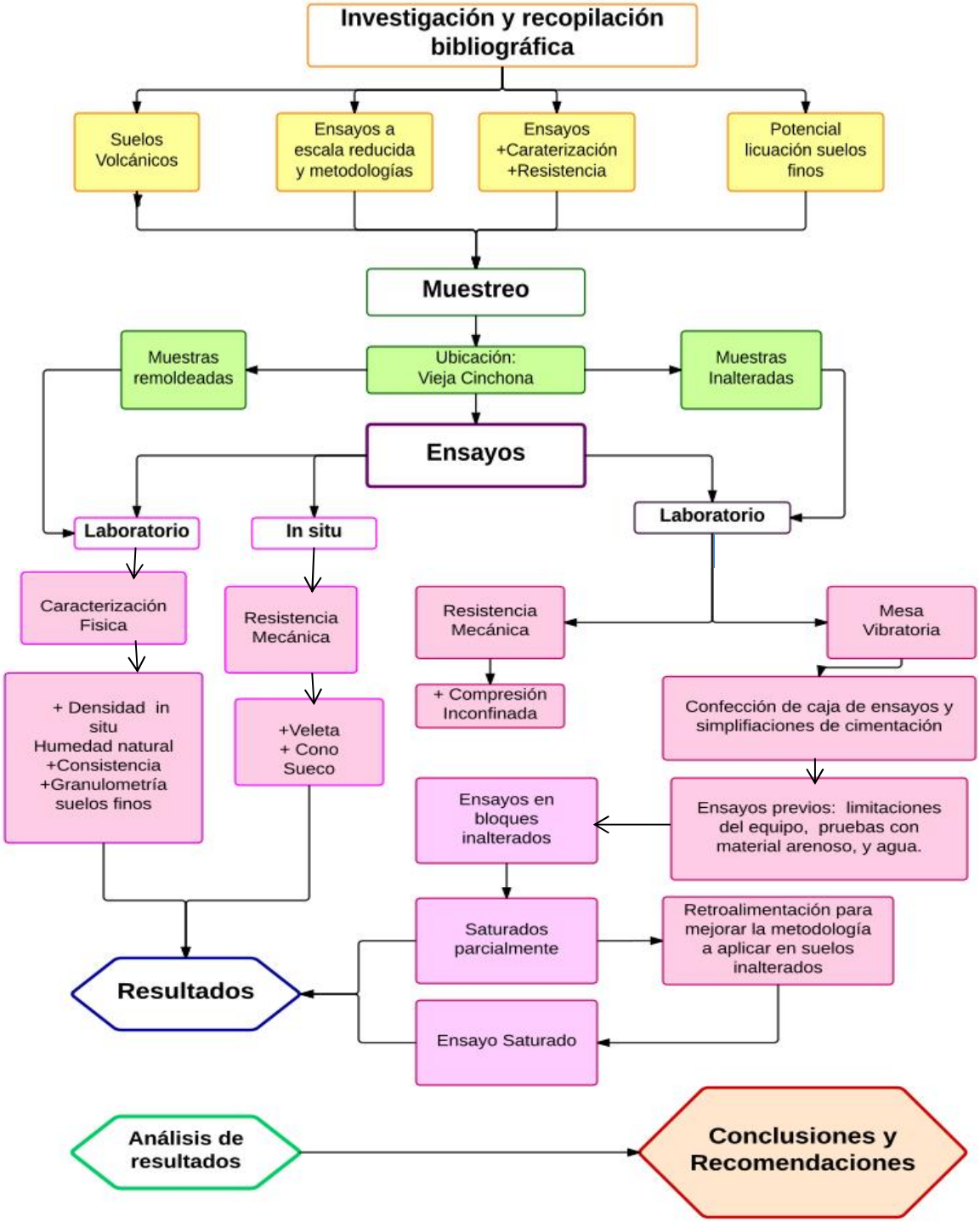


Figura 1-16. Esquema metodológico

La metodología se detalla a continuación:

1.5.1. Etapa investigativa y recopilación informática

Esta etapa fue paralela a todo el trabajo en laboratorio, en campo y experimental conforme la necesidad del trabajo lo requirió. Se recopiló información relacionada a la zona de estudio, y su alta sismicidad, especialmente en cuanto al evento sísmico ocurrido en 2009. La búsqueda bibliográfica hizo referencia a suelos de origen volcánico, sus características y comportamiento característico. También se investigó en lo referente al fenómeno de la licuación, principalmente el potencial licuable de suelos finos plásticos.

Por el uso de mesas vibratorias y la realización de ensayos a escala reducida para observar el comportamiento cualitativo dinámico del suelo, se indagó respecto a metodologías utilizadas en ensayos similares, la instrumentación, características de la mesa vibratoria utilizada y otros temas afines. Finalmente mediante la investigación bibliográfica se pretende analizar los resultados obtenidos en el proceso de caracterización física, mecánica y dinámica.

1.5.2. Muestreo

El muestreo se realizó en la zona de Vieja Cinchona, caracterizada por suelos volcánicos y una alta actividad sísmica. Esta zona fue especialmente afectada por el terremoto de Cinchona del 2009, y los daños fueron significativos. Se buscó un sector donde el suelo se encuentre en su condición natural e inalterada. Se recolectaron 10 bloques de suelo mediante métodos manuales, tallados con el uso de un cuchillo y de dimensiones de 30 cm x 30 cm x 35 cm como mínimo. La muestra se protegió ante la pérdida de humedad y se transportó con cuidado.

Por otra parte se recolectó suelo para el desarrollo de ensayos relacionados a obtener propiedades físicas, así como muestras inalteradas para el ensayo de compresión inconfinada, y densidad del suelo. En esta etapa también se realizaron ensayos de campo para evaluar parámetros de resistencia del suelo.

1.5.3. Ensayos

Se realizaron ensayos con dos tipos de enfoque, los de caracterización de propiedades físicas y de resistencia, que sirven como indicadores del suelo y los ensayos experimentales en mesa vibratoria para la evaluación dinámica cualitativa. Aunque es recomendable caracterizar el suelo antes de vibrarlo, ambos enfoques de ensayos se realizaron paralelamente. Se investigó la aplicación de las normas y equipos de laboratorio y campo; así como el uso de la mesa vibratoria Shake Table II y la metodología a utilizar con objeto de aumentar la confiabilidad de los resultados a obtener.

Se amplían a continuación los ensayos que intervinieron en esta etapa:

a. Ensayos de resistencia del suelo

En sitio (durante el muestreo):

- Ensayo de veleta: ASTM D-3441
- Ensayo de cono sueco de penetración: ASTM D-3441

En laboratorio (muestra inalterada):

- Ensayo de compresión inconfinada: ASTM D-2166
- Densidad del suelo

b. Ensayos de caracterización física

En laboratorio (muestra remoldeada):

- Humedad natural ASTM D-2210
- Ensayo de gravedad específica: ASTM D-854
- Análisis granulométrico por hidrómetro: ASTM D-422
- Límites de Atterberg: ASTM D-4318
- Determinación de materia orgánica y minerales amorfos

c. Ensayos experimentales con equipo de vibración en laboratorio

En el caso de ensayos en mesa vibratoria, fue necesario diseñar una caja de ensayos, y construir simplificaciones de cimentaciones superficiales y profundas. También se realizaron pruebas previas al uso de bloques inalterados, con objeto de comprobar el funcionamiento del modelo, conocer las limitaciones del equipo y efectuar mejoras.

Los ensayos realizados con mesa vibratoria utilizaron bloques de suelo con condiciones lo más cercanas posibles al sitio. Para cada caso de cimentación se observó el comportamiento del suelo ante sismo, en diferentes condiciones de humedad, principalmente la humedad natural (humedad traída de sitio) y la humedad de saturación o lo más cercana a alcanzar a esta en laboratorio.

En resumen los casos ensayados para observar la conducta del suelo ante demanda sísmica, se mencionan a continuación:

Ensayo 1: Suelo inundado con simulación de cimentación profunda

Ensayo 2: Suelo inundado con simulación de cimentación superficial

Ensayo 3: Suelo inundado con simulación de cimentación profunda

Ensayo 4: Suelo con humedad natural de sitio, con simulación de cimentación profunda

Ensayo 5: Suelo saturado, con simulación de cimentación profunda

Aunque se basó en metodologías previamente aplicadas, gran parte de la experimentación fue empírica. Principalmente por las implicaciones de utilizar muestras inalteradas, el proceso de saturación del suelo y la capacidad de la mesa vibratoria.

1.5.4. Resultado de ensayos

Conforme se realizó cada ensayo, se obtuvieron los distintos resultados de las pruebas. Inicialmente fue posible recopilar los resultados de las pruebas realizadas en sitio, y ensayos de laboratorio. Posteriormente se ensayaron los bloques de suelo inalterados en mesa vibratoria y se documentaron los resultados. De la retroalimentación obtenida con cada modelo vibratorio, se optimizó la ejecución de este tipo de ensayos. Se procedió además a comparar los resultados de la experimentación a escala y de las propiedades del suelo. Finalmente se complementaron los resultados obtenidos con bibliografía pertinente para explicar los comportamientos observados.

1.5.5. Análisis de resultados

Una vez recopilados los resultados, se procedió a interpretar los mismos con el objeto de validar o no, en condición sísmica, deterioros como deformaciones u asentamientos asociados al suelo y su pérdida de capacidad soportante. Así mismo analizar la interacción suelo-cimentación, que podría experimentar algún tipo de falla y el potencial de licuación en muestras saturadas.

Los resultados obtenidos de las pruebas con mesa vibratoria, fueron comparados con la teoría. De esta forma fue posible observar en que cumple ó difiere la conducta esperada del suelo y la cimentación bajo demanda sísmica de los suelos de Cinchona. Así mismo que factores lograron influir en el proceso y la confiabilidad de los resultados.

1.5.6. Conclusiones y recomendaciones

En esta fase del trabajo se resumieron los resultados obtenidos de la caracterización física y mecánica del suelo; así como en el modelaje cualitativo a escala reducida en mesa vibratoria. Se aclaran dudas relacionadas al deterioro y la presencia o no de licuación en este tipo de suelos.

Se espera que este documento pueda servir de complemento a futuros trabajos de graduación u aplicaciones ingenieriles afines. La retroalimentación obtenida del presente proyecto se tradujo en recomendaciones para futuros casos donde se busque proseguir con metodologías similares de experimentación a escala reducida y suelos de similar actuación.

Capítulo 2. Marco teórico

2.1. Los suelos derivados de cenizas volcánicas

2.1.1. Generalidades

En Costa Rica, algunos autores han llevado a cabo estudios asociados a este tipo de suelos. Así mismo, existen Trabajos Finales de Graduación sobre este tipo de materiales volcánicos. Respecto a la distribución de tamaños de partículas de los suelos derivados de cenizas volcánicas, se observa el predominio de limos y arenas en zonas superficiales y de arcillas en zonas más profundas. Respecto a la plasticidad en estado inalterado, los suelos de cenizas volcánicas parecen estar formados por agregaciones de tamaño arena o limo y presentan baja plasticidad o no son plásticos. Sin embargo, cuando son remoldeados su apariencia cambia a la de suelos finos con elevada plasticidad y humedad. Principalmente son limos de alta o baja plasticidad, localizados bajo la línea A de la carta de plasticidad. Siendo la alófana y la imogolota los minerales arcillosos que más contribuyen al incremento de la plasticidad. (Lizcano et al, 2006)

Según Mora (1998), en Costa Rica los productos de la meteorización de materiales volcánicos se agrupan, principalmente, en el rango que corresponde con los limos de alta plasticidad, con cierta tendencia hacia los limos de plasticidad muy alta, posiblemente debido al estado más avanzado de meteorización que presentan estos últimos.

Lizcano et al. (2006), en un estudio relacionado a suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia, aportan interesantes conclusiones respecto a este tipo de suelos. Recalcan que la caracterización adecuada de suelos derivados de cenizas volcánicas requiere de métodos diferentes a los convencionales (por ejemplo, SUCS, ASTM). Se resalta que criterios de diseño y construcción de estructuras geotécnicas, conocidos extensamente, resultan inaplicables en presencia de estos materiales. Además indican que técnicas de experimentación utilizadas para determinar las propiedades de estos suelos pueden conducir a resultados que difieren significativamente de las propiedades in situ.

En cuanto a las propiedades físico-químicas de esos suelos, se conoce que la mineralogía de los suelos de cenizas volcánicas tiene de gran influencia sobre sus características y su comportamiento mecánico. Los suelos derivados de cenizas volcánicas tienen una estructura cementada muy porosa conformada por agregaciones aleatoriamente distribuidas de tamaño limo y minerales de la fracción arcilla. La cementación es generalmente producida por

minerales de arcilla tales como alófana, imogolita, halloysita y ferrihidrita, o compuestos de humus y Al/Fe y opalina silícea. La acción cementante es realizada por los minerales de la fracción de arcilla derivados de la meteorización de las cenizas volcánicas, principalmente por halloysita y posiblemente por alófana e imogolita. Estos minerales son susceptibles de disolverse en soluciones ácidas (ácido sulfúrico) y presentan baja solubilidad en agua. (Lizcano et al, 2006)

En algunos casos los suelos derivados de cenizas volcánicas usualmente tienen propiedades atípicas de resistencia cortante a pesar de la alta humedad y alta plasticidad que presentan. Estas propiedades son el resultado de la estructura cementada y de las succiones debidas al estado de no saturación del material. (Lizcano et al, 2006)

En la matriz de estos suelos, las partículas tamaño limo se encuentran en contacto directo, lo cual explica el desarrollo de la resistencia por fricción en el depósito. La resistencia cohesiva se da por el desarrollo de los minerales secundarios (arcillas, óxidos de hierro), de forma que se espera incremente en la medida en que la meteorización del material avanza, lo que a su vez causaría la reducción de la resistencia por fricción. En estos materiales es de esperarse la formación de arcillas del grupo de la alófana, las cuales se muestran como pequeños cúmulos de forma esferoidal, que tienden a fracturarse cuando el material se seca, y a expandirse cuando se humedece. (Mora, 1998)

El mismo autor indica que es importante hacer notar los valores altos de la porosidad de los materiales volcánicos, ya que no significa una conductividad hidráulica alta, pues los vacíos no siempre se encuentran interconectados, o se da en ellos el desarrollo de minerales arcillosos secundarios por meteorización.

2.1.2. Formación de andosoles

La palabra andosol significa suelo negro, proveniente del Japonés ando: negro y do: suelo, ya que este tipo de suelo es muy característico en suelos volcánicos, no siendo así la regla.

El proceso de formación de los suelos de cenizas volcánicas inicia con la generación de una nube de piroclastos durante la erupción volcánica, conformada por partículas de diámetro inferior a 2 mm, conocidas como cenizas volcánicas. La energía de la erupción volcánica controla el tamaño de la nube de cenizas y la altura que ésta alcanza. Las fuertes corrientes de viento pueden elevar y mover la nube de cenizas varios kilómetros lejos de la fuente. Las

partículas transportadas en esta nube pueden permanecer suspendidas en la atmósfera por un período que puede variar de días a meses (Lizcano, et al., 2006). La Figura 3 19 muestra un resumen del proceso de formación.

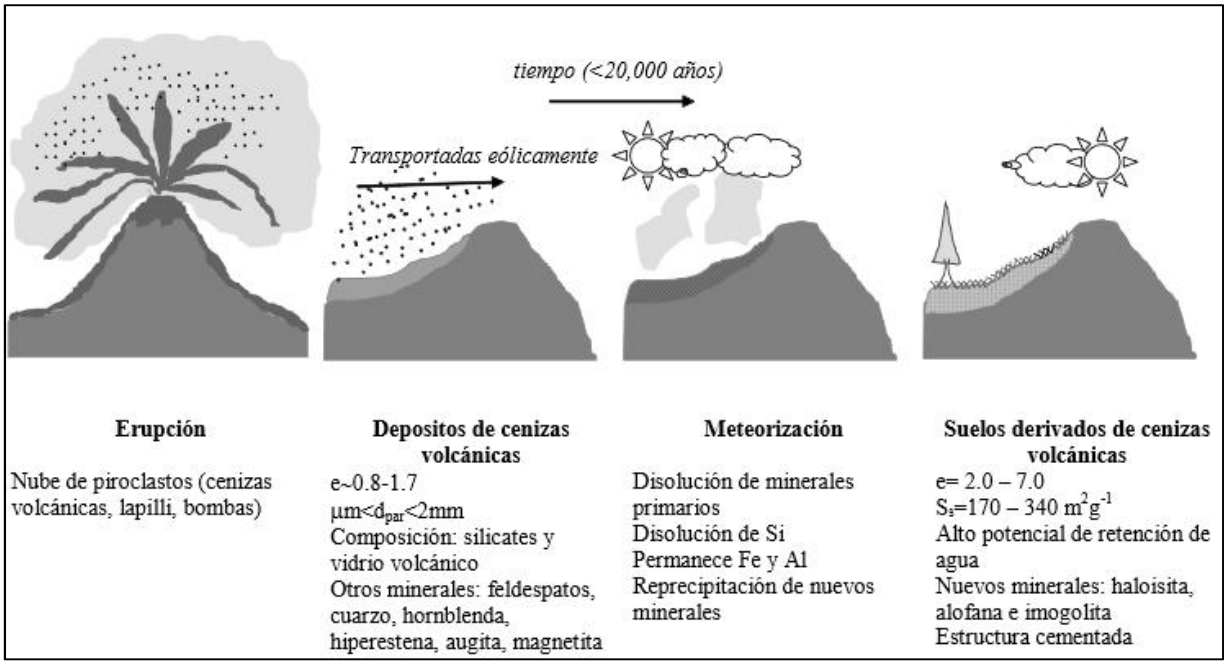


Figura 3 19. Formación de los suelos derivados de cenizas volcánicas

Fuente: Lizcano A, et al., 2006

Las cenizas volcánicas son generadas a partir de la fragmentación del magma y de materiales en el cono del volcán prevenientes de erupciones anteriores. Como principales mecanismos generadores de cenizas volcánicas se identifican: la ruptura del magma debido a vesiculación, la fragmentación del magma debido a los elevados esfuerzos térmicos y la pulverización de la lava en las paredes de la chimenea del volcán durante la erupción. Los suelos residuales derivados de las cenizas volcánicas se desarrollan a través de procesos de alteración física y química de los depósitos de cenizas volcánicas (disolución, lixiviación y precipitación de compuestos). Siendo los mecanismos de disolución y lixiviación los responsables de características como porosidad y mineralogía, al permitir la disponibilidad de soluciones necesarias para la síntesis de minerales secundarios en la formación de los suelos derivados de cenizas volcánicas. (Lizcano, et al., 2006).

De forma que el proceso de formación influye en la mineralogía, la forma y el tamaño de las partículas, la fábrica y la porosidad. Las condiciones climáticas (precipitación, temperatura,

humedad y viento) determinan la presencia de fluidos disponibles para las reacciones químicas, la tasa a la cual estas reacciones ocurren, la migración de compuestos, la erosión, entre otros procesos. El tiempo por su parte, gobierna la secuencia para la síntesis de minerales secundarios y la distribución de tamaños de partículas. (Lizcano, et al., 2006).

La morfología y textura de las cenizas volcánicas varía desde que son emanadas hasta su deposición. Las cenizas en forma de bloque tienen superficies planas resultado de la fractura vítrea del magma. Las cenizas vesiculares pueden tener texturas de gota de agua o superficies formadas por la ruptura del material a través de zonas que presentaban burbujas de aire. Las propiedades superficiales de las partículas depositadas dependen ampliamente de la abrasión que soportan durante su transporte. La distancia de transporte y la velocidad de deposición dependen de características de las partículas que incluyen forma, esfericidad, rugosidad, superficie específica, composición química y carga electrostática; a medida que se incrementa el área superficial se produce una mayor fuerza de dragado y consecuentemente aumenta la distancia al lugar de deposición. Las partículas más finas (< 20 μm) pueden acercarse debido a la atracción electrostática generada por la presencia de fluidos o gases como el ácido sulfúrico. Este mecanismo explica la ocurrencia de partículas muy finas cerca de los volcanes, depositadas en forma de agregaciones. Estas propiedades afectan la interacción entre partículas y consecuentemente determinan la separación o agregación de las mismas. Las cenizas volcánicas son convencionalmente clasificadas de acuerdo con su composición, en particular con base en el contenido de sílice. Decreciendo en el contenido de sílice las cenizas se clasifican en riolíticas, dacíticas, andesíticas, basalto-andesíticas. (Lizcano, et al., 2006).

Las cenizas están compuestas predominantemente por minerales primarios livianos (contenido de humedad: 70-95%, G s< 2,8) y en menor proporción por minerales pesados (Gs> 2,8). Por lo general, los minerales presentes incluyen feldespatos (Gs= 2,2 – 2,4), cuarzo (Gs= 2,6 – 2,65), hornblenda (Gs= 3,0 – 3,4), hiperestena (Gs= 3,2 – 3,9), augita (Gs= 3,2 – 3,6), magnetita (Gs= 4,5 – 5), biotita (Gs= 2,9 – 3,4), apatita (Gs= 3,1 – 3.2) y principalmente vidrio volcánico (Gs= 2,2 – 2,4)

Mientras que las cenizas emanadas se sedimentan alcanzando relaciones de vacíos que varían entre e = 0,8 y e = 1,7, la meteorización química lleva a la disolución y re precipitación

de nuevos minerales y a la formación de suelos residuales con una relación de vacíos muy alta y evidentes características de cementación. (Lizcano A, et al., 2006)

2.1.3. Andosoles en Costa Rica

En Costa Rica los Andosoles o suelos derivados de materiales volcánicos ocupan:

- Las zonas centrales del país: el Valle Central y las faldas de sus volcanes en todos sus flancos
- Las faldas de la Cordillera de Guanacaste
- La región entre Coto Brus y la frontera con Panamá por acción de las cenizas del Volcán Barú
- Algunas regiones de la Zona Norte y Atlántica donde se encuentran deposiciones volcánicas arrastradas por los ríos sobre las cuales se han desarrollado Andisoles.

Representan un 14% de la extensión del territorio Nacional. Sin embargo, este tipo de suelos ha sido ampliamente estudiado por el sector agrónomo, ya que constituyen el eje central de la producción cafetalera, una de las más importantes actividades agrícolas del país. Además sostienen una gran parte de la producción de caña de azúcar, hortalizas, diversos productos no tradicionales de exportación (flores, helechos, fresa) y la ganadería de leche de altura. También en los suelos volcánicos de la Zona Norte y de la parte del Atlántico se asienta parte de la última gran expansión bananera del país, produciéndose en ellos muy favorablemente también las raíces y tubérculos, así como el palmito y otra gran gama de ornamentales exóticas.

Al ser originados a partir de cenizas volcánicas, sufren un rejuvenecimiento frecuente, por lo que son muy ricos a nivel nutricional. Cuando las cenizas son gruesas como ocurre cerca de los cráteres de los volcanes, los suelos clasifican como vitrands, mientras que en las partes intermedias del relieve con alta y constante humedad, dominan los udands, con una mayor presencia de ustands en las partes bajas, donde ocurre la estacionalidad de las lluvias. Cerca de los de los cráteres las cenizas sufren un proceso de meteorización lento, y junto a las bajas temperaturas hacen que mineralógicamente, se encuentre es vidrio volcánico asociado con pocas cantidades de óxidos de Si, Al y Fe cerca de esas zonas. En las pendientes

medidas, la arcilla dominante es la alófana que es un coloide de características muy particulares, amorfas e hidratadas, que aparece en esos sistemas como producto obligatorio de la descomposición de las cenizas volcánicas en zonas húmedas. (Henríquez, et al, 2014)

En Costa Rica, acorde al Ministerio de Agricultura y Ganadería, los Andosoles corresponden a suelos bien estructurados que propician el buen drenaje, pero a su vez, presentan una buena retención de humedad, además poseen una baja densidad aparente y baja resistencia al corte tangencial, siendo fáciles de arar y al tratarlos con maquinaria pesada, son susceptibles a compactarse. En las cercanías al volcán estos suelos son de textura franco arenosa o más gruesa, mientras que en las posiciones intermedias del relieve presentan texturas franco limosas o francas, y en las partes inferiores ocurren con texturas arcillosas. Las cenizas recién depositadas y los suelos volcánicos en sus primeros estados de desarrollo son bastante susceptibles a la erosión hídrica, y si a esto se agregan las fuerzas pendientes que son propias de una fisiografía de montaña así como el uso intensivo a que son sometidos, se corre el riesgo de erosionarlos muy rápidamente.

Novoa (2007), en su trabajo final de graduación "Características Geotécnicas de los suelos derivados de Cenizas Volcánicas (Andosoles) en la gran área metropolitana de Costa Rica", detalla propiedades de suelos volcánicos, en diversos puntos de la GAM. Estos se basan en ensayos como humedad natural, gravedad específica, densidad, granulometría, contenido de arcilla, límites de consistencia, clasificación, potencial de colapso y resistencia in situ. Expone que acorde al sistema de clasificación SUCS, los suelos derivados de cenizas volcánicas clasifican como limos-arenosos. No obstante, en general las características evaluadas indican que estos suelos tienen comportamiento limoso-arcilloso, con altos valores de relación de vacíos y baja resistencia. Conforme a pruebas de colapso, los suelos estudiados indican un bajo potencial. Por otra parte el autor comenta que todos los suelos de origen volcánico presentan en menor o mayor grado las siguientes características:

- El contenido de las cenizas volcánicas y su grado de alteración es lo que determina las características del suelo
- Estructura porosa y altas relaciones de vacíos. En algunos suelos, esta estructura es inestable y puede colapsar por saturación.
- Alta humedad natural
- Suelos permeables en general

- Por su estructura porosa tienden a ser blandos para fines de cimentación
- Bajos pesos unitarios
- Disminuyen su resistencia conforme la zona en que se ubican es más lluviosa producto del aumento en la porosidad y la humedad natural.

En Costa Rica, Mora (1998) recopiló con base en previas investigaciones, propiedades físicas, relacionadas con suelos volcánicos del valle central, como se indica en el Cuadro 2-1.

Cuadro 2-1. Propiedades físicas suelos volcánicos Costa Rica

Muestra	Litología	Gravedad específica	Peso unitario húmedo (kN/m^3)	Peso unitario seco (kN/m^3)	Peso unitario de los sólidos (kN/m^3)	Relación de vacíos	Porosidad (%)	Grado de saturación (%)
FI/1	Cenizas	2.69	15	9.8	26.4	1.7	63	85
FI/2	Lahar	2.68	15.6	10.1	26.3	1.6	62	90
FI/3	Lavas	2.65	14.1	9.7	26	1.7	63	72
RT/1	Cenizas	2.7	17.3	12.8	26.5	1.1	52	88
RT/2	Cenizas	2.68	17	12.0	26.3	1.1	52	88
RT/3	Cenizas	2.68	16.3	11.5	26.3	1.9	65	83
RT/4	Lavas	2.68	16.8	11.5	26.3	1.3	56	96
SD/1	Tobas	2.69	16.5	11.8	26.4	1.2	55	86
SD/2	Tobas	2.69	16.4	11.7	26.4	1.3	56	86
SB/1	Tobas	2.69	15.5	10.1	26.4	1.6	62	88
SB/2	Tobas	2.69	15.8	10.4	26.4	1.5	61	92

Fuente: Adaptado de Mora, 1998.

Mora (1998) también recopila información relacionada a parámetros obtenidos con ensayos de corte directo consolidados-drenados (CD) (ver Cuadro 2-2). El autor indica que los suelos estudiados cuentan con cohesiones efectivas muy bajas y con ángulos de fricción efectivos altos, producto de la meteorización de productos volcánicos.

Cuadro 2-2. Propiedades mecánicas suelos volcánicos Costa Rica

Parámetros efectivos de resistencia al corte				Rangos de variación de los parámetros de resistencia al corte efectivos de suelos volcánicos		
Muestra	**Litología**	**Cohesión (kPa)**	**Ángulo de fricción interna (grados)**	**Litología**	**Cohesión(kPa)**	**Ángulo de fricción interna (grados)**
FI/1	Cenizas	4.9	32	Brechas	8.1-8.9	30-31
FI/2	Lahar	0	35	Tobas	0.0-21.9	20-38
FI/3	Lavas	5.9	31	Cenizas	1.6-16.0	14-38
RT/1	Cenizas	2.7	32	Lapilli	11	33
RT/2	Cenizas	1.6	36	Lahar	0	35
RT/4	Lavas	9.8	31	Lavas	5.9-9.8	31
SD/1	Tobas	6.6	38			
SD/2	Tobas	0	37			
SB/3	Tobas	16	20			

Fuente: Adaptado de Mora, 1998.

2.1.4. Mineralogía de andosoles

La mineralogía de los suelos de cenizas volcánicas tiene de gran influencia sobre sus características y su comportamiento mecánico. Los minerales arcillosos le conceden a estos suelos sus características de cohesión y plasticidad. Los principales minerales provenientes de la meteorización de las cenizas volcánicas presentes en la fracción de arcilla son alófana, imogolita, halloysita y caolinita, estos derivados particularmente del vidrio volcánico, y sus propiedades como tamaño, forma, carga eléctrica, energía superficial, y otros los hacen distinguibles de minerales comúnmente encontrados en suelos sedimentarios. La halloysita es típica de los suelos pardos rojizos y pardos amarillentos de las zonas cafetaleras y cañeras del Valle Central. La alófana está asociada al color oscuro de los Andisoles. En el caso de colores pardo rojizos es común encontrar caolinitas. (Henríquez, et al, 2014)

a. La alófana e imogolita

Es un aluminosilicato hidratado producido en etapas tempranas de la meteorización del vidrio volcánico, a partir de soluciones de Si y Al y en condiciones de pH > 4,7. Su composición varía de acuerdo con el predominio de Al ó Si, pudiéndose encontrar alófanas ricas en Al (Al:Si: 2:1) y alófanas ricas en Si (Al:Si : 1:1). La mayor parte de la literatura técnica se ha referido a la alófana como un mineral amorfo, sin embargo presenta un estructura ordenada que consiste de esferas huecas con diámetros externos variando entre 3,5 y 5 nm y espesor variando entre 0,7 y 1 nm . Estas esferas se agrupan en agregados (domains; diámetro: 0.01 – 1 m), los cuales se unen para formar agregados de mayor tamaño (clusters; diámetro: 1 – 100 µm). Una fuerte agregación se desarrolla entre partículas individuales debido a los enlaces cementantes, enlaces de hidrógeno, atracción eléctrica y fuerzas de Van der Waals. Usualmente la alófana se asociada con la presencia de imogolita, un mineral constituido por hilos suaves y curvos que conectan las partículas de alófana. Los hilos presentan un diámetro exterior variando entre 10 y 30 nm y longitud de varias micra. La imogolita presenta propiedades químicas similares a la alófana, pero a diferencia de la alófana se forma únicamente a partir de soluciones con relaciones Al/Si~0,5-1,0 y pH~5. (Lizcano, et al., 2006).

Figura 2-1. Partícula de Alófana

Fuente: Minerales aceptados por el IMA, 2011

La alófana crea arcillas inestables, (muy reactiva), imprimiendo comportamientos peculiares a estos suelos, al buscar mayor estabilidad esta se hidrata, ligándose a la materia orgánica y formando complejos organominerales difíciles de descomponer y fija aniones.

El termino proto-imogolita se utiliza para referirse a minerales arcillosos que son similares a la imogolita, a excepción de que su forma tubular es incompleta o poco formada. Ese tipo de minerales tienden a formar suelos del tipo “limo colapsable”, que son susceptibles a la licuación si están saturados y a la contracción y agrietamiento si se secan mucho. Si son secados al horno los suelos con minerales amorfos tienden a comportarse de forma “arenoso” y a perder cohesión y plasticidad. (Núñez, 2010)

Fuente: Minerales aceptados por el IMA, 2011

b. La Halloysita

Este se forma de una etapa más avanzada de alteración del vidrio volcánico. Típicamente, la alófana rica en Sílice puede sintetizar este mineral después de un período de meteorización que puede tardar miles de años , bajo condiciones de precipitación inferiores a 1500 mm/año y pH entre 5,7 y 7,1. Presenta una estructura similar a la caolinita, formada por una capa octahedral y una capa tetrahedral separadas por una capa de moléculas de H_2O cuando está completamente hidratada. La halloysita se puede presentar completamente hidratada, parcialmente hidratada o deshidratada (metahalloysite). Usualmente, cuando se forma a partir de material volcánico, presenta una morfología tubular o esferoidal con diámetro variando entre 0,04 µm y 1 µm y entre 0,1 µm y 1µm, respectivamente. (Lizcano, et al., 2006)

Figura 2-2. Partícula de Halloysita

Fuente: Minerales aceptados por el IMA, 2011

c. La Caolinita

El nombre proviene de la localidad de Kao-Ling en China, este mineral se utilizaba para fabricar porcelana, Kaoling significa cresta, monte, montaña alta de donde solían obtener el material para la porcelana.

En general forma masas criptocristalinas en cristales tan solo visibles al microscopio electrónico, pues son muy pequeños, que pueden agregarse en escamas hexagonales flexibles, no elásticas. Este mineral de arcilla, forma parte del grupo de minerales industriales, con la composición química $\underline{Al_2Si_2O_5(OH)_4}$. Se trata de un mineral tipo silicato estratificado, con una lámina de tetraedros unida a través de átomos de oxígeno en una lámina de octaedros de alúmina.

La caolinita es un mineral de formación secundaria, de color blancuzco, el cual podría formarse mediante varios mecanismos bajo condiciones adecuadas de drenaje cuando provienen de suelos de origen volcánico como:

a) Deshidratación de la halloysita por envejecimiento
b) A partir de la desilicatación y desbasificación de la montmorillonita

c) A partir de feldespatos, ya sea por una transición sólido-sólido o a través de una fase micácea

Figura 2-3. Partícula de Caolinita

Fuente: Minerales aceptados por el IMA, 2011

La erosión es responsable del proceso inicial de cambio de ceniza volcánica a alófana e imogolita, luego a halloysita, luego a caolinita, luego a sesquióxidos y, por último, en laterita. Este rápido cambio en el material produce dos materiales que participan en la anterior descripción, alófana e imogolita. (Besoain, 1985)

El proceso de meteorización es complejo, la formación de nuevos materiales por reacción química o mecánica es muy amplia y difícil de describir en el tiempo debido a la cantidad de materiales y variables que inciden en la formación de estos materiales. Por ejemplo, en la Figura 2-4 se pueden observan las rutas y diversas formaciones de minerales arcillosos durante la meteorización.

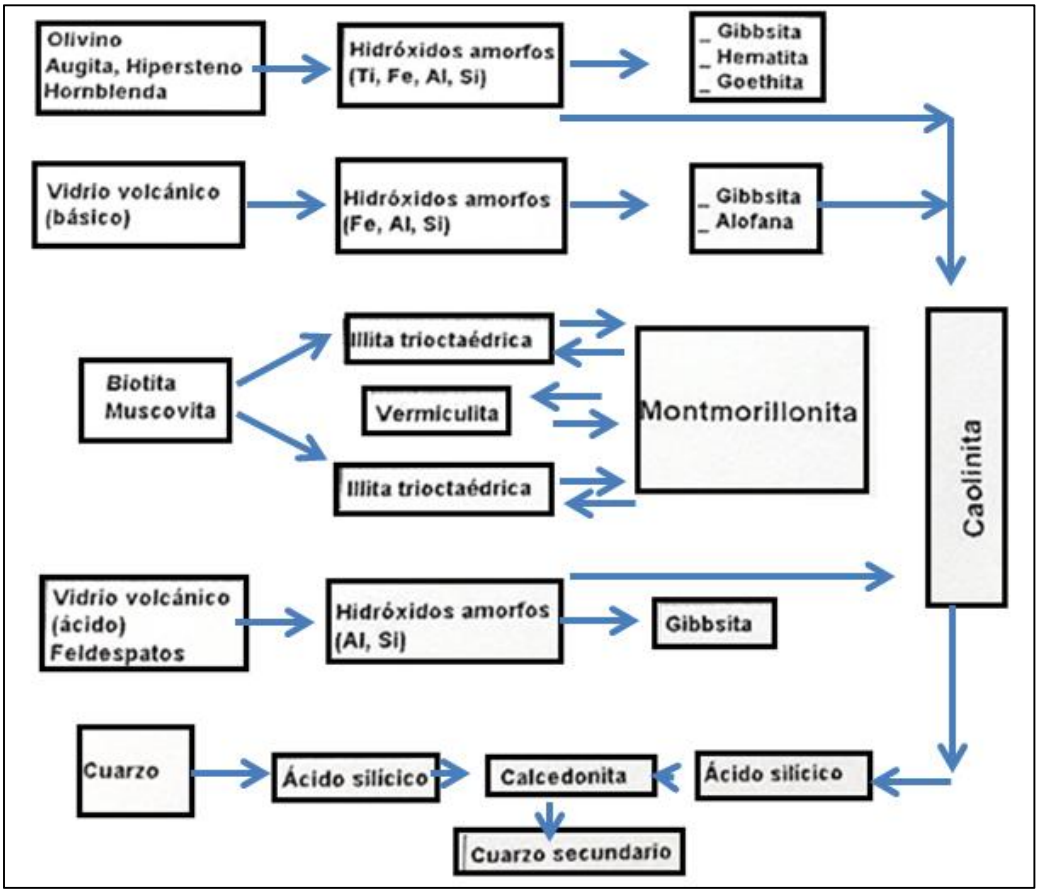


Figura 2-4. Minerales arcillosos y posibles rutas de formación durante la meteorización

Fuente: Adaptado de Núñez, 2010c

La presencia de material orgánico y la mezcla de los diferentes minerales arcillosos en suelos volcánicos, aumenta la variabilidad de los límites de consistencia, de forma que cada suelo dependiendo de su geología tienen características particulares.

Minerales como halloysita y alófana inciden en las propiedades ingenieriles (resistencia y asentamientos) de forma inusual. La estructura tubular de la halloysita afecta la clasificación y las pruebas de compactación en muestras secas al aire con alto contenido de este mineral, difieren significativamente a los valores obtenidos en pruebas con humedad natural. Por otra parte, suelos con alófana pueden ocasionar comportamientos anómalos en obras de ingeniería y variabilidad de los límites de consistencia según el contenido de humedad inicial. (Núñez, 2010).

2.1.5. Influencia de la alófana en propiedades ingenieriles de suelos volcánicos

Acorde a Núñez (2010), los suelos cohesivos derivados de ceniza volcánica han sido ampliamente estudiados por Japón, debido a la abundancia de volcanes en este país y la necesidad de desarrollo e infraestructura en esta región. La similitud de nuestros suelos de origen volcánico con los de Japón, pueden contribuir a analizar el comportamiento anómalo de este tipo de materiales volcánicos en nuestro país.

Principalmente estudios relacionados al contenido de alófana (1991 y 1993) realizados por el ingeniero Ei Kon So del departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Kanto en Japón han contribuido con una nueva carta de plasticidad. Esta incluye el índice de liquidez como una variable útil para caracterizar las propiedades mecánicas de suelos volcánicos, así mismo considera la humedad natural como un parámetro de caracterización a tomar en cuenta.

La carta de plasticidad propuesta por So, surge de la inquietante de que el proceso de preparación de muestra en el laboratorio puede no ser representativo de la condición de campo, ocasionando problemas con niveles de humedad mínimos que se presenten in situ y los máximos niveles de compactación y humedad que se puedan alcanzar en el lugar al momento de efectuar los trabajos en sitio.

La carta de clasificación de suelos volcánicos con alófana de So (1993) se divide en 4 cuadrantes, cada uno representado por dos caracteres, el primero asocian al contenido de humedad natural (W_n) y el segundo la liquidez (sensibilidad según el IL). Las letras L y H siginifican “low” y “High”, el siguiente cuadro detalla la notación.

Cuadro 2-3. Notación para clasificar y comparar suelos MH y ML

Máxima Humedad natural	Indice de liquidez
H: Alto contenido de humedad	H: Alta liquidez
H: Alto contenido de humedad	L: Baja liquidez
L: Bajo contenido de humedad	H: Alta liquidez
L: Bajo contenido de humedad	L: Baja liquidez

Fuente: Núñez, 2010.

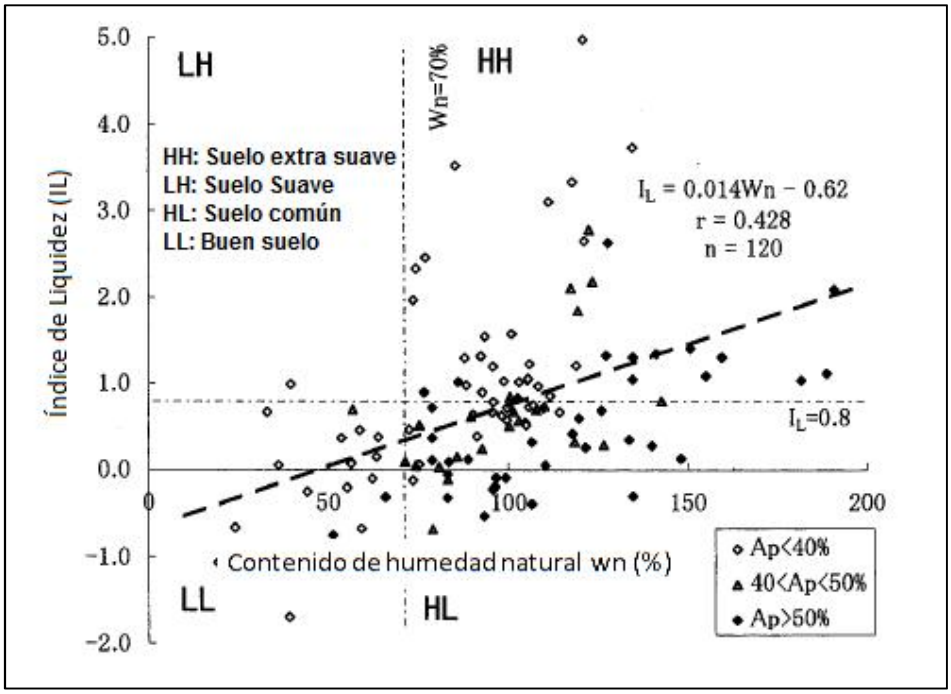


Figura 2-5. Carta de clasificación según contenido de humedad propuesta por So (1993)

Fuente: Núñez, 2010.

En la carta, IL=0,8 separa los limos normales de los limos suaves sensitivos, el límite de W_n = 70% sirve como límite de contenido de humedad entre suelos volcánicos y de otro tipo. Este se determinó considerando qué acorde a So (1993), un suelo volcánico debe contener un mínimo de Ap= 10% (cantidad de alófana). (Figura 2-6).

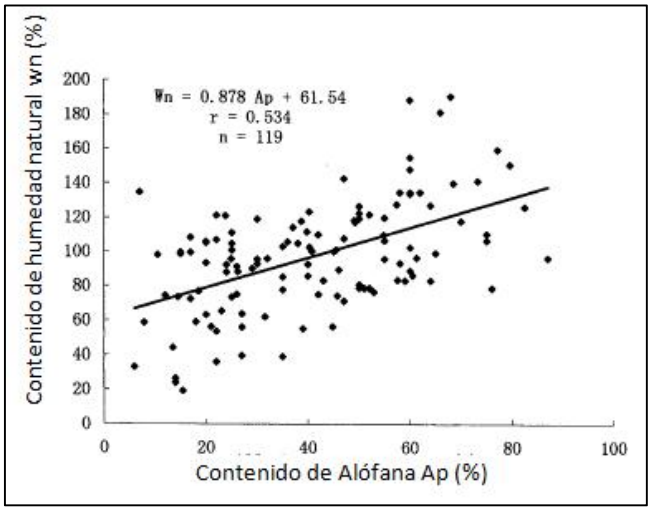


Figura 2-6. Relación entre alófana y humedad en suelos volcánicos propuesto por So (1993)

Fuente: Adaptado de Núñez, 2010.

Acorde a So, limos HH representan suelos suaves de bajas propiedades ingenieriles, LL es un suelo de buenas propiedades ingenieriles, HL es de los suelos más comunes encontrados en Japon (Limo común). LH es un suelo poco usual en la práctica de baja proporción, pues posee contenidos de humedad bajos y altos IL.

Por otra parte, So también aporta una carta de clasificación basada en el índice de liquidez, (LL) y el coeficiente de flujo (β), el cual es la razón entre el contenido de humead W_n y su LL (β= W_n/ LL). Esta carta igualmente se divide en cuatro cuadrantes, el primer carácter representa la fluidez del suelo (flujo plástico de solido a líquido) y el segundo la inestabilidad o colapso.

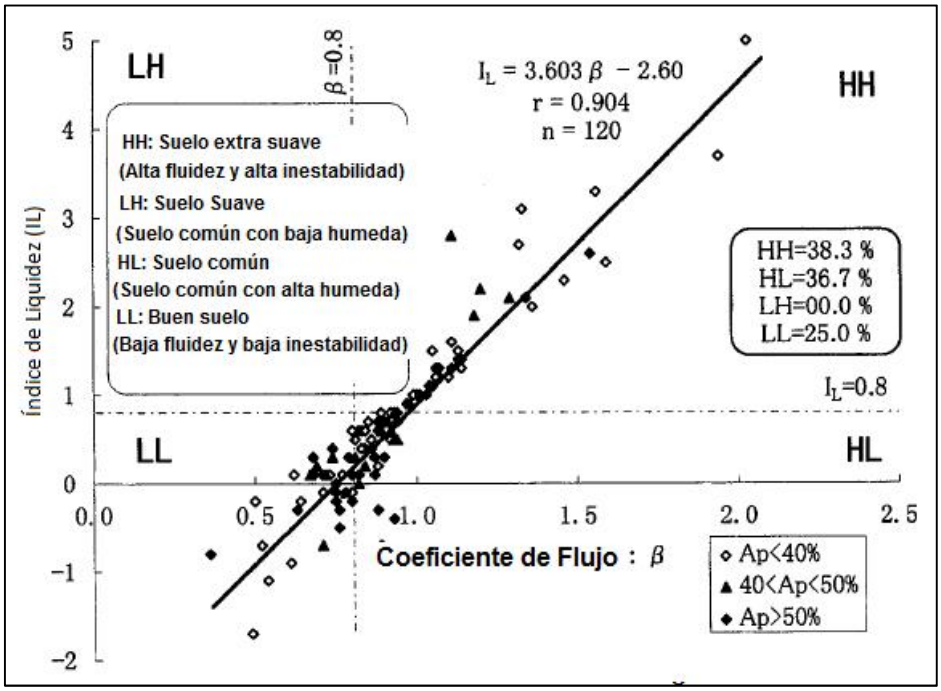


Figura 2-7. Carta de plasticidad según coeficiente de flujo por So (1993)

Fuente: Adaptado de Núñez, 2010.

La notación de esta carta se describe en el Cuadro 2-4

Cuadro 2-4. Notación para clasificar (β= W_n/ LL)

Fluidez del suelo	Estabilidad para cimentar en el suelo
H: Alta fluidez	H: Alta inestabilidad
H: Alta fluidez	L: Baja inestabilidad
L: Baja fluidez	H: Alta inestabilidad
L: Baja fluidez	L: Baja inestabilidad

Fuente: Núñez, 2010.

Aunque el método de Casagrande es utilizado en Japón para obtener límites de consistencia, esta propuesta provee parámetros para sub-clasificar suelos, en una nueva carta de plasticidad, que se aplica mediante los resultados obtenidos con la metodología ASTM.

2.2. Licuación e influencia de finos en el potencial licuable

2.2.1. El fenómeno de la licuación

Para definir el fenómeno de licuación, es necesario hacer referencia a la expresión de la resistencia al esfuerzo cortante de la arena, propuesta por Coulomb en el año 1776 y modificada por Terzaghi en 1925, quien consideró por primera vez, la influencia trascendental del agua contenida en el suelo.

$$\tau = (\sigma - u)\tan\phi = \sigma'_v \tan\phi$$

"Tradicionalmente la licuación se ha definido como el decremento del esfuerzo efectivo (σ'v), debido al aumento de la presión de poro (u) causada por la tendencia a la densificación del suelo granular, cuando éste en condiciones saturadas no drenadas, es sometido a una carga cíclica o monotónica, Seed et al. (1966), Ishihara (1993) y Kramer (1996), entre otros." (Repositorio digital de la Facultad de Ingeniería – UNAM, 2005)

El suelo se deforma por la aplicación de esfuerzos o deformaciones de cortante, como los que se generan por la vibración durante un sismo, y el contacto entre las partículas se pierde por el aumento de la presión de poro y por consiguiente, disminuye la presión efectiva en la masa de suelo. Por lo tanto, la carga soportada inicialmente en dirección vertical por los puntos de contacto, es ahora soportada por el agua que ocupa los vacíos en el suelo. De esta manera, el suelo pierde su resistencia y se comporta como un fluido.

Este fenómeno, se presenta hasta que los esfuerzos cortantes en la masa de suelo disminuyen a valores compatibles con la resistencia del suelo licuado. Es decir, el contacto entre las partículas del suelo se va restableciendo con la disipación de la presión de poro.

El Código de Cimentaciones de Costa Rica (CCCR), menciona los principales factores que inciden en la ocurrencia del fenómeno:

Características del sismo: Para una misma magnitud sísmica, la susceptibilidad de licuación de un depósito disminuye con la distancia epicentral, y para una distancia epicentral fija la susceptibilidad a la licuación aumenta con la magnitud y los ciclos de carga.
Densidad o compacidad relativa: A mayor densidad relativa, menor susceptibilidad a licuación.
Granulometría: Las arenas más finas y uniformes son más susceptibles a la licuación.
Estratigrafía del depósito: Cuanto menos estratificado es el suelo, mayor es la posibilidad de ocurrencia de licuación.
Estructura interna del suelo: Cuanto más estable por su granulometría, densidad y forma de los granos, menor la susceptibilidad a la licuación.
Plasticidad: La susceptibilidad a la licuación es menor mientras mayor sea el contenido de finos plásticos.
Permeabilidad: A mayor permeabilidad la su susceptibilidad a la licuación de un depósito disminuye.
Grado de saturación: La susceptibilidad a la licuación de un suelo granular aumenta con el grado de saturación.

Para evaluar el potencial de licuación de un suelo, también se utiliza observaciones históricas de ocurrencia de licuación. Criterios geológicos como el ambiente de deposición, y la composición de los suelos tienen influencia en el fenómeno. También criterios basados en la composición de los materiales son una guía para determinar la susceptibilidad del fenómeno en un suelo. Por ejemplo, las arcillas sensibles tienden a tener un comportamiento esfuerzo-deformación similar a los suelos licuables, sin embargo no se licuan. Los suelos uniformes, al tener partículas que llenan los vacíos formados por las partículas más grandes, reducen la tendencia a la compactación y el incremento en la presión de poros en el caso de carga sísmica; en contraste con suelos bien graduados. Los depósitos de suelos formados por formas irregulares tienen mayor resistencia friccionante, por lo que son menos susceptibles que los depósitos formados por partículas redondeadas. Es importante considerar que las

arenas no son los únicos suelos con tendencia a la licuación, el fenómeno ha sido observado en suelos tipo gravas y limo. (Código de Cimentaciones de Costa Rica, 2009)

Según el CCCR, los suelos finos pueden sufrir licuación si se cumple el siguiente criterio chino:

Fracción con tamaños menores a 0.005 mm < 15%
Limites líquidos (LL) < 35%
Humedad natural > 0.9LL
Índice de liquidez < 75 %

Se reconocen cuatro tipos básicos de fallas del terreno asociadas con la licuefacción:

a) Falla de Flujo: Se desarrollan principalmente en arenas finas o limos sueltos uniformes y saturados, sobre pendientes mayores a 3°. La falla puede ocurrir con una pérdida total de la resistencia (licuación verdadera) y generar desplazamientos grandes de material, por el comportamiento líquido inducido por el fenómeno.
b) Desplazamiento o corrimiento lateral: sucede cuando un estrato de suelo superficial no licuable, cede como resultado de la licuación de un estrato más profundo.
c) Oscilación del terreno: ocurre en terrenos planos, donde la pendiente no permite un corrimiento lateral, cuando el suelo en estratos inferiores se licua, el suelo superior oscila, según las ondas sísmicas. Esto puede ocasionar apertura y cierre de fisuras, con eyección de material licuado en formas de conos.
d) Pérdida de resistencia y de soporte: Ocurre una reducción de la capacidad de soporte de los cimientos debido al debilitamiento del material del suelo inferior o contiguo que puede ocasionar el hundimiento de estructuras, así como el volcamiento de estas. Se pueden evidenciar volcanes de arena. Las deformaciones del terreno pueden ser proporcionales al peso de la construcción.

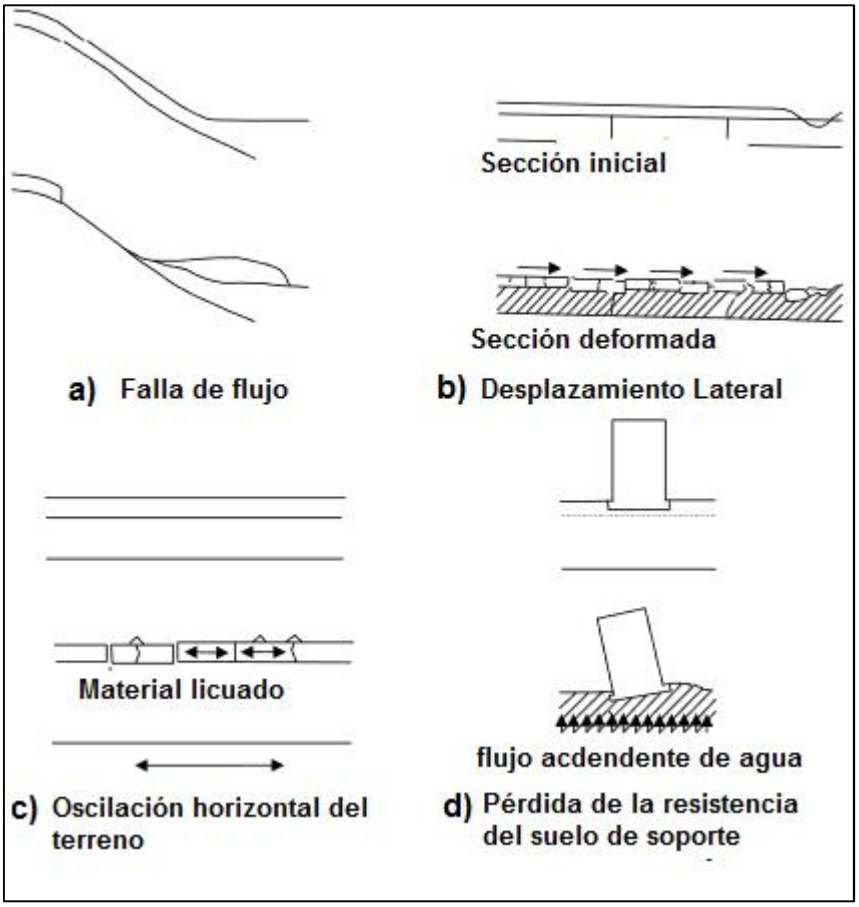


Figura 2-8. Tipos de falla del terreno a causa de la licuación

Fuente: Adaptado del Código de Cimentaciones de Costa Rica, 2009

Numerosas publicaciones relacionadas para definir el riesgo de licuación de un depósito de material granular, se pueden clasificar en cuatro grupos: pruebas de laboratorio, pruebas de campo o empíricas, pruebas simplificadas y pruebas basadas en el cálculo de la respuesta del terreno. Las evaluaciones de la susceptibilidad a la licuación de un depósito de suelo, generalmente se hacen hasta los 15 m de profundidad; a profundidades mayores rara vez ocurre el fenómeno. Se recomienda evaluar por lo menos hasta 6 m por debajo de la profundidad de desplante de una cimentación profunda, a menos que los resultados indiquen que es posible la ocurrencia de licuación a una profundidad mayor que la límite (15 m), se debe continuar con la exploración en un tramo significativo o por lo menos hasta encontrar suelos no licuables. (Repositorio digital de la Facultad de Ingeniería – UNAM, 2005)

2.2.2. Metodologías de análisis del potencial de licuación

Las metodologías para evaluar el potencial de licuación son diversas, no obstante, se mencionan las principalmente utilizadas a nivel nacional e internacional:

Método Seed & Idriss modificado

Método actual del Código Japonés de puentes y carreteras

Método Chino para la evaluación de la licuación

Todas las metodologías suponen las condiciones de ocurrencia del fenómeno clásico, las cuales son suelos arenosos mal graduados potencialmente licuables, por debajo del nivel freático, o bien, analizar la posibilidad de que éste llegue a estar saturado en el futuro y así evaluar el potencial de licuación del suelo en ese momento. Si las condiciones anteriores se cumplen es posible aplicar estas metodologías para evaluar el potencial de licuación del suelo.

Es importante recalcar que todas estas metodologías utilizan el valor N_{SPT}, el cual representa la resistencia a la Penetración Estándar (SPT), acorde al ensayo ASTM D1586. En nuestro país como en el mundo, este ensayo es utilizado en diversas investigaciones relacionadas al estudio de los suelos. Los valores relacionados el valor N_{SPT} tomado en el campo, usualmente son corregidos para normalizar este valor y poder utilizarlo en ensayos de licuación ($N \rightarrow (N_1)_{60}$). Esto porque la diversidad de equipos para realizar el ensayo y las diferentes condiciones en las que se realiza el mismo, pueden afectar la comparación del valor de resistencia a la penetración (N).

2.2.3. Los finos y su influencia en la licuefacción

Aunque el fenómeno de la licuación de mezclas de arenas y arcillas no ha sido claramente explicado, el porcentaje de finos es uno de los principales factores que afectan el potencial de licuación de depósitos arenosos. En los últimos años diversas teorías y estudios se han desarrollado en relación a la evaluación de susceptibilidad de licuefacción de los suelos finos.

Sin embargo, las controversias bibliográficas existentes del potencial de licuación en suelos finos han incitado a re-examinar estos estudios, principalmente el Criterio Chino modificado. Actualmente el potencial licuable de este tipo de suelos, ha intentado ser estimado basado en investigaciones de laboratorio o información in situ mediante (SPT) ensayos de penetración estándar (N1 o $(N1)_{60}$), penetración con cono (CPT) y de experiencia en eventos ocurridos. La polémica y la confusión del comportamiento de suelos de grano fino después de haber sido perturbado por carga cíclica es compleja, e inclusive la comprensión conceptual, procedimientos y análisis de metodologías se han propuesto como una rama de la ingeniería moderna. Suelos de grano fino (limos- arcillosos, suelos limosos) han sido clasificados como suelos no licuables en circunstancias controversiales. (Aminaton Marto & Tan Choy Soon, 2012)

Luego de los terremotos de 1975 en Haichang y 1976 Terremoto de Tangshan, Wang (1979) noto que suelos limosos y limosos arcillosos experimentaron el fenómeno. Estos suelos tenían contenidos de arcilla menores a 15 % acorde a la definición china para arcilla: (más fino que 0,005 mm). Aminaton Marto & Tan Choy Soon (2012) exponen que autores como Seed e Idriss en 1982, se basaron en el criterio Chino de Wang publicado en 1979. En este caso, los autores concluyen que los suelos susceptibles a la conducta de licuefacción deben cumplir con tres criterios básicos:

1. Un contenido de finos arcillosos menor al 15 % (fracción de arcilla más fino que 0,005 mm).
2. Límite líquido inferior al 35%
3. Contenido de agua in situ (w%) superior al 90% del LL

Según Prakash, S.& Puri, V.K. (2003), se propusieron adapaciones para utilizar el criterio Chino considerando los procedimientos ASTM utilizados en Estados Unidos y la mayor parte de América. Ya que los procedimientos para ensayar el límite líquido y plástico en China, difieren de la normativa ASTM. Se llegó a la siguiente conclusión para aplicar este criterio:

1. Reducir el contenido de finos en un 5%
2. Incrementar el LL en un 1%
3. Incrementar el porcentaje de humedad en un 2%

La Figura 2-9, muestra las correcciones anteriores, para aplicar el Criterio Chino acorde a la normativa ASTM.

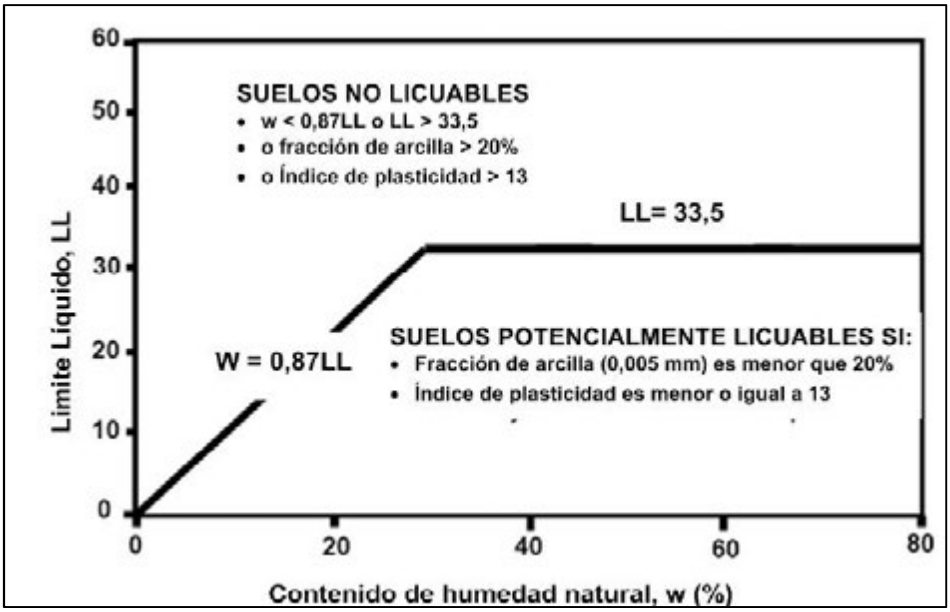


Figura 2-9. Criterio Chino, establecido por Seed e Idriss en 1982, modificado para la normativa ASTM

Fuente: Hernández, 2010

Los suelos que caen bajo la línea definida por w = 0,87LL y LL = 33,5 deberán ser considerados como susceptibles a licuarse.

Andrews y Martin (2000), basados en Wang (1979) reevaluaron el método y proponen el "Criterio Chino Modificado". Ellos recomendaron:

1. Suelo con menos de 10% de fracción arcillosa (< 0,002 mm) y LL < 32% con material pasando la malla No. 40 se consideran potencialmente licuables.
2. Suelos con más de 10% de fracción arcillosa y LL ≥ 32% son improbables que sean susceptibles a licuación clásica inducida cíclicamente.
3. Suelos en condiciones intermedias entre estos criterios deben ser muestreados y ensayados para determinar su potencial licuable.

No obstante, los suelos que presentan la característica descrita en el punto 3, presentan una problemática al no existir metodologías adecuadas para evaluar el potencial licuable de estos suelos. La Figura 2-10 representa el Criterio Chino Modificado.

	Límite Líquido[1] < 32	Límite Líquido ≥ 32
Contenido de Arcilla[2] < 10%	**Susceptible a licuación**	**Estudios adicionales se requieren** *(Considerando granos plásticos de tamaño no-arcilloso tales como Mica)*
Contenido de Arcilla[2] ≥ 10%	**Estudios adicionales se requieren** *(Considerando granos no plásticos de tamaño arcilloso tales como cascajo de mina o tajo)*	**No susceptible a licuación**

Notas:
1. Límite Líquido determinado con el dispositivo Casagrande
2. Contenido de arcilla definida como granos más finos que 0,002 mm

Figura 2-10. Susceptibilidad de licuación de arenas limosas y arcillosas acorde a Andrews y Martin (2000)
Fuente: Hernández, 2010

Sin embargo, el criterio Chino Modificado fue cuestionado, debido a que en los terremotos de Loma Prieta (1989), Northridge (1994), Kocaeli (1999) y Chi – Chi (1999), limos y arenas arcillosas aparentemente más cohesivas de lo propuesto por este criterio, exhibieron un comportamiento licuable.

Suelos con altos porcentajes de finos y alta plasticidad, han sido muestreados por investigadores en ensayos cíclicos de laboratorio, obteniendo resultados similares a los observados en campo (Aminaton Marto & Tan Choy Soon, 2012).Estos exponen lo siguiente: referencia

a. Suelos de más alta plasticidad que lo sugerido por el Criterio Chino Modificado pueden ser susceptibles a un incremento significativo de la presión de poro y por ende la pérdida de resistencia.

b. Hay una transición gradual entre el comportamiento de suelos aún más plásticos, los cuales no parecen estar propensos de manera similar a generaciones severas de presiones de poros y perdida de resistencia.

Suelos como arenas y limos con baja plasticidad, se licuan a deformaciones cíclicas bajas (típicamente en el orden de 3% a 6%), con una pérdida severa de resistencia. Por otro lado, suelos más plásticos pueden exhibir también pérdida de resistencia y rigidez, acompañado de incrementos en la presión de poro. Sin embargo, estas relaciones de presión de poro alcanzadas son menores que las asociadas a suelos "clásicos" potencialmente licuables, así mismo esta pérdida de resistencia y rigidez puede ser acompañada de grandes deformaciones por cortante.

El criterio del "contenido de arcilla" en el Criterio Chino modificado y en lo expuesto por Andrews y Martin (2000) es engañoso, porque no es el "contenido de arcilla" lo relevante, sino el porcentaje de minerales arcillosos presentes en el suelo y su actividad lo realmente importante.

Al referirse a la licuación clásica, esta implica una pérdida significativa de la resistencia y rigidez debido a la generación de presiones de poro cíclicas. La cual se puede diferenciar de lo que es "sensibilidad". En este caso, la pérdida de resistencia sucede a causa de un cortante monotónico como resultado de grandes y monotónicos (unidireccionales) desplazamientos por cortante lo cual se convierte en un fenómeno de ablandamiento o sensibilidad.

De esta forma, se sugiere que existe una transición en el comportamiento;a modo que la conducta del suelo comienza a ser controlada por los finos. El incremento en la plasticidad implica un comportamiento más "Ductil". Este comportamiento dúctil no tiene un límite marcado entre suelos que son potencialmente susceptibles a licuación cíclica clásica y los que no.

Considerando estas implicaciones, Bray & Sancio (2006), presentan recomendaciones respecto al potencial de licuación de suelos con alto porcentaje de finos, que de alguna manera puedan controlar el comportamiento promedio. Los autores proponen el uso de la siguiente figura:

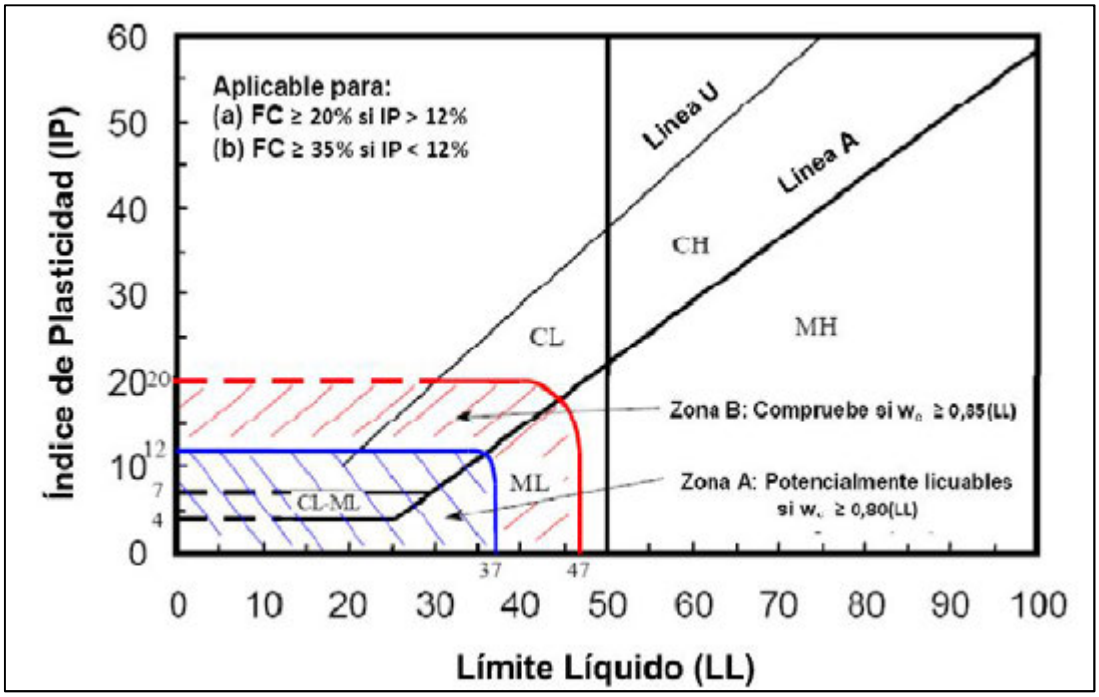


Figura 2-11. Recomendaciones acerca de los tipos de suelos licuables por Bray & Sancio (2006)

Fuente: Hernández, 2010

Respecto a las recomendaciones de la Figura 2-11, Bray & Sancio (2006), indican:

a. Los suelos que caen en la zona A se consideran potencialmente susceptibles a la licuación "clásica" inducida cíclicamente, estos suelos tienen porcentaje de finos suficientes como para separar las partículas más gruesas y controlar el comportamiento, usualmente estos finos son no-plásticos o son limos y/o arenas limosas de baja plasticidad (IP ≤ 12% y LL ≤ 37%), y con altos contendidos de humedad relativos a su límite líquido (w_c > 0,85LL). Limos y/o arenas limosas de baja plasticidad o no-plásticas pueden estar entre los suelos licuables más peligrosos.

b. Los suelos dentro de la zona B pueden ser licuables de acuerdo a un criterio similar al Criterio Chino para el límite líquido, (contenido de humedad in situ mayor que aproximadamente 85% de su límite líquido), sin embargo tienden a ser más "dúctiles", de forma que no se licuan en la forma "clásica", al no perder gran parte de su resistencia y rigidez a bajas deformaciones por cortante cíclico.

c. Los suelos dentro de la zona C (o fuera de las zonas A o B) generalmente no son licuables pero deberán ser revisados por un posible potencial de "Sensibilidad" (vulnerables a una pérdida de resistencia con el remoldeo o desplazamientos grandes por cortante)

Además, en cuanto a otras conclusiones acerca de este tipo de suelos se tiene:

- Los "sensibles", de las zonas B y C a menudo coexisten cercanos a suelos potencialmente licuables.
- El muestreo y procedimientos apropiados para ensayar suelos en la zona B no ha sido ampliamente detallado.
- Este tipo de suelos, no son aptos de evaluar bajo procedimientos basados en ensayos de penetración convencionales. Se recomienda un muestreo inalterado razonable (por ejemplo tubos de pared delgada).

Sin embargo, este criterio debe utilizarse con precaución y con base en criterios de ingeniería propia. Aunque el IP es una buena herramienta de evaluación de la susceptibilidad de licuefacción, factores como la mineralogía del suelo, la relación de vacíos, y demás, se deben tomar en consideración de forma implícita.

Boulanger & Idriss (2006), dan una declaración menos conservadora al exponer que para IP < 7 el suelo tiene un comportamiento gobernado por la fracción arenosa, por lo tanto, el suelo es susceptible a licuarse. Cuando el IP > a 7, el suelo exhibirá un comportamiento acorde a la arcilla. La Figura 2-12 ilustra el comportamiento de transición de los suelos de grano fino, acorde a lo mencionado.

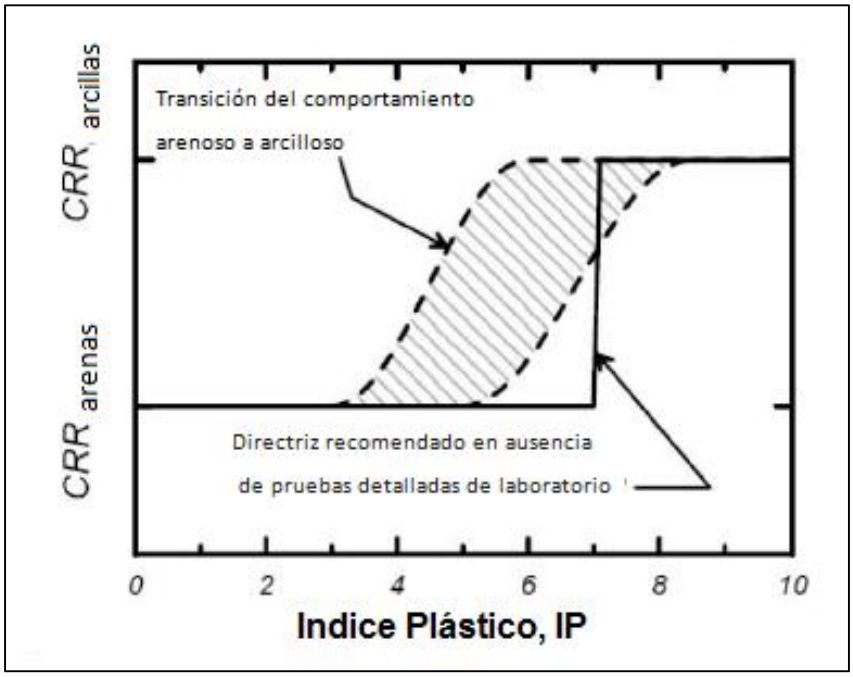


Figura 2-12. Transición entre el comportamiento arenoso a cohesivo en suelos con grano fino según Boulanger & Idriss (2006)
Fuente: Adaptado de Aminaton Marto & Tan Choy Soon, 2012

Según lo expuesto en XII congreso Nacional de Geotecnia en Costa Rica, acerca de los últimos avances en la licuación del terreno durante sismos, en cuanto al ablandamiento cíclico en arcillas y limos plásticos Boulanger & Idriss (2015), concluyen que existen problemas de significado comunes que deben evitarse, por ejemplo:

1. El uso del término " licuación " para describir la falla del terreno entre arenas y limos o arcillas de baja plasticidad, ya que esto implica:

- Un comportamiento común
- Un conjunto común de procedimientos de ingeniería
- Si un limo/arcilla es "licuable", se deben utilizar correlaciones para obtener el potencial licuable mediante ensayos SPT / CPT

2. Si un limo / arcilla se considera " no licuable " a menudo se asume erróneamente que esto significa que no habrá ningún problema, no obstante, esto solo implica que se requieren diferentes enfoques para evaluar la pérdida de la fuerza y la deformación.

En cuanto a los criterios de susceptibilidad a la licuación de Boulanger & Idriss (2006, 2008):

1. Consideran que la terminología "licuación" debe reservarse para describir el comportamiento de suelos arenosos o no cohesivos, para los cuales es apropiado la evaluación mediante ensayos de SPT y CPT corregidos para licuación.
2. El ablandamiento cíclico, se utiliza para describir el comportamiento arcilloso o cohesivo de suelos que deben ser apropiadamente evaluados mediante procedimientos desarrollados para arcillas
3. Los criterios de susceptibilidad a licuación fueron llamados así, ya que se hizo la distinción entre ambos casos.

Al comparar las recomendaciones acerca de los tipos de suelos licuables por Bray & Sancio (2006) con las de Boulanger & Idriss (2006) se tienen las siguientes concordancias:

- Las pruebas de laboratorio de muestras inalteradas de campo es el enfoque preferido para limos/arcillas con suficiente plasticidad para poder obtener una muestra.
- Las actuales correlaciones para ensayos CPT/SPT, suelen subestimar la resistencia de estos suelos.
- Cualquier suelo puede deformarse si las tensiones sísmicas exceden su fuerza dinámica (sea este licuable o no).

No obstante, difieren de las siguientes terminologías:

Bray & Sancio tratan de evitar confundir el término de “no licuable”, con “no hay problema” Idriss - Boulanger tratan de evitar el mal uso de emplear el concepto de licuables, con utilizar correlaciones SPT o CPT para determinar el potencial licuable.

En general, ambos criterios proporcionan una orientación similar en cuanto al enfoque ingenieril preferido, simplemente difieren en terminologías. Además, ambas consideran que el Criterio Chino Modificado sea relegado al pasado.

Finalmente, a manera de resumen, se puede decir que el fenómeno de licuación es un problema grave en la ingeniería geotécnica, el cual se evidencia después de terremotos fuertes o ante vibraciones. La licuación suele presentarse generalmente en suelos arenosos,

aunque algunas investigaciones como Polito & Martin, 2001, Carraro et al., 2003, han concluido que suelos con finos no plásticos podrían ser susceptibles de licuarse (Sandoval & Pando, 2012)

En cuanto a la terminología adecuada para referirse a este fenómeno, Sandoval & Pando (2012) en su investigación: Influencia del origen y la mineralogía de las arenas en la resistencia a licuación recapitulan lo siguiente:

> "La licuación se puede considerar como pérdida en la resistencia al corte del suelo como consecuencia del incremento en las presiones de poros durante el terremoto o vibración, las cuales pueden aumentar considerablemente, hasta el punto que el esfuerzo efectivo de la muestra llega a cero o casi cero. Esta definición de licuación suele referirse como licuación cíclica (Robertson & Wride, 1997), y puede ocurrir tanto en suelos con comportamiento contráctil como dilatante. Licuación cíclica ocurre en suelos donde los esfuerzos cortantes iniciales no son significativos en comparación con los esfuerzos cíclicos inducidos por el terremoto o vibración. Bajo esta condición la carga cíclica se caracteriza por esfuerzos cortantes que oscilan de positivos a negativos ("*shear stress reversal*"), y sí la duración y magnitud de la carga cíclica es suficiente, se llega a la condición de licuación cíclica representada por esfuerzo efectivo de confinamiento igual a cero. Cabe anotar que esta definición no es equivalente a licuación de flujo ("*flow liquefaction*") donde la licuación puede ocurrir bajo carga cíclica o monotónica y se caracteriza por la pérdida repentina de resistencia al corte hasta llegar al estado crítico (Robertson & Wride, 1997)."

2.3. Ensayos a escala reducida

2.3.1. Generalidades

Los ensayos a escala reducida surgen de la necesidad de reproducir un fenómeno real, por lo que se busca replicar las características de interés propias del fenómeno. Los ensayos a escala reducida son utilizados en diferentes ramas como la aeronáutica, la industria automotriz, portuaria, ingeniería civil y muchas otras. Por ejemplo la ingeniería sísmica busca comprender los sismos con el objeto de evitar las cuantiosas pérdidas a nivel económico, humano y de infraestructura que surge a raíz de un terremoto.

En un evento sísmico, los principales daños en estructuras se relacionan con la reacción del suelo ante una carga cíclica, la cual es limitada esencialmente por las propiedades mecánicas que presente dicho suelo. El terreno sufre esfuerzos tipo cortante a causa de los sismos. Esto ocasiona que el mismo pierda su resistencia a tales esfuerzos, y es posible que el comportamiento del suelo se llegue a parecer al de un líquido viscoso, perdiendo su capacidad de soportar las estructuras. Aunque en algunos casos el suelo no sufre un colapso y los esfuerzos generados a este son bajos, el suelo puede amplificar o reducir el efecto de las ondas recibidas. En otros casos la falla estructural se produce por rotura del suelo, observándose esfuerzos de gran magnitud sobre el suelo.

En la mayoría de los casos la información disponible es exclusivamente referida a las condiciones de la estructura y su cimentación antes y después de la ocurrencia del evento sísmico, y no del comportamiento de la estructura y su cimentación en el proceso donde puede ser destruida durante el sismo. Ante esta carencia de datos de campo documentados adecuadamente surgen los esfuerzos por realizar ensayos a escala reducida mediante mesa vibratoria o máquina centrífuga. El objetivo básico de estos ensayos es estudiar el comportamiento global del suelo o del sistema suelo-estructura al ser sometido a una excitación dinámica y no el análisis pormenorizado de las propiedades dinámicas del suelo, los cuales pueden recopilarse a través de ensayos dinámicos de laboratorio.

2.3.2. Equipos utilizados: mesa vibratoria y máquina centrífuga

De acuerdo con Estaire (2004), en la actualidad los ensayos a escala reducida se realizan en mesa vibratoria de grandes dimensiones o con una máquina centrífuga. La principal dificultad de utilizar esta metodología de ensayos sobre modelos físicos a escala reducida implica en escalar adecuadamente todas las propiedades de los suelos, que son un material con un comportamiento resistente y deformacional muy complejo.

Uno de los principales retos radica en que el comportamiento de los suelos depende directamente de la presión de confinamiento dada por el peso propio de las tierras que, a su vez, es dependiente de la profundidad del modelo. Por lo tanto esto influye en que los modelos a escala no sean capaces de reproducir fielmente el comportamiento real, a menos que se aumente la densidad del material que representa el suelo o que la aceleración de la gravedad se incremente de manera artificial. Como solución para aumentar la densidad, se podrían utilizar materiales más densos como metales, pero, se perderían sus propiedades de rigidez, resistencia y características superficiales respecto de los suelos, disminuyendo la confiabilidad de la respuesta del modelo en cuanto a la realidad. Como otra solución, se podría aumentar la aceleración al modelo de escala reducida. En estos casos el equipo óptimo para representar esta condición es la maquinas centrífuga. En éstas, el modelo a escala reducida 1/n se construye dentro de un contenedor o caja sobre una plataforma giratoria, que gira a velocidad angular constante. De esta forma, aunque el modelo esta estacionario, se genera sobre el mismo un campo de aceleraciones inerciales radiales, que produce unas aceleraciones que se pueden considerar semejantes a las del campo de aceleración gravitacional, pero n veces superior. Entonces, el estado de esfuerzos iniciales debido al peso propio existentes en el modelo, se puede considerar idéntico al estado tensional en puntos homólogos de la realidad. Así mismo, la centrifuga puede desplazar el modelo de manera horizontal y variable en el tiempo, esto puede ser medido por transductores de desplazamiento o de aceleraciones de muy pequeñas dimensiones.

Por otra parte, la mesa vibratoria es un dispositivo al cual se le coloca el modelo a ensayar sobre una plataforma que puede desplazarse de manera controlada, produciendo vibraciones que se transmiten al modelo ensayado. Al modelo es posible adaptarle cargas externas y sistemas electrónicos para el registro de datos relacionados a las principales variables de los

ensayos. En la actualidad existen mesas vibratorias de grandes dimensiones, con altas capacidades de hasta toneladas, que logran simular prototipos con escalas mayores que los utilizados en las máquinas centrífugas. Además este tipo de equipo permite producir movimientos vibratorios simultáneos en múltiples direcciones, generando simulaciones confiables y fieles a las condiciones de velocidades y aceleraciones que se generan en un terremoto real. Mientras mayor sea la escala del modelo, la instrumentación colocada en el interior del modelo genera una menor influencia en la respuesta global del sistema, al tener menor interacción con el resto de elementos del modelo. Por estas y otra ventajas, el uso de las mesas vibratorias con ensayos a escala reducida ha logrado resultados muy satisfactorios.

2.3.3. Tipos de cajas

Existen dos tipos de cajas, dependiendo de las características de deformabilidad de sus paredes: rígidas o flexibles. Estas características pueden influir en los efectos de borde que se generan en ellas. Por lo tanto es recomendable describir dichos efectos de borde, dependientes de las características de las paredes de los contenedores o cajas y analizar posteriormente su posible influencia en los resultados obtenidos en los ensayos (Estaire, 2004)

a.- Distorsión del campo de tensiones globales

En un terreno uniforme, apoyado en una base rocosa rígida, sometido a una excitación sísmica en dirección horizontal, además de la tensión geoestática debida al peso propio, aparece una fuerza de inercia proporcional al peso y tensiones tangenciales tanto en el plano horizontal como vertical.

En un contenedor que tenga las paredes, perpendiculares al movimiento, lisas no se pueden generar las tensiones tangenciales en el plano vertical, por lo que se produce una distorsión del campo de tensiones globales en el interior del contenedor.

b.- Modificación del campo deformacional

Al someter a una excitación sísmica horizontal a un terreno uniforme, con superficie horizontal, apoyado en una base rocosa rígida los movimientos se analizan mediante la analogía de la "viga de cortante". Los movimientos en el terreno son iguales en cualquier punto, situado a la misma profundidad, pero esto se ve condicionado en las cercanías de las paredes frontales de la caja si estas son fijas, esto porque aparece una modificación del campo deformacional en esa zona del contenedor ya que dichas paredes permanecen fijas durante la excitación sísmica.

Sin embargo, si el contenedor es relativamente largo, la deformación del suelo en el centro del modelo reproduce adecuadamente la realidad, ya que la influencia del movimiento nulo de las paredes frontales es mucho menor en esa zona de la caja.

c- Generación de ondas reflejadas en las paredes

La vibración del suelo en dirección horizontal se debe principalmente a las ondas S propagadas verticalmente. Sin embargo, en un contenedor de paredes rígidas la interacción entre las paredes y el suelo puede causar compresiones y dilataciones laterales que, a su vez, generen ondas P. Además, existe el problema de que las paredes rígidas reflejen las ondas sísmicas, por lo que la vibración del suelo dentro del contenedor sea una combinación de ondas S y P.

Acorde a los principios enunciados anteriormente, los contenedores ideales deberían cumplir las siguientes especificaciones:

a.- Las paredes frontales, perpendiculares al movimiento, deberían ser deformables, para acompañar el movimiento del suelo en su deformación de cortante, deberían ser rugosas, para permitir el desarrollo de tensiones tangenciales verticales y deberían ser absorbentes de tal manera que no se produjeran reflexiones de ondas.

b.- Las paredes laterales, paralelas al movimiento, deberían ser completamente lisas para evitar producir tensiones tangenciales que distorsionan las condiciones bidimensionales del problema.

Respecto a lo mencionado anteriormente, la diferencia entre los dos tipos de contenedores normalmente utilizados en los ensayos se refiere a la capacidad de las paredes de presentar una deformación que acompañe al movimiento del suelo. Históricamente, los contenedores de paredes fijas fueron los primeros en utilizarse y, posteriormente, para evitar los problemas de borde se empezaron a diseñar contenedores con paredes flexibles. Actualmente, cuando se realizan ensayos con contenedores de paredes fijas, estos son de grandes dimensiones para minimizar los efectos de borde en el centro del contenedor, de tal manera que se pueda reproducir el comportamiento real del suelo, en esa zona de la caja.

2.3.4. Interpretación del ensayo: factores de escala para mesa vibratoria

Los resultados obtenidos con ensayos de escala reducida dependen del cumplimiento de dos principios básicos. El primero es referente a que el comportamiento del material que representa el terreno en el modelo debe cumplir las mismas condiciones que el correspondiente a la realidad, es decir debe cumplir con la presión de confinamiento. El segundo principio, requiere que las leyes fundamentales de la mecánica deben satisfacerse tanto en el modelo como en la realidad. Esas leyes fundamentales en su forma más simple, según Estaire (2004), se basan en leyes de equilibrio, deformación y la ley constitutiva del material.

De forma que los factores de escala a utilizar para interpretar los ensayos se deducen del cumplimiento simultáneo de las leyes fundamentales anteriores tanto en el modelo físico de ensayo, como en la realidad. Cuando es posible utilizar el mismo material existente en la realidad para los ensayos a escala reducida, el factor de escala de densidad (λ_ρ) es igual a la unidad. En estos casos, los restantes factores de escala se simplifican, tal como se muestran en la columna denominada "Tipo II" del Cuadro 2-5. Estos factores son utilizados específicamente para ensayos en mesa vibratoria, y propuestos por Estaire (2004).

Cuadro 2-5. Factores de escala para ensayos a escala reducida en mesa vibratoria

Parámetro	Tipo I (Generales)	Tipo II ($\lambda_p = 1$)	Tipo III ($\lambda_p = 1/\ \lambda_\varepsilon = \lambda^{0,5}$)
Longitud	λ	λ	λ
Densidad	λ_p	1	1
Tiempo	$(\lambda\lambda_\varepsilon)^{0,5}$	$(\lambda\lambda_\varepsilon)^{0,5}$	$\lambda^{0,75}$
Aceleración	1	1	1
Velocidad	$(\lambda\lambda_\varepsilon)^{0,5}$	$(\lambda\lambda_\varepsilon)^{0,5}$	$\lambda^{0,75}$
Desplazamiento	$\lambda\lambda_\varepsilon$	$\lambda\lambda_\varepsilon$	$\lambda^{1,5}$
Tensión	$\lambda\lambda_p$	λ	λ
Deformación	λ_ε	λ_ε	$\lambda^{0,5}$
Módulo de deformación	$\lambda\lambda_p/\lambda_\varepsilon$	$\lambda/\lambda_\varepsilon$	$\lambda^{0,5}$

Fuente: Estaire, 2004.

En este cuadro λ corresponde al factor de escala geométrico entre la realidad y el modelo, (λ_ε) para las deformaciones y (λ_p) para la densidad. Algunos de esos factores de escala tienen un significado físico. Ejemplificando esto, el desplazamiento es el producto de una deformación por una longitud, por lo que su factor de escala debe ser ($\lambda \cdot \lambda_\varepsilon$).

En los ensayos en los que se analizan problemas de interacción suelo-estructura, uno de los factores de escala más importante es el correspondiente a la deformación (λ_ε). Este se encuentra en función de la velocidad de propagación de las ondas de corte en el modelo ($V_{s,m}$) y en la realidad ($V_{s,r}$). Se suele determinar de forma rigurosa mediante la siguiente expresión:

$$\lambda_\varepsilon = \lambda \left(\frac{v_{s,m}}{v_{s,r}} \right)^2$$

No obstante, cuando la velocidad de propagación de las ondas de corte no es conocida, generalmente se asume que el módulo de corte elástico es proporcional a la raíz cuadrada de la presión de confinamiento. Esto puede asumirse siempre que la densidad del terreno en el

modelo y en la realidad sea la misma. Esta hipótesis es equivalente a suponer que se cumple la siguiente expresión:

$$\lambda_\varepsilon = \lambda^{0.5}$$

De esta forma, se obtienen los factores de la columna designada como Tipo III del Cuadro 2-5. Siendo este conjunto de factores de escala el más utilizado en la práctica habitual, pues en los ensayos se suelen cumplir las dos condiciones anteriormente expuestas.

2.3.5. Ventajas y limitaciones del uso de mesa vibratoria

Respecto al uso de mesas vibratorias, se pueden presentar ventajas y desventajas importantes a considerar, Hernández (2010) señala algunas importantes.

Entre las principales ventajas se expone:

- Es posible en la actualidad representar casi todo tipo de excitaciones de prueba: acelerograma natural o sintético, aceleración sinusoidal o aleatoria. Así mismo estos dispositivos permiten reproducir acelerogramas de alto nivel de aceleración que permiten determinar los límites y modos de falla de las estructuras ensayadas.

- Es posible y fácil instrumentar ampliamente el espécimen de prueba, con el fin de obtener los parámetros mecánicos importantes para el diseño estructural.

Como desventajas se destacan:

- Los equipos de inducción de movimiento son de alto costo, para poder representar sismos con altos desplazamientos, velocidades, aceleraciones máximas, y amplios rangos de frecuencias es necesario sistemas hidráulicos de gran potencia. En consecuencia, los ensayos realizados en mesas vibratorias se realizan en la misma escala de tiempo que la del sismo a simular.

- Para realizar ensayos a escala natural, o mayor escala, se requiere de sistemas de muy alta potencia electro-hidráulicos, y equipos de mayor tamaño capaces de soportar el peso del modelo. Las limitaciones del ensayo con la mesa vibratoria utilizada se especifican en el capítulo 4 en la sección 4.3

Capítulo 3. Caracterización geotécnica y mecánica del suelo en estudio

3.1. Proceso de muestreo

3.1.1. Muestreo en sitio para ensayos de caracterización

La zona de estudio se ubica en Vieja Cinchona, lugar que sufrió las secuelas del terremoto ocurrido en enero del 2009. Esta zona se inhabilito para la construcción y la actividad en general, la mayoría de los terrenos han sido abandonados y actualmente la única actividad que presenta el sector es de lechería y potrero. El ingreso al sector es restringido, y debe solicitarse permiso por considerarse propiedad privada. El acceso es únicamente recomendable con vehículo doble tracción a causa del descuido de las vías.

Las características requeridas para la zona de muestreo implicaban un terreno relativamente plano, sin desarrollo de actividades importantes a la fecha, sin tratamientos previos o remoldeo con maquinaría o edificaciones. El punto seleccionado corresponde a un terreno alto, cercano a lo que era la plaza de Vieja Cinchona, y utilizado como potrero únicamente. El detalle del proceso de recolección y ubicación de los puntos de recolección tanto para bloques inalterados como muestreo en general se detalla en la Figura 3-1, así como los puntos de ensayos de campo.

Cuadro 3-1. Metodología de muestreo y actividad realizada

Fechas de giras (2015)		Actividad
1	13 Febrero	Extracción Bloque Q1 y recolección de M1
2	27 Febrero	Extracción Bloque Q2, recolección de M4, Ensayo Cono sueco
3	9 Marzo	Extracción Bloque Q3 y Q4 recolección de M3 y M2
4	19 Marzo	Extracción Bloque Q5 y Q6
5	24 Marzo	Extracción Bloque Q7 y Q8
6	26 Marzo	Extracción Bloque Q9 y Q10 y 10 pastillas para C. I.

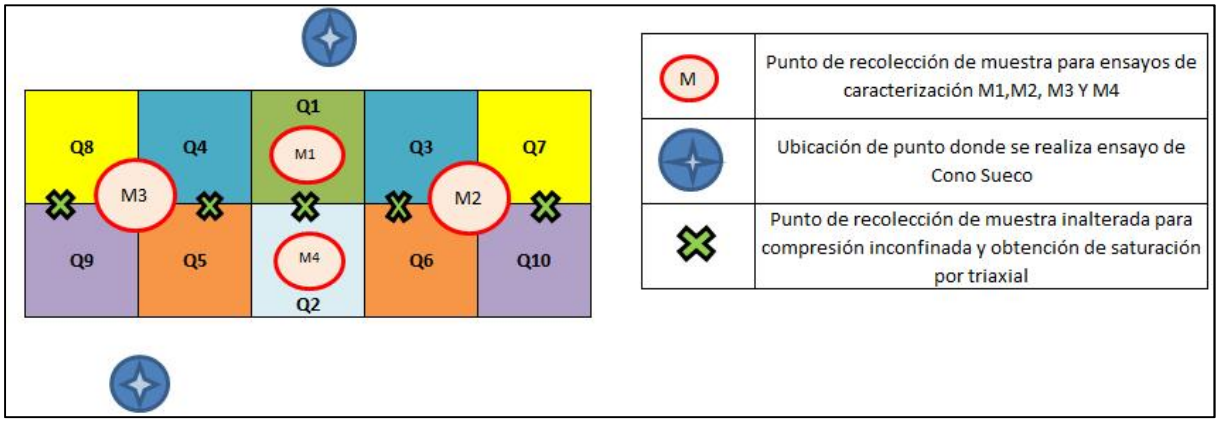


Figura 3-1. Esquema simplificado del proceso de muestreo

Notas: M1, M2, M3 y M4 son las muestras ensayadas para ensayos de caracterización.

De cada punto de extracción se recolecta también material para ensayo de humedad natural.

También de cada punto de extracción de bloques, se recolecta muestra inaletarada para realizar ensayo de densidad.

Primero se procedió a realizar el muestreo de bloques inalterados para los ensayos a escala reducida (Ver sección 4.5). Posterior a este proceso, se recolectaba muestra abajo y aledaña del bloque inalterado. El suelo se ingresaba en sacos, los cuales se llenaban y rotulaban para posteriormente extender en el laboratorio sobre bandejas y dejar secando al aire, para utilizar en los ensayos de caracterización.

Así mismo se recolectaba muestra para la posterior realización del ensayo de humedad natural en sitio. Esta se vertía en bolsas plásticas, para evitar la pérdida de humedad, se rotulaba y cerraba, para luego ser almacenada en la cámara húmeda. Posteriormente se recuperaban pequeños bloquecitos o terrones (con dimensiones aproximadas entre (15 x 15) cm) los cuales se utilizarían para obtener la densidad in situ en laboratorio. De igual forma, se colocaban en bolsas rotuladas para evitar la pérdida de humedad y finalmente se almacenarían en la cámara húmeda hasta el momento del ensayo.

3.1.2. Preparación de material en laboratorio para ensayos de caracterización

El material traído en sacos para los ensayos de caracterización, se extiende en bandejas metálicas para que pierda humedad, y se seque al aire, y no en horno. Esto busca evitar dañar las propiedades del material.

El material dura alrededor de 8 a 9 días, extendido para garantizar que esté seco. Durante esta semana se está vigilando el material. Cuando se nota que ha perdido humedad, con ayuda de un mazo se empieza suavemente a deshacer los terrones que presenta. En este caso, el material era muy uniforme, sin embargo posee agregaciones de material aparentemente meteorizado, los cuales son fácilmente degradables con el uso de maso una vez que se encuentran secos. El material se homogeniza con ayuda de una pala, se esparce y mezcla.

Figura 3-2. Proceso de preparación de muestra seca al aire

Una vez que está seco y amasado, se procede a realizar el proceso de cuarteo. Este realiza con ayuda de un muestreador de tamaño pequeño. De esta forma se divide el material a utilizar, del que se desecha. En apariencia, el material luce homogéneo, y con pocas partículas que sobresalgan entre sí.

Se empaca y rotula 1.5 Kg para el ensayo de granulometría. Luego el material sobrante se pasa por la malla # 4 y se empacan en bolsas 500 g para el ensayo de gravedad específica, 600 g para el ensayo de límites y 800 g para el ensayo de granulometría mediante hidrómetro. Posteriormente, para realizar el ensayo de límites de consistencia, el material preparado se tamiza en la malla # 40 .Para el caso el ensayo de hidrómetro se tamizó por la

malla# 10 para realizar los ensayos y procesos pertinentes a cada ensayo. Este proceso se repitió para 4 sacos, cada uno de un punto diferente del área de muestreo. Ver Figura 3-1.

3.1.3. Descripción de la muestra proveniente de la zona de estudio

El suelo es principalmente de un color café oscuro. En sitio presenta una alta condición de humedad, a simple vista, el material tiene una apariencia de material fino y cohesivo. Sin embargo presenta evidencia de lentes de diversas gamas de colores desde café oscuras a tonos más anaranjados y material compacto, menos meteorizado; embebidos en una matriz más fina. La Figura 3-3 muestra la apariencia del material inalterado extraído de la zona. En b y d los círculos rojos identifican un material más compacto y la flecha amarilla señala material circundante más suelto; en a se nota una apariencia homogénea y en c se pueden distinguir materiales embebidos en la matriz más fina.

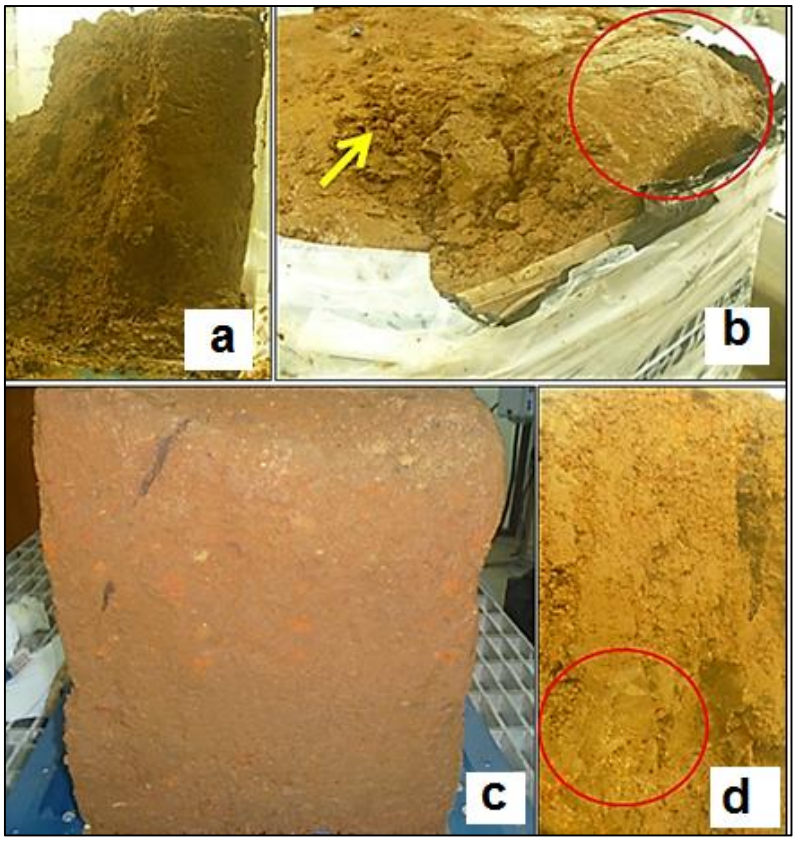


Figura 3-3. Ejemplo de muestra inalterada

En general es fácil de remover al utilizar pala, no obstante, al aparecer material compacto y de apariencia rígida en mayor proporción, el tallado y proceso del muestreo se torna más difícil, pues su apariencia es rígida, pero al aplicar fuerza concentrada tiende a encontrar planos de falla y desmoronarse. En estado alterado, la muestra logra sentirse arenosa al tacto, principalmente cerca de focos menos meteorizados.

Una vez que la muestra ha sido secada al aire, el color de la misma cambia a un café más claro y se aprecia mejor el contenido arenoso.

Figura 3-4. Ejemplo de muestra preparada para ensayar (seca al aire)

3.2. Ensayos para la evaluación de propiedades del suelo

3.2.1. Aspectos generales

Para la obtención de las propiedades ingenieriles del suelo, se realizaron diferentes ensayos, tanto en laboratorio, como en campo.

Se utilizaron muestras remoldeadas o alteradas principalmente para la ejecución de ensayos de identificación, como granulometría, plasticidad, gravedad específica, para los cuales es necesario desmenuzar o amasar la muestra. El suelo utilizado puede ser en condición seca al aire, o con la humedad natural del sitio, para lo cual estas se colocaron en bolsas de plástico cerradas adecuadamente y colocadas en una cámara húmeda.

Por otra parte también fue necesario obtener muestras inalteradas, indispensables para conocer algunas características mecánicas del suelo como resistencia al corte (compresión inconfinada en laboratorio), así mismo se realizaron ensayos de cono sueco y veleta en campo, los cuales dependen de la estructura del suelo in situ.

Entre los principales ensayos ejecutados, y procedimientos a aplicar se pueden mencionar los siguientes con su respectiva normativa.

3.2.2. Humedad natural ASTM D-2210

La humedad natural es una relación gravimétrica definida como la relación existente entre el peso del agua w_w y el peso de los sólidos w_s en un volumen dado de suelo.

En la mayoría de los casos, la humedad natural es expresada en porcentaje. Es una propiedad física del suelo que es de gran utilidad para la aplicación ingenieril y fácil de obtener. Importante ya que el comportamiento y resistencia de los suelos están regidos, por la cantidad de agua que contienen.

3.2.3. Gravedad específica de un suelo: ASTM D-854

El peso específico de los sólidos (γ_s) de un suelo es la relación del peso al aire de un volumen dado de partículas de suelo a una temperatura determinada, al peso al aire de volumen igual de agua desairada a esa misma temperatura.

La gravedad específica de un suelo (Gs) o la densidad de los sólidos, se define como el peso unitario del material dividido por el peso unitario del agua destilada a 4º C.

El G_S es ampliamente utilizado en diferentes cálculos de la mecánica de suelos, haciendo posible determinar características índices de los suelos como la porosidad, la relación de vacíos, la saturación. El Gs se determina en laboratorio de manera fácil y precisa, por ejemplo mediante el ensayo ASTM D-854. El Cuadro 3-2 y el Cuadro 3-3 muestran el Gs de algunos minerales comunes encontrados en suelos. La mayoría de los minerales tienen una densidad de sólidos que caen dentro de un rango general de 2.6 a 2.9.

Cuadro 3-2. Gravedad específica (Gs) según el tipo de suelo

Tipo de Suelo		Gravedad específica (G)
Inorgánico	Grasa	2.65
	Arena gruesa a media	2.65
	Arena fina(limosa)	2.65
	Loess, polvo de piedra y limo arenoso	2.67
	Arena algo arenosa	2.65
	Limo arenoso	2.66
	Limo	2.67-2.70
	Arena arcillosa	2.67
	Limo arcilloso arenoso	2.67
	Arcilla arenosa	2.7
	Arcilla limosa	2.75
	Arcilla	2.72-2.80
Orgánico	Limos con trazos de materia orgánica	2.3
	Lodos aluviales orgánicos	2.13-2.60
	Turba	1.50-2.15

Fuente: Adaptado de Das, 2001

Cuadro 3-3. Gravedad específica (Gs) de minerales importantes

Mineral	Densidad de sólidos (G)
Cuarzo	2.65
Caolinita	2.6
Ilinita	2.8
Monmorilonita	2.65-2.80
Haloisita	2.0-2.55
Feldespato de potasio	2.57
Feldespato de potasio y calcio	2.62-2.76
Clorita	2.6-2.9
Biotita	2.8-3.2
Moscovita	2.76-3.1
Hornablenda	3.0-3.47
Limonita	3.6-4.0
Olivina	3.27-3.37

Fuente: Adaptado de Das, 2001

3.2.4. Análisis granulométrico por hidrómetro: ASTM D-422

El análisis hidrométrico permite determinar el tamaño de partículas de suelo menores a 0.075 mm de diámetro, es fácilmente determinado en laboratorio siguiendo el ensayo ASTM D-422. Se basa en el principio de la sedimentación de granos de suelo en agua. Cuando un espécimen de suelo se dispersa en agua, las partículas se asientan a diferentes velocidades, dependiendo de sus formas, tamaños y pesos. Por simplicidad, se supone que todas las partículas de suelo son esferas y que la velocidad de las partículas se expresa por la ley de Stokes.

3.2.5. Límites de consistencia por el método de la cuchara Casagrande según la norma ASTM D-4318

La consistencia del suelo, es la manifestación de las fuerzas físicas de cohesión y adhesión que actúan dentro del mismo bajo varios estados de humedad, es la resistencia del suelo a la deformación o ruptura cuando se aplica una fuerza. Varía con la textura, materia orgánica, cantidad y naturaleza del material coloidal hasta cierto punto con la estructura y

especialmente con el contenido de humedad. El científico Albert Atterberg en 1911, describió el significado de los contenidos de agua que sirven de límite para cada estado físico, creando los límites de Atterberg. Los cuales utilizan la fracción del suelo que pasa por la malla No 40.

3.2.6. Actividad

La relación entre actividad y el tipo de material arcilloso aún no es precisa, debido a la influencia de los iones en los fluidos intersticiales y la materia orgánica. Pero es un indicador de la capacidad de reaccionar químicamente y se correlaciona con la capacidad de intercambio de cationes. La actividad es útil para evaluar el grado de plasticidad de la fracción arcillosa de un suelo. Se define como la razón entre el IP y la fracción arcillosa. (Núñez, 2010). El Cuadro 3-4 se refiere a la clasificación de la actividad de los suelos.

Cuadro 3-4. Criterios de actividad para suelos arcillosos

Descripción	Actividad
Inactiva	< 0.75
Normal	[0.75 - 1.25]
Activa	[1.25 - 2]
Muy Activa	[2 - 6]
Extremadamente activa	> 6

Fuente: Adaptado de Núñez, 2010

3.2.7. Determinación de alófana y materia inorgánica en suelo

El comportamiento del suelo analizado del área de Cinchona, presentó una alta sensibilidad a los cambios de humedad. Al realizar el ensayo de límites de Atterberg acorde a la normativa ASTM D-4318, utilizando la muestra seca al aire, el suelo presentaba un comportamiento no plástico muy definido a pesar que era posible apreciar cierta plasticidad de manera visual. Esto motivó a ensayar el suelo utilizando las condiciones de humedad encontradas en sitio, al aplicar nuevamente el ensayo, los resultados clasificaron al material como un suelo plástico y con presencia importante de materia orgánica. Comparando esta situación con trabajos anteriores realizados en la Universidad de Costa Rica, se hizo referencia al Trabajo Final de Graduación de Mauricio Núñez (2010): Efecto del contenido de humedad inicial sobre los límites de consistencia de suelos derivados de cenizas volcánicas en Costa Rica.

En este se expone, que este tipo de condición en suelos volcánicos puede deberse a la presencia de alófana y minerales amorfos en el suelo, así mismo se indica el método utilizado para determinar esta mineralogía.

Acorde a Núñez, es posible determinar este mineral de forma cuantitativa mediante varios métodos, cómo:

1. Disolución de minerales en soluciones ácido-base. (HCl y NaOH)

2. Otros métodos de disolución en diferentes tipos de ácidos.

3. Por pérdida de peso inicial, calentando en horno y correlacionando con el contenido de alófana.

Los siguientes ensayos realizados al suelo se realizaron en el laboratorio de Mezclas asfálticas del Lanamme UCR donde se encontraba el quipo y el conocimiento necesario para realizar un análisis químico que permitiera determinar el contenido de alófana y materia orgánica, comúnmente presente en suelos volcánicos. Los procedimientos de este ensayo se realizaron con base al Trabajo de Núñez (2010) quien utilizó como referencia las investigaciones desarrolladas por Kitawaga (1977). Además se contó con la colaboración del Químico Jorge Salazar de Lanamme UCR.

3.2.7.1 Eliminación de la materia orgánica con peróxido de hidrógeno

La materia orgánica se descompone mediante H_2O_2 (Peróxido de Hidrógeno) aplicado en una solución alcalina, lo cual favorece el poder oxidante del H_2O_2 y a su vez, disminuye la capacidad de adsorción del ácido oxálico que es un producto intermedio de la descomposición del H_2O_2 y la materia orgánica presente en el suelo. Este proceso se realiza basándose en el método utilizado por el Químico japonés Kitawaga (1977); el cual permite cuantificar por pérdida de peso la cantidad de materia orgánica presente en el suelo.

La importancia de realizar esta prueba radica en que es posible responder a la siguiente hipótesis:

1. Los suelos derivados de cenizas volcánicas contienen minerales amorfos como lo son la alófana y la halloysita.
2. La presencia de minerales amorfos afecta el comportamiento del suelo al variar el contenido de humedad.

Como es deseable conocer el contenido de minerales amorfos presentes en el suelo, es necesario deshacerse de la materia orgánica, esto porque las partículas orgánicas influyen en el comportamiento de los suelos, y se busca descartar esa influencia para probar las dos hipótesis anteriores.

Cuantificar la materia orgánica puede ser difícil debido a la pequeña cantidad de muestra a tratar, por lo que se requiere de una balanza analítica y un ambiente controlado para evitar que el material se hidrate pudiendo reportar un mayor peso, así mismo controlar el efecto térmico que se da al pesar la capsula en condiciones diferentes al de la humedad natural.

<u>Preparación de la Muestra</u>

La muestra utilizada proveniente del área de vieja Chinchona, es la misma muestra M1, M2, M3 y M4 que fue procesada para los ensayos de caracterización.

Esta se tamizó por la malla # 40, debido a que las partículas mayores a la malla # 40 no son orgánicas, y no se analizan en este procedimiento por los bajos contenidos y poca representatividad en suelos finos cohesivos. (Núñez, 2010). Finalmente se procedió a colocar la muestra en tubos de ensayos. Se prepararon 4 tubos de ensayos, cada uno con 5 g de muestra tomando el material al azar hasta conseguir el peso deseado en una balanza

analítica de ±0.01 g. La Figura 3-5, ejemplifica el proceso ejecutado para realizar este proceso. En el Apéndice A se detalla paso a paso como se realizó la prueba.

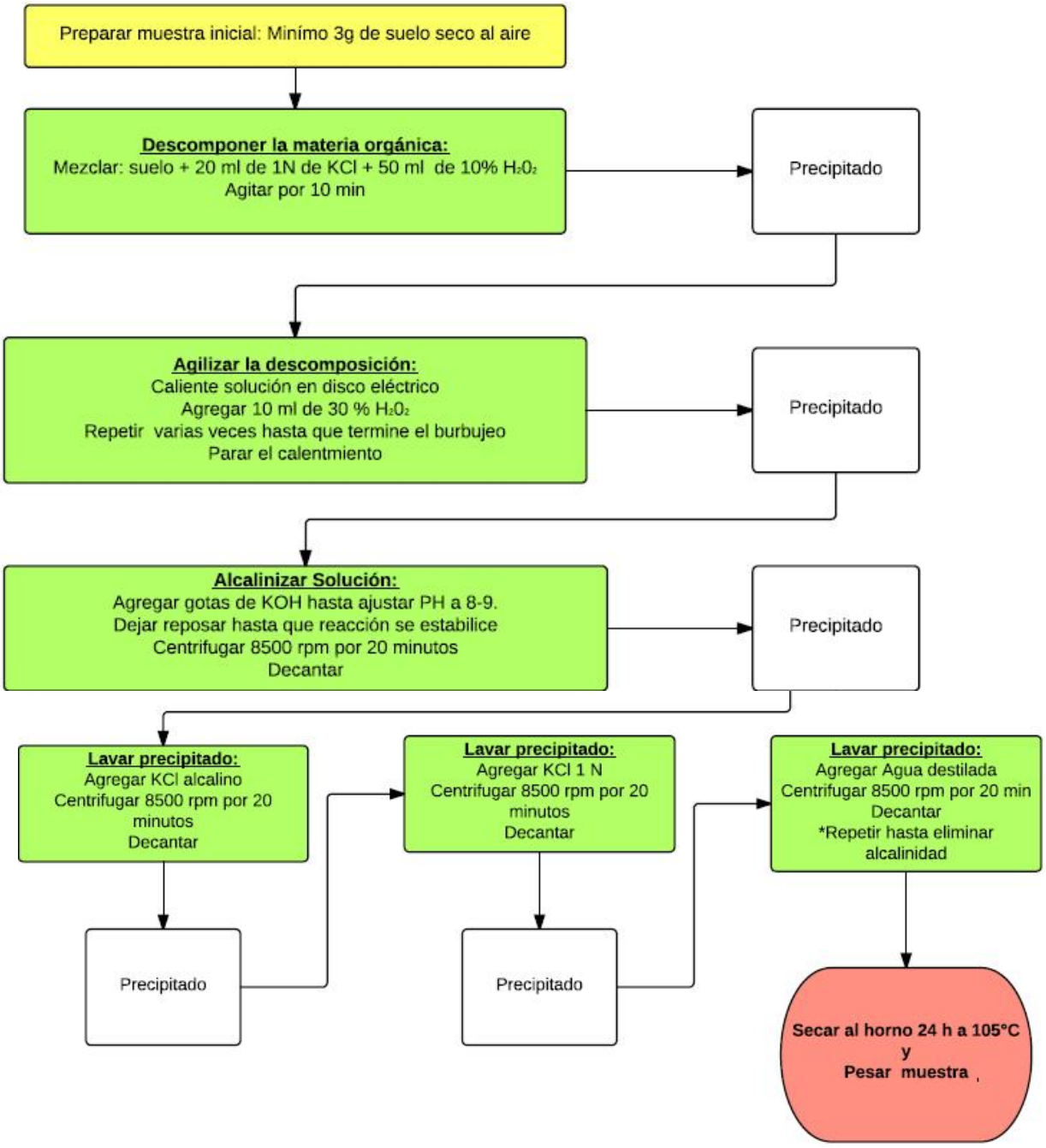


Figura 3-5. Eliminación de materia orgánica con peróxido de hidrógeno.

Adaptado de Núñez, 2010

3.2.7.2 Disolución alterna con HCl y NaOH para cuantificar alófana.

Acorde a Kitagawa (1977) este método obtuvo los resultados más precisos para cuantificar las cantidades de alófana en mezclas de suelo examinadas, y resulta un método fácil y basándose en siguiente el fundamento: "En soluciones ácidas y alcalinas, la materia inorgánica amorfa se disuelve más rápidamente que los minerales cristalinos". De forma que la alófana y materia inorgánica amorfa se determina por medio de la pérdida de peso.

Las siguientes curvas fueron obtenidas por Kitagawa (1977), para determinar el contenido de alófana de muestras de alófana y mezclas de alófana con halloysita de varias porciones. Cuando el peso perdido en cada repetición es constante el material no contiene alófana o materia inorgánica. Caso contrario si la gráfica es curva al inicio y lineal a partir de la tercera disolución. Esto se aprecia observando la Figura 3-6. El punto de intersección del eje de las ordenadas con la extensión de la línea de cada curva lineal de la disolución, muestra el porcentaje de alófana y materia inorgánica de la disolución

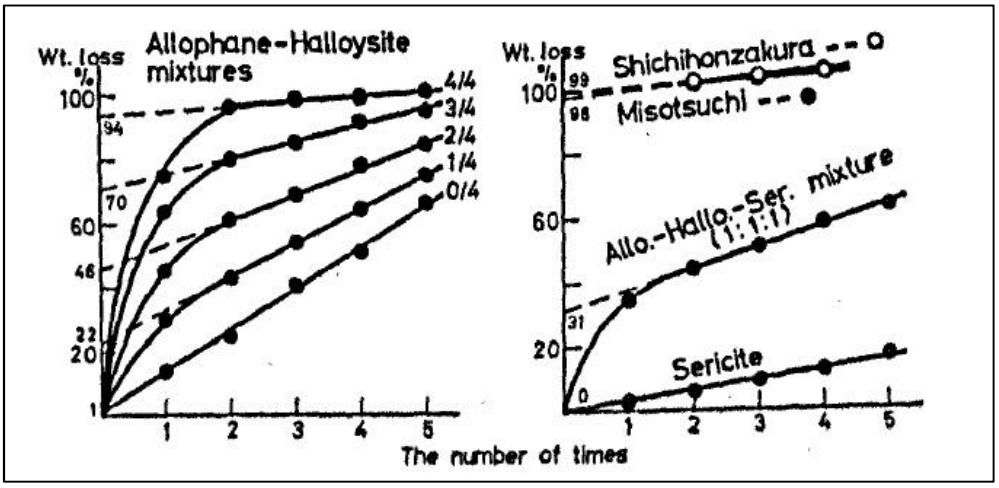


Figura 3-6. Curvas de disolución para muestra en HCl 8M y NaOh 0.5M

Fuente: Kitagawa, 1977

Obsérvese en el eje de las ordenadas el porcentaje de peso perdido, y en las abscisas el número de repeticiones. Es importante mencionar que la coexistencia de minerales como la gibsita no influye en los resultados de forma significativa, no obstante minerales como la goethita y hemetita pueden comportarse como materia inorgánica amorfa en este método por lo que es conveniente utilizar rayos x para detectarlos. En el presente caso de estudio

este paso no fue corroborado. La Figura 3-7, ejemplifica el proceso ejecutado para realizar este proceso. En el Apéndice A se detalla paso a paso como se realizó la prueba.

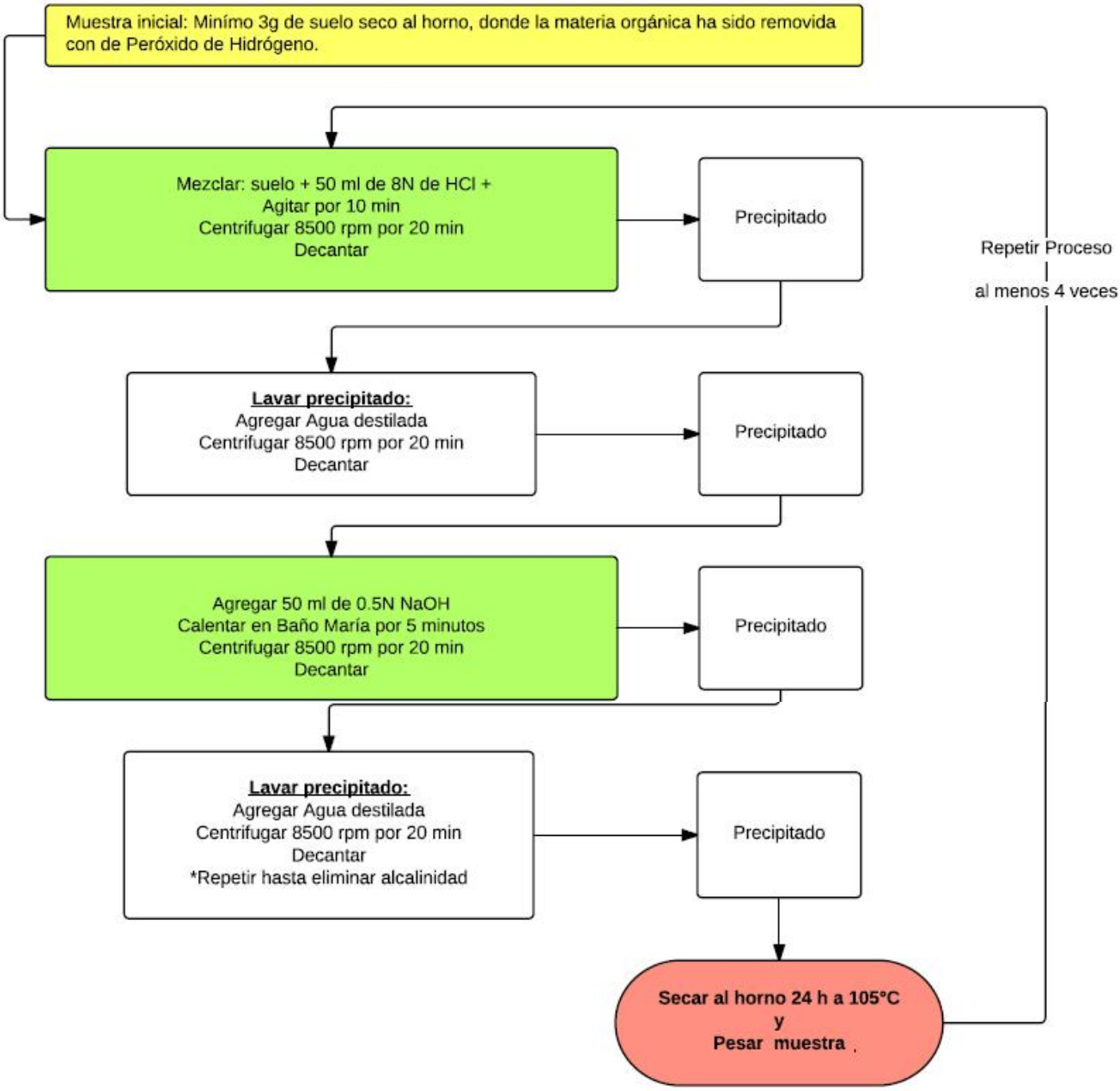


Figura 3-7. Diagrama de flujo para proceso de disolución alterna con HCl y NaOH

(para determinar alófana y minerales amorfos)

Fuente: Adaptado de Núñez, 2010

3.2.8. Ensayo de compresión inconfinada: ASTM D-2166

La compresión inconfinada es la carga por unidad de área a la cual una probeta de suelo, cilíndrica, falla en el ensayo de compresión simple. Es un caso especial de ensayo no consolidado, no drenado, el cual se realiza en laboratorio con especímenes inalterados o remoldeados. Empleado únicamente para suelos cohesivos, considerando que al faltar la cohesión del suelo, no es posible obtener una probeta sin confinamiento lateral.

Según el valor de la resistencia máxima a compresión simple, una arcilla se puede clasificar del modo que se indica a continuación (Terzaghi y Peck, 1955)

Cuadro 3-5. Clasificación de arcillas, según su resistencia a compresión simple

Consistencia del suelo	Carga última (kg/cm2)
Muy blanda	< 0,25
Blanda	0,25 - 0,50
Media	0,50-1,00
Firme	1,00-2,00
Muy firme	2,00-4,00
Dura	> 4,00

Fuente: Adaptado de Das, 2001

3.2.9. Ensayo de cono de penetración sueco (ASTM D-3441).

Mediante este ensayo es posible obtener información preliminar del perfil estratigráfico, o registrar la variación de la resistencia hasta una determinada profundidad. Acorde a Bowles en su libro Foundation analysis and design (1996) su uso está limitado a suelos blandos y muy blandos, principalmente limosos y arcillosos.

El equipo consiste en una punta cónica atornillada, unida al extremo inferior de una barra vertical. En el extremo superior de la barra se encuentra un conjunto de pesas y una manivela, que facilitan la penetración de la apunta en el terreno mediante giros. En la siguiente figura se ilustra el equipo usado en Lanamme UCR para este ensayo.

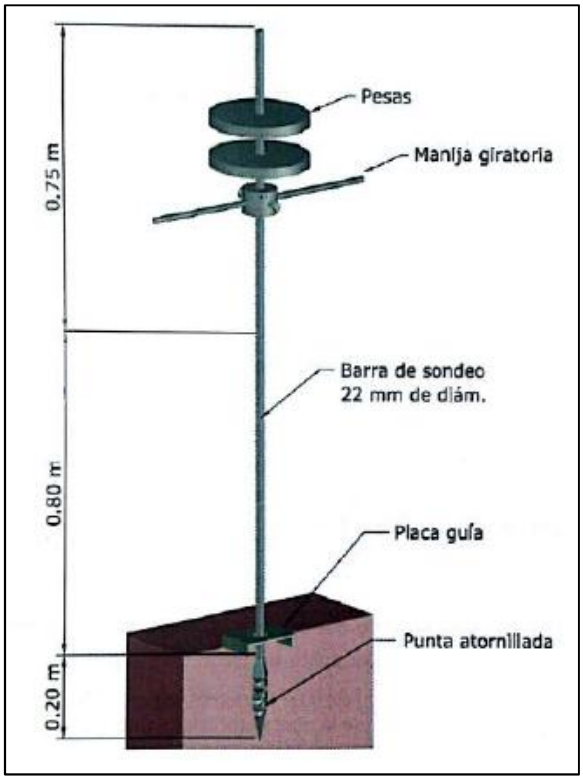


Figura 3-8. Equipo para la prueba de penetración de cono sueco

Fuente: Lanamme U.C.R.

El procedimiento del ensayo se describe en la norma industrial japonesa JIS A 1221, La resistencia medida en el cono sueco se relaciona a la capacidad de soporte de la capa de suelo penetrada, y por medio de correlaciones es posible determinar el valor equivalente de número de golpes (N) de la prueba de penetración estándar (NSTP). Esto haciendo uso de las siguientes ecuaciones:

$$(83\%)=NSW*0.05+WSW*0.003$$

$$(70\%)=(83\%)*1.186$$

Donde:

NSPT (83%) = N de SPT para una eficiencia energética de un 83% (Estándar Japonés).

NSPT (70%) = N de SPT para una eficiencia energética de un 70% (Estándar Estadounidense).

WSW = Peso total aplicado en Newtons.

NSW = Número de medias vueltas necesarias para una penetración de 1m.

Por otra parte, acorde a Bowles (1996) el número de golpes del ensayo de penetración estándar estadounidense (NSPT (70%)) se puede relacionar con el ángulo de fricción del suelo mediante las siguientes ecuaciones:

$$\emptyset = \sqrt{18 * N_{70}} + 15 \quad \text{(Para edificaciones)}$$

$$\emptyset = 0.36 * N_{70} + 27 \quad \text{(Para carreteras)}$$

Para el caso de estudio se utilizó la ecuación asociada a edificaciones.

De igual forma, Bowles expone una relación entre el número de golpes del ensayo de penetración estándar estadounidense con la resistencia a compresión simple de suelos cohesivos saturados. Esta se ejemplifica en el siguiente cuadro:

Cuadro 3-6. Relación entre el número de golpes N_{SPT} y la resistencia a compresión simple de suelos cohesivos saturados q_u.

Consistencia	N70	qu (kPa)	Descripción
Muy suave	0-2	<25	Se aplasta entre los dedos cuando se aprieta
Suave	3-5	25-50	Muy fácilmente deformable cuando se aprieta
Medio	6-9	50-100	
Duro	10-16	100-200	Difícil de deformar cuando se aprieta con la mano
Muy Duro	17-30	200-400	Muy difícil de deformar cuando se aprieta con la mano
Rigido	100-200	> 400	Casi imposible de deformar con la mano

Fuente: Adaptado de Bowles, (1996).

Mediante la siguiente ecuación la resistencia a compresión simple de un suelo cohesivo saturado se relaciona con la resistencia no drenada.

$$Cu = q_u/2$$

En el Cuadro 3-6, se observa que existe una relación no lineal entre q_u y N_{70}. Sin embargo, para aproximar valores intermedios de q_u se pueden asumir proporcionalidades.

3.3. Resultados ensayos de laboratorio

Para realizar los ensayos en laboratorio, se utilizó el suelo recolectado y tratado según la sección 3.1 y las muestras M1, M2, M3 y M4 según se indicó en la Figura 3-1.

3.3.1. Gravedad específica

Este ensayo se realizó para cuatro muestras provenientes del sitio de muestreo. Inicialmente se consideró la muestra como material principalmente dominado por la fracción fina, debido a su apariencia plástica, y las características del sitio de muestreo, por lo que acorde a lo recomendado por la norma ASTM D-854, se utilizaron 50 ± 10 g de material seco al horno (lo cual se obtiene por corrección higroscópica, debido a que la muestra se encuentra seca al aire), obteniéndose los resultados para M1, M2, M3 y M4. No obstante el material clasifica como arena fina, como se detalla posteriormente, para lo cual, la norma recomienda utilizar 100 ± 10 g de material seco al horno. De forma que se repitió el ensayo, obteniéndose los resultados para M2.2 y M2.3. El Cuadro 3-7 resume esta información.

Cuadro 3-7. Resumen de resultados para el ensayo de gravedad específica

Clasificación	**Gravedad específica del suelo (Gs)**						
Determinación	**M1**	**M2**	**M3**	**M4**	**M2-2**	**M3-2**	**M5**
Gs (20 °C)	2.59	2.68	2.62	2.56	2.66	2.63	2.68
Promedio		2.61			2.65		2.68

El valor de Gs no se utiliza para caracterizar, si no para complementar otros ensayos con este fin. No obstante utilizando esta herramienta, el suelo tiene características de materiales volcánicos, con G_S<2.69 según las propiedades índices acorde a Mora (1998), y Lizcano (2006).

Se nota una diferencia entre las muestras M1 y M4 respecto a M2 y M3. La muestra M5 en este caso corresponde a la muestra M2 ensayada con la humedad natural encontrada en el sitio de muestreo. Se realizó con humedad natural para comparar entre el procedimiento seco al aire. Nótese que a pesar de que el ensayo utiliza humedad natural, los resultados de M5 no difieren significativamente.

3.3.2. Análisis granulométrico por hidrómetro: ASTM D-422

Al preparar el material, hay evidencia de “terrones”, los cuales al amasar se reducen a material más fino. Una vez esto todo el material pasa por la malla # 4, al preparar este para tamizarlo por la malla # 10, y amasar en el mortero, suavemente las partículas que quedaban retenidas en esta, un 99% del material pasa este tamiz. Se utilizó hexámetafosfato de sodio 40% ($NaPO_3$) como agente dispersante, el cual da buenos resultados acorde a Lizcano et al, 2006. La tendencia floculante es común en minerales arcillosos como la alófana. La curva granulométrica del material analizado, se observa a continuación:

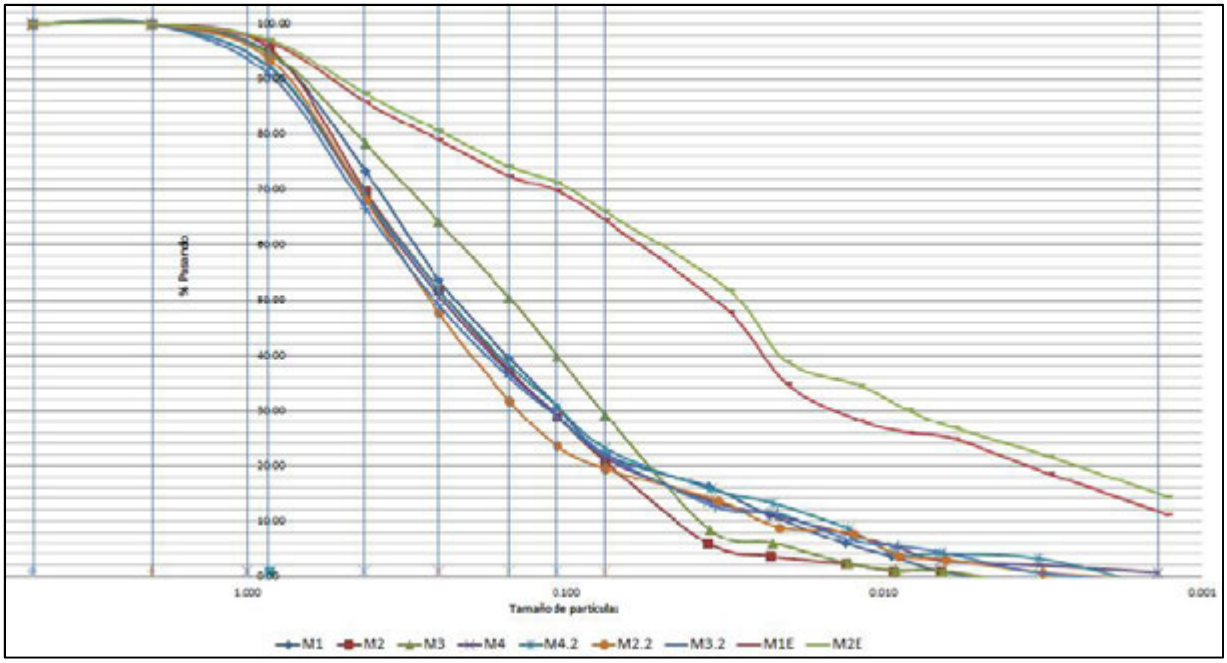


Figura 3-9. Curvas Granulométricas

Los ensayos realizados, son acorde a lo explicado en la ejecución de ensayo de gravedad específica, valor que se requiere para realizar el análisis hidrométrico.

Para los ensayos realizados con material seco al aire según la normativa ASTM D-421 referente a la preparación de la muestra. Se obtiene un contenido de finos promedio de 22.6%, por lo tanto el material predominante es arenoso, seguido de una fracción limosa (20%) y un contenido de arcilla menor al 2%. En el caso de ensayar el material húmedo (M.5.1 y M5.2), las partículas que se encontraban más compactas, como en “floculos”,

quedan retenidas en la malla #10, debido a que por la humedad de la muestra, estos no han perdido su estructura cementada y cohesiva. En este caso, el material promedio pasando por la malla #200 es de 65.3%, con una fracción limosa promedio de 50%, seguido de un 16% de partículas arcillosas. El Cuadro 3-8 resume la información obtenida del ensayo.

Cuadro 3-8. Resumen de resultados para el análisis granulométrico

MUESTRA	M1 (50g)	M2 (50g)	M3 (50g)	M4 (50g)	M2.2 (100g)	M3.2 (100g)	M5.1 (100)	M5.2 (100)
Porcentaje de arena (4.750>D>0.075)mm	77.9	79.2	70.7	78.5	80.5	77.9	35.5	34.0
Porcentaje de Limo (0.075>D>0.002)mm	22.1	20.8	29.3	19.5	19.0	21.6	50.5	48.0
Porcentaje de arcilla (diámetro< 0.002 mm)	0.0	0.0	0.0	2.0	0.5	0.5	14.0	18.0
Contenido de Finos %	22.1	20.8	29.3	21.5	19.5	22.1	64.5	66.0
Coeficiente de uniformidad (Cu)	15.0	7.3	5.9	17.0	14.6	19.0	42.9	50.0
Coeficiente de Curvatura (Cc)	2.0	1.0	0.7	1.8	2.7	1.9	2.7	1.5

Respecto al coeficiente de uniformidad (Cu), un valor creciente indica que hay una diferencia de tamaño de diámetros apreciable entre los suelos con diámetros entre el (10 al 60) % del material. En este caso la mayoría del material presenta un Cu > 6, por lo que indica en el caso de arenas, que el suelo presenta una buena graduación. Acorde a Mendoza (2013), las arenas con Cu < 6, presentan mayor riesgo al asentamiento y son potencialmente licuables.

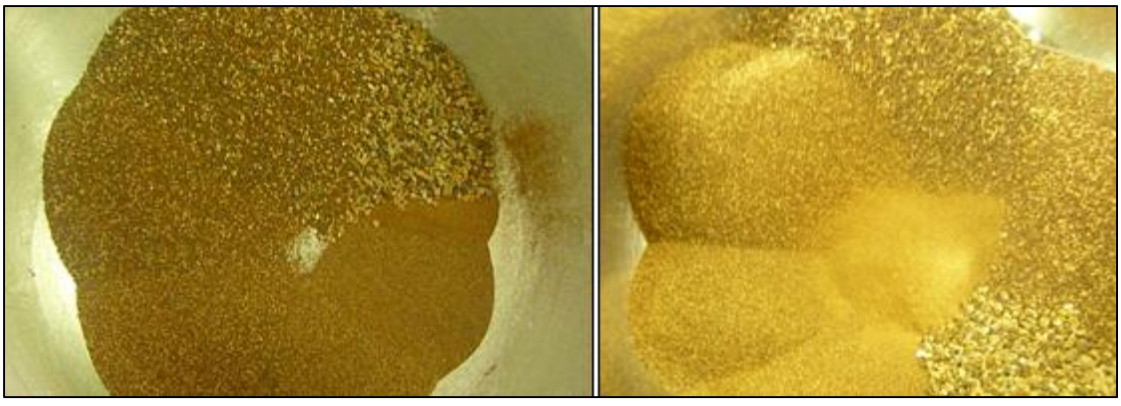


Figura 3-10. Granulometría de la arena ensayada (inicialmente seca al aire)

En cuanto al coeficiente de curvatura (Cc), este indica que suelos bien graduados tienen valores comprendidos entre 1 y 3, lo cual se refleja en la curva granulométrica y los resultados del Cuadro 3-8. De forma que el material es principalmente arenoso y bien graduado. Además acorde a su Cu > 6, este no es susceptible a la licuación acorde a este criterio.

3.3.3. Límites de consistencia por el método de la cuchara Casagrande según la norma ASTM D-4318

Se realizó inicialmente el ensayo de límites de consistencia acorde a la norma ASTM D-4318, con el suelo preparado como se indicó en la sección 3.1.2 ”Preparación de material en laboratorio para ensayos de caracterización”; en la cual el suelo se encontraba seco al aire. Además se utilizó el método A: “Multipunto” para proceder a ensayar según la norma. En estas condiciones, el proceso de homogenización resultó difícil, así como lograr una apariencia plástica de la muestra. Luego de varios intentos para cada tipo de muestra y a pesar del afán por controlar la humedad, no se logó determinar el LL de la muestra. Al tener poca humedad y a pesar de lucir homogenizado, se colocó en la cuchara Casagrande. Sin embargo, a pocos golpes de haber iniciado el ensayo, el suelo se desmoronaba fácilmente dentro de la ranura. Se asume que la parte arenosa del suelo tendía a controlar el comportamiento en esta situación.

Al aumentar la humedad el suelo se comportaba con mayor plasticidad; sin embargo no se lograron alcanzar más de 23 golpes antes de que se cerrara la ranura (10 mm), esto luego de repetidos intentos de aumentar el contenido de agua a la mezcla. Considerando que no se alcanzaron el mínimo de golpes (25) solicitados por la norma para determinar el límite Líquido, no se realiza la prueba de plasticidad y el suelo se determina como No Plástico (NP).

Este resultado no esperado, según las características de los suelos volcánicos, motivó a realizar el procedimiento para muestras en estado húmedo (humedad natural) acorde a lo propuesto por la norma ASTM D4318. Se utilizó material que procedía del mismo punto de muestreo, pero que se conservaba sellado en la cámara húmeda. Este método resultó laborioso debido a la preparación de la muestra, ya que las partículas pequeñas retenidas en

la malla # 40 son difíciles de extraer y detectar, razón por la cual el proceso de torna lento, e implica un mayor tiempo de mezclado para obtener su plasticidad. La norma sugiere remover visualmente estas partículas, lo cual inicialmente fue fácil considerando que gran parte del material en estado húmedo se mantiene muy compacto, además al ser difícil de descomponer en esta condición, esta porción es fácilmente extraíble. Luego de esto la fracción que quedo retenida en la malla #40 era baja, por lo que no se utilizó el método de lavado y filtrado de partículas en esta malla (recomendado por la norma). Según Núñez (2010), este procedimiento tiende a ser poco práctico ya que cambia el contenido de humedad natural de la muestra. Con esta metodología, se obtuvieron los resultados a continuación:

Cuadro 3-9. Resumen de resultados para límites de consistencia ASTM D-4318 con humedad natural

Muestra	LL	LP	IP	% Wnatural	IL
M1 Humedad natural	151.25	116.83	34.42	166.82	1.45
M2 Humedad natural	170.52	123.90	46.62	169.84	0.99
M3 Humedad natural	138.54	97.58	40.96	301.82*	N.D.
M4 Humedad natural	122.38	90.99	31.39	163.32	2.30

*El IL de la muestra 3 no se logró obtener debido a que la humedad de esta muestra no representaba la humedad natural del sitio, esto porque la bolsa en la que se encontraba se perforo, aumentando el contenido de humedad considerablemente.

La variabilidad en la consistencia del suelo a causa de la humedad (suelo seco ó húmedo) es un indicador de la probable presencia de alófana (con contenidos mayores al 10%) y otros minerales amorfos que tienden a incidir en el comportamiento de los suelos volcánicos acorde a Núñez (2010). Además este autor expone que la presencia de alófana influencia de manera importante una relación creciente entre el contenido de humedad natural del suelo y el límite líquido, lo cual es coherente con los resultados del Cuadro 3-9 para las muestras M1, M2, y M4. Núñez (2010) investigo esta relación entre varios suelos de Costa Rica y suelos previamente investigados por el japonés So, Ei Kon (1998), quien realizó una investigación referente a las propiedades ingenieriles de suelos con contenidos de alófana.

Acorde a Núñez 2010 basado en So (1998), los suelos que presentan estas características en sus límites de consistencia a causa de la alófana deben ensayarse con la mayor humedad posible para obtener una clasificación adecuada del suelo. Además en este estudio se indica

que en cuanto al índice plástico de un suelo, no se logra una correlación clara entre el IP y el contenido de alófana, esto porque la plasticidad se ve influenciada principalmente por los diferentes minerales en cada suelo, la cual provoca diferencias significativas en su comportamiento físico.

En cuanto al índice de liquidez (IL), los resultados siguen presentando una marcada dispersión, sin embargo, son variables de gran ayuda para clasificar las propiedades mecánicas de un suelo, por lo que son importantes para estudios preliminares de proyectos de ingeniería. Los valores de (IL) obtenidos en el Cuadro 3-9, son en su mayoría mayores a 1. El índice de liquidez IL > 1 es asociado al comportamiento de una arcilla sensitiva (en estado inalterado presenta resistencia, al remoldearse, su resistencia baja hasta la posibilidad de comportarse como un líquido viscoso). Esto implica que el contenido de agua in situ, es mayor al límite líquido (IL). Esta característica está asociada a un comportamiento viscoso del material, ante remoldeo. (Das, 2001).

Además Núñez (2010) determina una relación lineal entre el LL y el LP, donde la tendencia es que al aumentar alguno de estos, el otro lo hará proporcionalmente. Este estudio fue corroborado por el autor, con 51 muestras nacionales y es lo observado en los resultados obtenidos en el presente trabajo. En la se observa la variabilidad de los límites de consistencia según el grado de humedad para las muestras M1, M2, M3 y M4, en la carta de plasticidad. Se observa como su comportamiento cambia de No Plástico, a Plástico según su estado de humedad utilizado en el proceso.

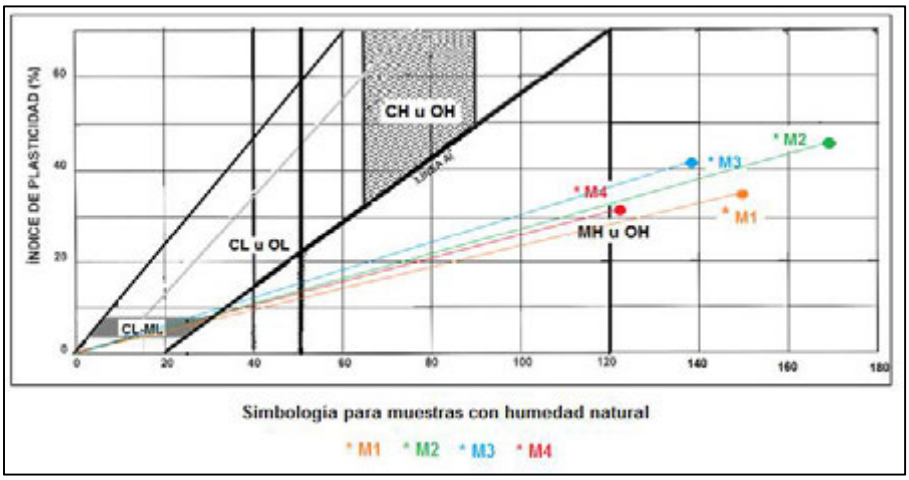


Figura 3-11. Variación de los límites de consistencia en la carta de plasticidad según el contenido de humedad.

Cuadro 3-10. Actividad mineralógica de la muestra

ACTIVIDAD		
M1 Humedad natural	2.46	Muy activa
M2 Humedad natural	1.99	Muy activa
M3 Humedad natural	2.60	Muy activa
M4 Humedad natural	2.96	Muy activa

A pesar de una fracción arcillosa no predominante, la actividad mineralógica del material es alta. Esta característica podría indicar que el comportamiento del material depende significativamente de su mineralogía. Esto recalca la importancia de no desestimar este concepto para comprender su desempeño físico y mecánico.

3.3.4. Clasificación según el sistema SUCS y AASTHO

Cuadro 3-11. Clasificación de suelo acorde SUCS y AASTHO (suelo seco al aire y húmedo)

Propiedades físicas					
Muestra seca al aire					
Parámetro		**M1**	**M2**	**M3**	**M4**
% Pasando No. 200		22	21	22	20
% Pasando No. 4		100	100	100	100
IP		No Plástico			
SUCS	**Clasificación**	SM	SM	SM	SM
	Nombre específico	Arena limosa	Arena limosa	Arena limosa	Arena limosa
Muestra humedad natural					
LL		151	171	139	122
LP		117	124	98	91
IP		34	47	41	31
Parámetro		M5.1		M5.2	
% Pasando No. 200		64.5		66	
SUCS		MH : Limo inorgánico de alta plasticidad			
		Grupo: Limo elástico con arena			
AASHTO	**IG**	2	2	2	1
	Clasificación	A-2-7 (2)	A-2-7 (2)	A-2-7 (2)	A-2-7 (1)
Grava y arena limosa o arcillosa, IP > 11 (arcillosa)					

Como se puede observar, las cuatro muestras ensayadas clasifican según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) como Arena limosa (SM) cuando el material se ensaya seco al aire. En caso de que en suelo se ensaye con la humedad natural, la predominancia es del material fino. En este caso, el suelo clasifica como (MH), limo inorgánico de alta compresibilidad, específicamente, limo arenoso elástico.

Según la clasificación AASHTO el suelo se clasifica como A-7-5 en todos los casos. Mora (1998) y Lizcano et al. (2006) indican que los suelos de origen volcánicos suelen tener un predominio de limos y arenas en zonas superficiales y de arcillas en zonas más profundas. Por otra parte, los suelos finos de estas zonas, tienden a ser limos de alta compresibilidad (MH). Huguenin, C. (2011), quien caracterizó suelos de la zona de Vara-Blanca, determinó de manera visual la presencia de arena limosa en la superficie de la estratigrafía realizada en la zona. Así mismo, en la estratigrafía simplificada que propuso del sitio, determinó en la parte superior una capa importante de lapilli grueso seguido por una capa de limos MH y una capa de arena. Se ubicaron también materiales limosos muy duros, una capa de arena muy fina y suelos más blandos.

3.3.5. Densidad (in situ) y humedad natural

El Cuadro 3-12 reporta valores obtenidos para alrededor de 20 muestras analizadas con el método de la parafina, y el principio de volumen desplazado. Se utilizaron muestras inalteradas que se recuperaron en sitio, luego de la extracción de cada bloque. Los resultados observados implican una densidad seca muy baja, y porcentajes de humedad en sitio importantes (entre el 121% y 182%). Los cuales son características índices de suelos derivados de cenizas volcánicas. Los valores de densidad seca tan bajos, confirman una gran porosidad y capacidad para retener humedad de estos suelos. La alófana es la mineralogía responsable de esta condición.

Cuadro 3-12. Resumen de resultados para la densidad in situ del suelo, densidad seca y humedad natural del suelo y los bloques para el muestreo inalterado

Bloque muestra	w% in situ	Densidad aparente in situ [g/cm3]	Densidad seca γd [g/cm3]
1.1	135	1.355	0.5767
2.1	152.4	1.197	0.4669
3.1	180.3	1.099	0.3921
3.2	180.3	1.310	0.4674
4.1	148.8	1.124	0.4516
4.2	148.8	1.034	0.4155
5.1	161.1	1.210	0.4633
5.2	176.0	1.189	0.4310
6.1	168.2	1.287	0.4798
6.2	180.6	1.488	0.5303
7.1	145.5	1.489	0.6064
7.2	121.0	1.354	0.6126
8.1	166.9	1.312	0.4916
8.2	159.4	1.353	0.5216
9.1	162.1	1.239	0.4727
9.2	159.7	1.172	0.4512
10.1	175.7	1.274	0.4620
10.2	182.2	1.265	0.4484
Max	182.2	1.489	0.6126
Min	121.0	1.03	0.3921
Promedio	161.337	1.264	0.4860

3.3.6. Determinación de alófana y materia inorgánica en suelo

El contenido de materia orgánica y alófana se obtuvo mediante el proceso explicado en la sección 3.2.7. Los resultados se muestran a continuación:

Cuadro 3-13. Resumen de resultados para el contenido de materia orgánica y el porcentaje de alófana y minerales amorfos

Muestra	Granulometría % partículas < 0.425 mm		En la muestra total	
	Contenido de materia orgánica %	Contenido de alófana %	Contenido de materia orgánica %	Contenido de alófana %
M1	5.01	52	3.7	38.1
M2	4.39	50	3.1	34.8
M3	9.32	51	6.7	36.7
M4	12.66	46	8.6	31.4

La Figura 3-12 muestra las curvas obtenidas en la determinación del porcentaje de alófana para la fracción fina menor a 0.425 mm (malla #40 ASTM). La intersección de la parte plana de la curva con el eje de las ordenadas determina el porcentaje presente. Como se observa, todas las muestras tienen porcentajes de contenido de alófana similar en su fracción fina, de alrededor el 50%. Al corregir este porcentaje para determinar el contenido de alófana y minerales amorfos en toda la granulometría, esta representa hasta casi un 40%.

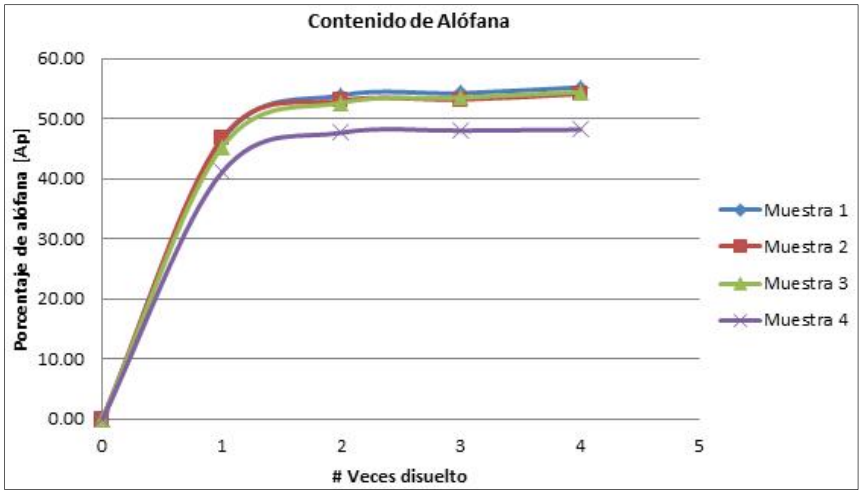


Figura 3-12. Determinación del contenido de alófana para muestras M1, M2, M3 y M4

Estos valores de contenido de alófana y minerales amorfos, como la halloysita, son muy significativos, considerando que la muestra es extraída desde el primer metro de profundidad y la capa luce menos meteorizadas. El contenido de este mineral tiende a aumentar proporcionalmente con la profundidad del suelo y la presencia de material más arcilloso (Lizcano, et al, 2006). En el caso de estudio esta mineralogía amorfa es el responsable de ocasionar variaciones en la consistencia del suelo según su humedad, una alta plasticidad al remoldeo, y una estructura cementada porosa propia de los limos volcánicos.

La importancia de conocer la cuantía del mineral amorfo, es que puede inferirse como este que este influye en el comportamiento de los suelos y sus propiedades mecánicas. Acorde a Núñez (2010), se sabe que entre más mineral cristalino posea un suelo, mejores propiedades va a tener, por lo cual, el método sirve indirectamente para comprobar la calidad ingenieril del suelo y de su principal mineralogía constituyente.

3.3.7. Influencia de la alófana en propiedades ingenieriles de suelos volcánicos

Según las cartas de clasificación japonesas, propuestas por el ingeniero Ei Kon So, al clasificar el suelo este corresponde al cuadrante HH en ambas tablas, como se aprecia en la Figura 3-13 (muestras enmarcadas en los círculos azules). Los satos utilizados para sub-clasificar el suelo en esta carta se presentan en el Cuadro 3-14. La ubicación de las muestra del suelo (M1, M2 y M4) en este cuadrante, implica en un suelo extra suave con características elevadas de fluidez e inestabilidad, y por lo tanto de mala calidad ingenieril. Sin embargo, cualitativamente, acorde a los ensayos del capítulo 5, el material no presenta estas características, por lo que la utilización de esta carta puede no representar las condiciones del suelo. Es importante considerar que la humedad natural presente en el suelo, es mayor que la humedad sugerida por la carta, por lo que esto puede haber influenciado en los resultados.

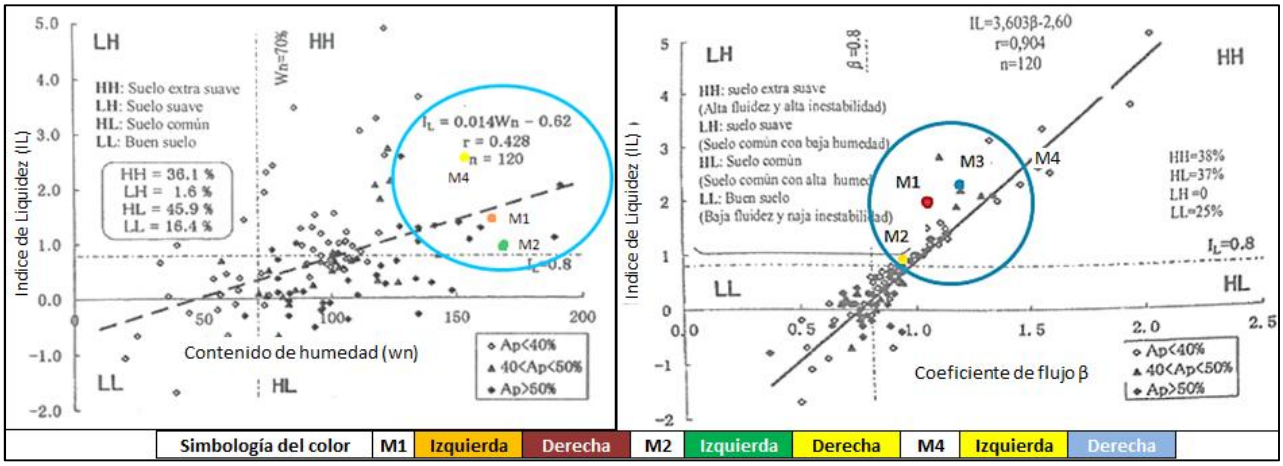


Figura 3-13. Clasificación de suelo con alófana según So (1998).

Cuadro 3-14. Datos para la clasificación en la carta de So (1998)

Muestra	B	Wn	IL
M1	1.103	166.82	1.45231
M2	0.996	169.84	0.98526
M3	N.D.	N.D.	N.D.
M4	1.335	163.32	2.30411

3.3.8. Ensayo de saturación con el equipo triaxial

La metodología de la experimentación con el equipo para ensayos triaxiales está fuera del alcance del trabajo. No obstante se tuvo la oportunidad de ensayar 3 probetas inalteradas para la determinación de la humedad de saturación de la muestra. Estas se saturaron por contrapresión hasta valores del parámetro B de Skempton entre 0.83 a 1.09. La muestras presentaban una altura de 7 cm y un diámetro de 3.5 cm aproximadamente.

Cuadro 3-15. Saturación y otras propiedades del suelo de estudio

	Triaxial		Relaciones volumétricas y gravimétricas					
Muestra	**% agua contenida**	**Parámetro de Skempton β**	**S %**	**e**	**n**	**Para S= 100 %**		
						y sat [t/m3]	**y sat [kg/m3]**	**W sat [%]**
Pastilla 1	126.93	1.09	94.82	3.507	77.811	1.36	1360	133.86
Pastilla 2	121.21	0.98	92.504	3.433	77.441	1.37	1370	131
Pastilla 3	142.76	0.83	91.472	4.089	80.348	1.32	1320	156

Además de obtener la saturación de la muestra con equipo triaxial, se aprovechó para medir, mediante relaciones volumétricas y gravimétricas otras propiedades importantes e índices de este tipo de suelos como lo son, su alta razón de vacíos y porosidad.

La razón de vacíos (e) oscila en valores de 3 a 5 (como se puede corroborar en los resultados obtenidos luego del proceso de vibración en la sección de resumen de resultados del capítulo 5). El material de estudio presenta una estructura altamente porosa, que le permite en conjunto con los minerales presentes en este tipo de suelos, una alta capacidad para absorber humedad. Los resultados son característicos de materiales volcánicos. En cuanto a los valores de humedad, se observa que a pesar de ser un mismo material, hay cierta variabilidad en cuanto a su densidad. Los valores registrados de humedad varían entre 120% y 180% en estado natural según los resultados de humedad in situ y densidad aparente.

3.3.9. Ensayo de compresión inconfinada: ASTM D-2166

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

Cuadro 3-16. Resumen de resultados ensayo de compresión inconfinada

Muestra	Esfuerzo máximo Ϭ1: qu (KPa)	Cu =Su= qu/2		Relación de vacíos (e)	% W	S (%)	Falla
		(KPa)	(Kg/cm2)				
Inalterada M1	70.72	35.36	0.36	3.72	121.42	85.57	Frágil
Inalterada M2	125.30	62.65	0.64	2.03	109.83	89.52	
Inalterada M3	106.79	53.39	0.54	1.88	94.97	80.20	
Inalterada M4	108.19	54.10	0.55	3.96	136.86	90.71	

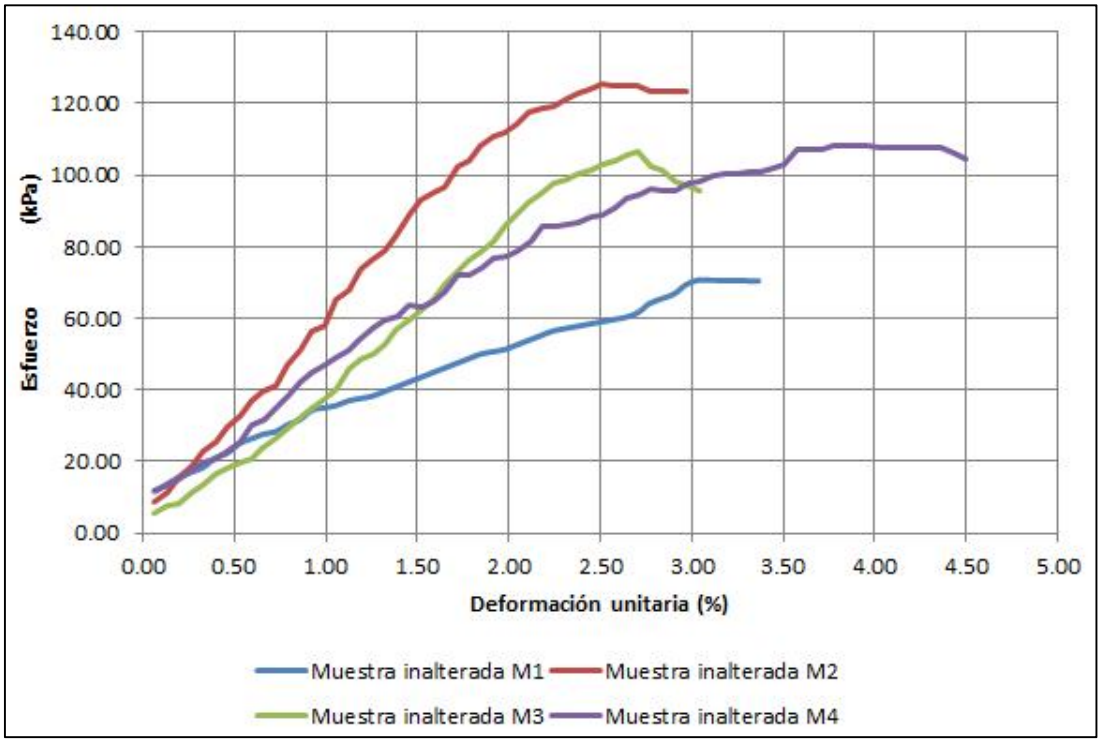


Figura 3-14. Esfuerzo respecto a deformación para ensayo de compresión inconfinada

Cuadro 3-17. Velocidad de deformación utilizada en ensayo de compresión inconfinada

Δt (s)	**1 div (mm)**
6 s	0.01
Vel. Deform. (div/s)	**Vel. Deform. (mm/s)**
0.833	0.00833
Vel. Deform. (mm/min)	**Vel. Deform. Unit. (%/min)**
0.5	0.66

Figura 3-15. Fallas frágiles en C.I

Debido a la estructura cementada de la muestra, su apariencia cohesiva y la capacidad de mantenerse confinada por sí misma, se realizó el ensayo con objeto de comparar los resultados obtenidos y cumplir los objetivos de caracterización. Esto, a pesar que la teoría indica que los resultados no son representativos en estos tipos de suelos (arenas y cenizas volcánicas).

El material, presenta valores altos de resistencia, como cohesión (Cu), a pesar de la alta humedad en la muestra. Esto valores atípicos de resistencia se deben a causa de la estructura cementada del suelo y al no haber saturación, el efecto de la succión aporta a la resistencia. Un punto relevante a observar es, que a un mismo grado de saturación, mientras menor es la relación de vacíos, aumenta su capacidad de resistencia.

Es coherente que la falla ocurra de manera frágil, sin embargo en las muestras M2, M3 y M4, la falla tiende a observarse más dúctil, (ver Figura 3-15). M1 presenta un tipo de falla esperado para un material arenoso (arena fina limosa), no obstante, no solo presenta una baja saturación (en comparación a las otras muestras), sino que también presenta una alta relación de vacíos. Ante estos resultados, la combinación de estas características incide en una baja resistencia y un comportamiento más arenoso.

Se debe recalcar, que es recomendable que este tipo de materiales se acompañen de pruebas triaxiales para determinar con mayor confiabilidad sus parámetros de resistencia.

3.4. Resultados ensayos de campo

3.4.1. Ensayo de cono sueco: ASTM D-3441

Se realizaron dos sondeos, a ambos lados del lugar del muestreo. Este se realizó a escasos 60 cm del sitio de extracción de los bloques inalterados. Se realizó a ambos lados para corroborar los datos de las mediciones. Al ser puntos tan cercanos entre sí, se esperaría que las características de resistencia sean muy similares. Los resultados de los primeros 80 cm de este ensayo, se podrán relacionar con las características y parámetros obtenidos en laboratorio del muestreo. Así mismo con las características de resistencia que presente el suelo ante vibración. Ya que estas muestras fueron extraídas de los primeros 80 cm de profundidad.

El sondeo C1 tuvo una profundidad de 3.09 m y el C2 una profundidad de 3.2 m. En ambos sondeos se detuvo cuando el suelo ofreció mayor resistencia, impidiendo el descenso de la punta cónica al encontrar un estrato más rígido.

A través del ensayo de cono sueco se obtuvo la cantidad de golpes N_{SPT} equivalentes a la penetración mediante correlaciones expuestas en la teoría. En la Figura 3-16 se muestra la cantidad de medias vueltas que fueron necesarias para penetrar el suelo en el sitio de sondeo 1 y 2 (C1 y C2), y su equivalente a golpes N_{SPT}.

Mediante el número de medias vueltas que presenta la figura, se observa que a partir de 1.6 m de profundidad de encuentra un estrato más suave y luego cerca de los 3 m, empieza nuevamente un estrato mucho más rígido.

Luego mediante las correlaciones del cono sueco, se obtuvo la Figura 3-17, de la variación del ángulo de fricción con la profundidad para los dos sondeos realizados. Luego con base al Cuadro 3-6 y la ecuación para correlacionar el N_{SPT} se asigna un valor de resistencia no drenada. Aunque es una arena limosa acorde a SUCS, el material cae entre la zona de medio a rígido, por lo que se le asignó un valor de Su = a 50 KPa, el cual tiene relación con lo obtenido en el ensayo de Compresión Inconfinada. Ambos ensayos no son representativos

para materiales arenosos, pero se consideró su mineralogía, y estructura cementada que tiende a darle características atípicas de resistencia.

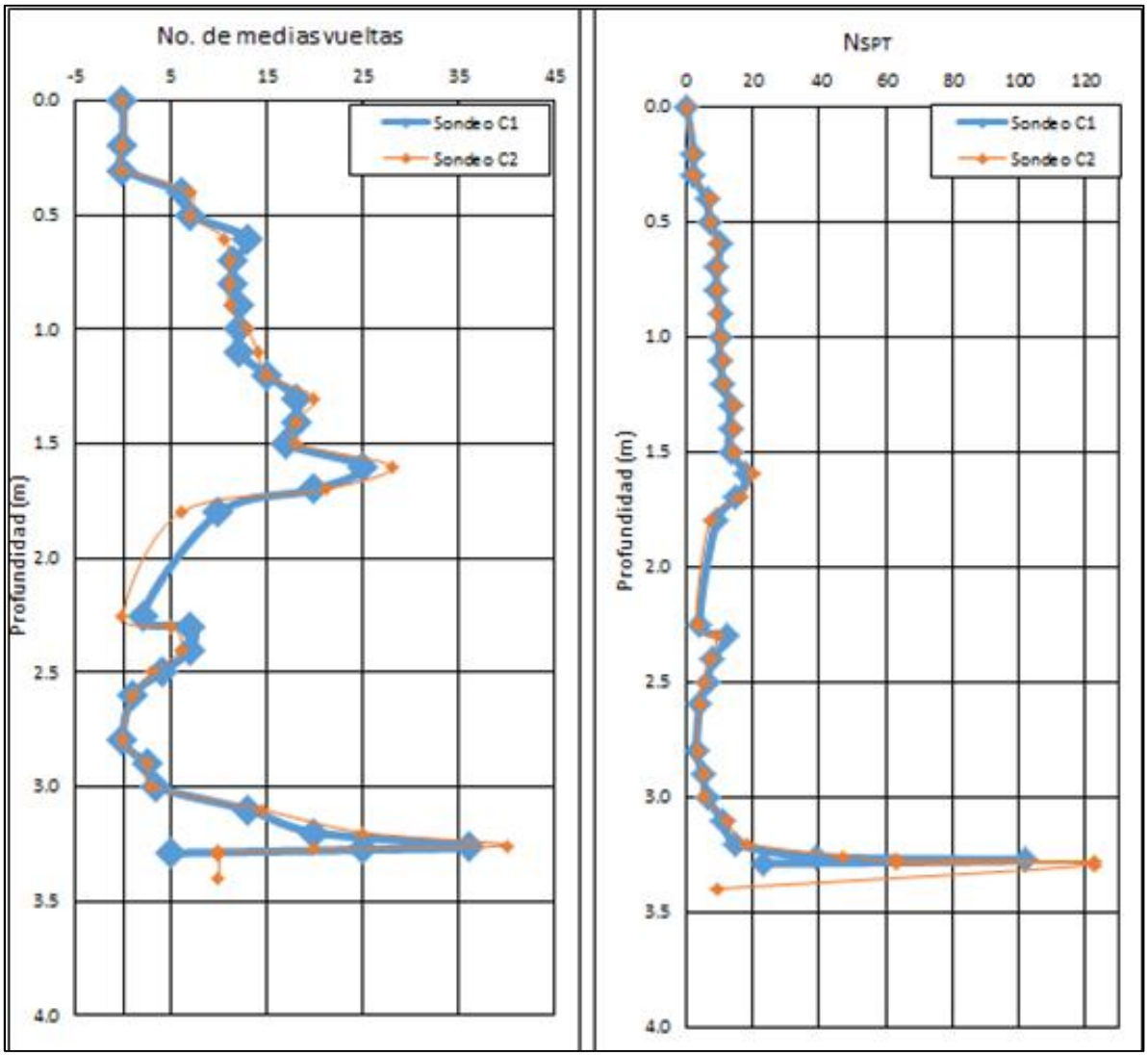


Figura 3-16. No. de medias vueltas del ensayo de cono sueco para los dos puntos del sondeo y su equivalente a golpes NSPT

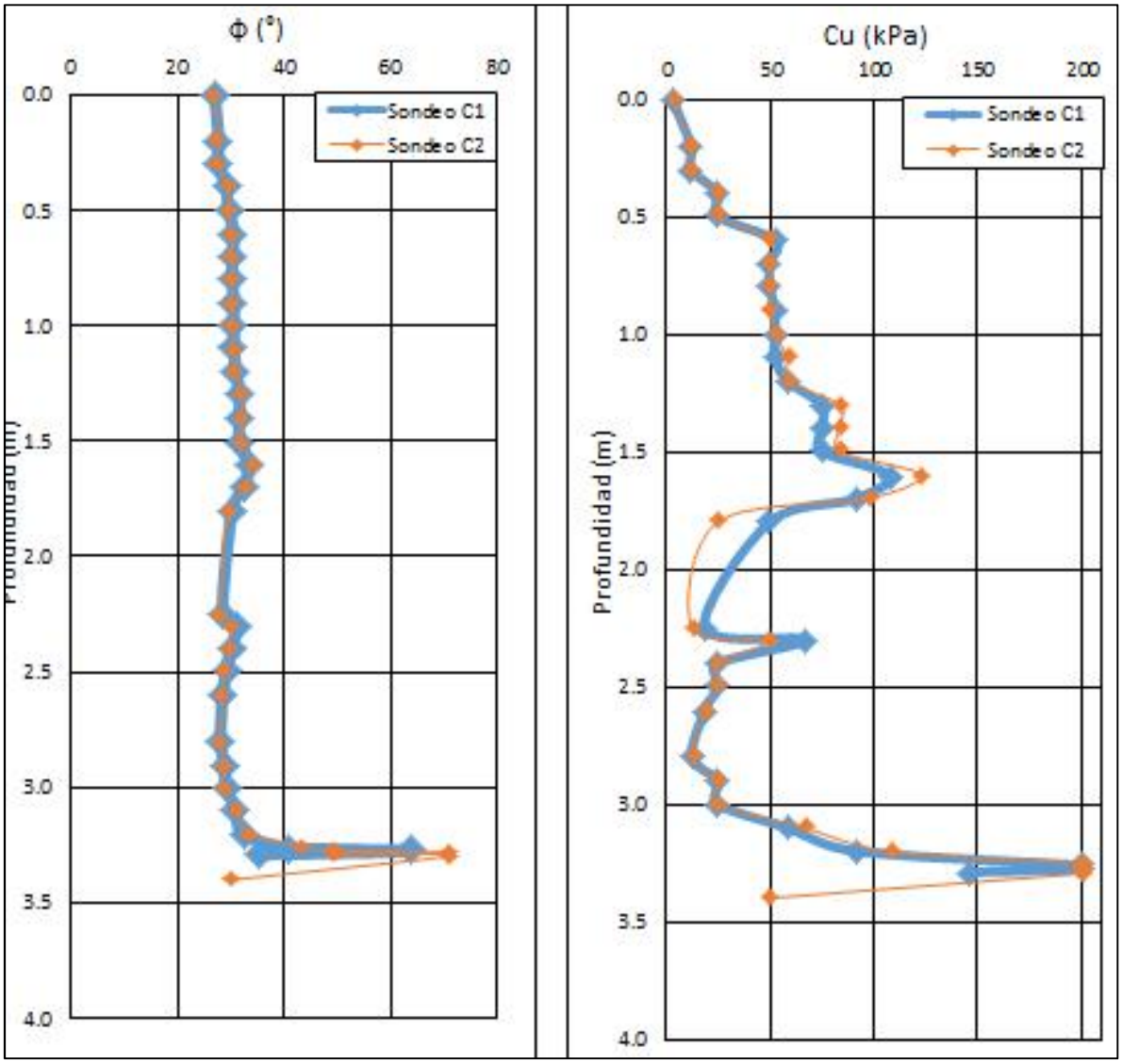


Figura 3-17. Ángulo de fricción a la izquierda y a la derecha la resistencia no drenada, obtenidas mediante la correlaciones del cono sueco

Cuadro 3-18. Resultados obtenidos del ensayo cono sueco

Descripción	Parámetro	
Resistencia no drenada Su	50	KPa
Ángulo de fricción ϕ	30	°

3.4.2. Ensayo de veleta: ASTM D-3441

Cuadro 3-19. Resultados para el ensayo con veleta

	Produndidad [cm]	S_U [Kg/cm2]	S_U [KPa]
Medición 1	0	0.324	31.77
	30	0.405	39.72
	60	0.486	47.66
	90	1.134	111.21
Medición 2	0	0.3726	36.54
	30	0.4536	44.48
	60	0.5184	50.84
	90	0.972	95.32

Profundidad	
Superficie (0 m)	**(0.30 m)**
% w humedad	**% w humedad**
69.627	73.17
70.204	73.79
70.608	72.22

Los resultados obtenidos de resistencia no drenada con veleta, mantienen una cierta relación inicial con los obtenidos mediante el ensayo de cono sueco. No obstante, estos ensayos se realizaron en puntos cercanos a la antigua fábrica del Ángel, por lo que solo se tomarán como referencia. En este caso y punto específico, el material presenta valores de humedad cercanos al 73%. Las características de este material eran más finas que arenosas, por lo que es un parámetro a tomar en consideración.

3.5. Resumen de resultados caracterización y resistencia

Cuadro 3-20. Resumen de resultados de caracterización y resistencia

Clasificación	**Gravedad específica del suelo (Gs)**						
Determinación	M1	M2	M3	M4	M2-2	M3-2	M5
Gs (20 °C)	2.59	2.68	2.62	2.56	2.66	2.63	2.68
Promedio	2.61				2.65		2.68
Clasificación	**Plásticidad y límites de Atterberg**						
Parámetro	**M1**		**M2**	**M3**		**M4**	
Muestra seca al aire							
% Pasando No. 200	22		21	22		20	
% Pasando No. 4	100		100	100		100	
IP	No Plástico						
Clasificación SUCS	Arena limosa (SM)						
Muestra Humedad natural							
LL	151		171	139		122	
LP	117		124	98		91	
IP	34		47	41		31	
Parámetro	**M5-1**				**M5-2**		
% Pasando No. 200	64.5				66.00		
Clasificación SUCS	MH : Limo inorgánico de alta plasticidad, (Limo elástico con arena)						
Clasificación AASTHO	A-2-7 (2) y A-2-7 (2) Grava y arena limosa o arcillosa, IP > 11 (arcillosa)						
Parámetros de resistencia		**Su**		**Su promedio**		**Ángulo de fricción ϕ**	
		0.36-0.55 Kg/ cm2		0.5 Kg/ cm2		30°	
Propiedades índice	**w% in situ**		**Densidad aparente [g/cm3]**		**Densidad seca γd [g/cm3]**		
Max	182.23		1.49		0.61		
Min	121.02		1.03		0.39		
Promedio	161.34		1.26		0.49		
Índice de vacíos (e) y porosidad (n)							
	e	**n**	**S%**	**w%**	**w% Para S= 100%**		**yt [g/cm3]**
Max	5.8	85.4	99.1	215.7	264.9		1.4
Min	3.1	75.8	93.4	114.2	264.9		1.2
Prom	4.2	80.3	97.2	155.7	264.9		1.3
Actividad mineralógica (Muy activa)							
M1	2.46	**M2**	1.99	**M3**	2.60	**M4**	2.96
Contenido de alófana y minerales amorfos	31.4% a 38.1% en muestra total						

Capítulo 4. Ensayos a escala reducida con mesa vibratoria

4.1. Modelo de ensayos a escala reducida

Con modelos a escala reducida, se busca observar de manera cualitativa los posibles problemas o deformaciones que pueden ocurrir en una muestra de suelo volcánico poroso, proveniente de Cinchona, al ser sometidos a una excitación dinámica aleatoria y controlada. También es posible observar cualitativamente el comportamiento suelo – estructura al colocársele dos simplificaciones de cimentación: superficial y profunda.

En general, los modelos a escala reducida investigan el comportamiento global del suelo o del sistema suelo-estructura al ser sometido a una excitación dinámica. Estos no pretenden un análisis pormenorizado de las propiedades dinámicas del suelo, los cuales pueden recopilarse a través de ensayos dinámicos de laboratorio.

A pesar de que el análisis es principalmente cualitativo, se insistió en recrear lo mejor posible, la semejanza entre el modelo y la realidad. Sin embargo, esto es limitado debido a factores propios del equipo, recursos disponibles y el alcance del presente trabajo.

Para realizar los ensayos, se utilizó el suelo del lugar de estudio, con las mismas condiciones de densidad del sitio, por lo que se recurrió a modelar con bloques inalterados, extraídos de (Vieja Cinchona). Estos bloques se ensayaron a la humedad natural (de sitio), y a la humedad más cercana de saturación posible. Con esto se pretende observar su condición en el estado más vulnerable.

En la Figura 4-1 y Figura 4-2 se muestra una imagen del modelo a utilizar. En las siguientes secciones se ampliará sobre las características de la mesa, la instrumentación utilizada, los factores de escala utilizados, así como otras características y elementos propios del modelo.

En general el modelo consiste de una caja donde se encuentra material inalterado, el cual se prueba a diferentes condiciones de humedad. También se utilizarán dos tipos de simplificaciones de cimentación: profunda y superficial.

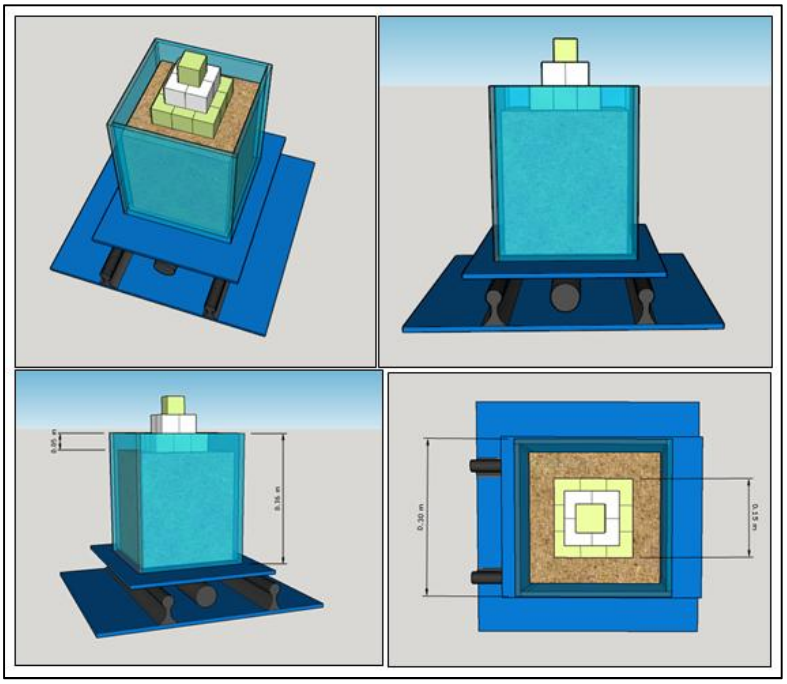


Figura 4-1. Ejemplo de montaje del ensayo a escala con simplificación de cimentación superficial

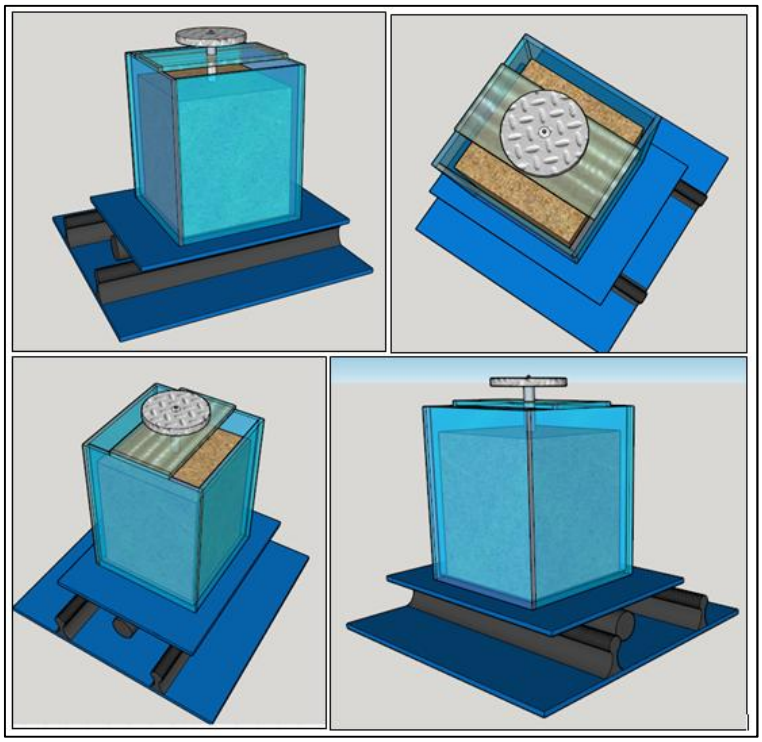


Figura 4-2. Ejemplo de montaje del ensayo a escala con simplificación de cimentación profunda

4.2. Laboratorio de Escala Reducida Lanamme UCR: equipo

La unidad de Puentes de Lanamme UCR, tiene a disposición la mesa Shake Table II de Quanser ubicada en el laboratorio de Escala Reducida en Lanamme UCR. Esta es un simulador sísmico físico que permite reproducir condiciones representativas del movimiento del suelo a causa de un sismo, obteniendo la respuesta sísmica de una estructura fijada a ella de manera precisa.

El equipo se encuentra disponible en el Laboratorio de Escala Reducida de Lanamme UCR, el cual es utilizado principalmente para investigación en ingeniería estructural (Programa de investigación en ingeniería estructural), diseño sísmico, Código Sísmico de Costa Rica (CSCR) y puentes. Los principales ensayos realizados utilizan modelos tipo puentes y otras edificaciones de uno o varios grados de libertad. Este equipo proporciona una herramienta útil para obtener consideraciones del diseño. Al utilizar estos dispositivos se busca reducir el efecto negativo de estos eventos extremos, y determinar el desempeño adecuado de las estructuras durante un sismo.

La simulación sísmica, física y virtual, es aplicada con el objeto de estudiar el comportamiento de los sismos sobre estructuras hechas por el hombre, o en elementos naturales que puedan presentar una amenaza ante sismo. Mediante la realización de experimentos prácticos con el uso de estas mesas, es posible satisfacer la necesidad de conocer el comportamiento dinámico de estructuras y se facilita su comprensión. Mediante la experimentación es posible observar cómo las estructuras responden a una carga de sismo. El equipo permite controlar y variar las características dinámicas de los casos de prueba, al ser posible seleccionar diferentes sismos y obtener resultados sobre las respuestas dinámicas para su posterior análisis, beneficiando la investigación en el campo de la ingeniería sísmica.

La unidad de puentes señala que estas mesas vibratorias permiten la enseñanza e investigación en distintos tópicos como:

- Respuesta de las estructuras
- Diseño de estructuras y componentes estructurales
- Métodos experimentales y ensayos de estructuras y componentes
- Movimiento del suelo y sismicidad

El Laboratorio de estructuras a escala reducida está equipado con 3 mesas rígidas de aluminio de 1800×1100×900 mm, las cuales simulan un piso fuerte (como el de escala natural) para los ensayos a realizar con mesa vibratoria. Se cuenta con dos mesas vibratorias Shake Table II colocadas ortogonalmente una sobre la otra, actuando simultáneamente, para crear el efecto de un movimiento sísmico biaxial, las cuales se convierten en 4 mesas vibratorias unidireccionales. Además la Unidad de Puentes Lanamme UCR, cuenta con equipo para medir datos como laser y Lvdt para desplazamientos, así como acelerómetros e inclinómetros para adaptar a las mesas.

4.2.1. Mesa vibratoria Shake Table II

La mesa *Shake Table II* es un equipo unidireccional y portable, el cual es controlado por computadora. Es posible ensamblar una segunda mesa para un movimiento bidireccional (XY). Contando con dos mesas bidireccionales, se puede trabajar utilizándolas de manera independiente ó se pueden hacer funcionar en paralelo, permitiendo ensayar modelos más elaborados. (Unidad de Puentes Lanamme UCR, 2013).

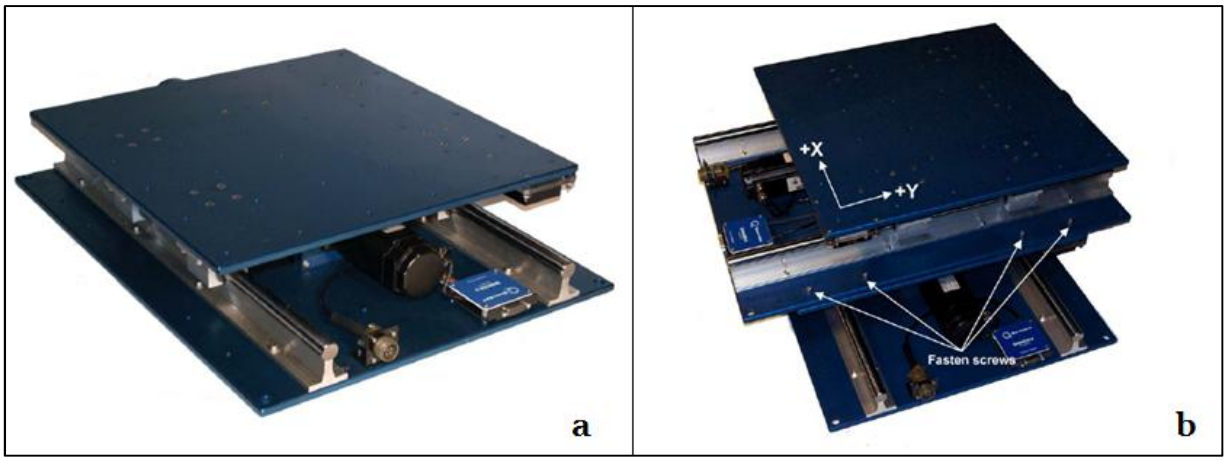


Figura 4-3. Mesa vibratoria Shake Table II. En a para una configuración uniaxial, en b uno bidireccional

Fuente: Quanser Inc, 2011

Modificado por: Parra, 2015

El software del equipo permite que la mesa reproduzca ondas sinusoidales, ondas aleatorias y pulsos, al igual que registros de sismos. Para conocer las características del equipo, estas se pueden apreciar las especificaciones generales para la mesa vibratoria Shake Table II, según el manual de uso, establecidas en el Cuadro 4-1.

Cuadro 4-1. Especificaciones generales para la mesa vibratoria Shake Table II.

Especificación	Valor
Sobrecarga de diseño a 2,5 g	7,5 kg (25 lb)
Aceleración pico	2,5 g
Rango de frecuencia	0 – 20 Hz
Velocidad pico	665 mm/s (20 in/s)
Dimensiones de la mesa	460 mm x 460 mm (18 in x 18 in)
Desplazamiento	150 mm ± 76 mm (6 in ± 3 in)
Peso de la mesa	27,2 kg (100 lb)
Rango del acelerómetro	±49 m/s2
Sensibilidad del acelerómetro	1,0 g/V

Fuente: Adpatado de Quanser Inc, 2011

La mesa viene provista con una fuente de poder y su respectivo acelerómetro, un panel de adquisición de datos y una computadora con el software demostrativo para registrar y procesar los datos, así como para controlar la mesa. Además incluye estructuras de prueba opcionales conocidas como AMD (ver Figura 4-4) que permiten modelar estructura de uno o varios grados de libertad como puentes y edificaciones.

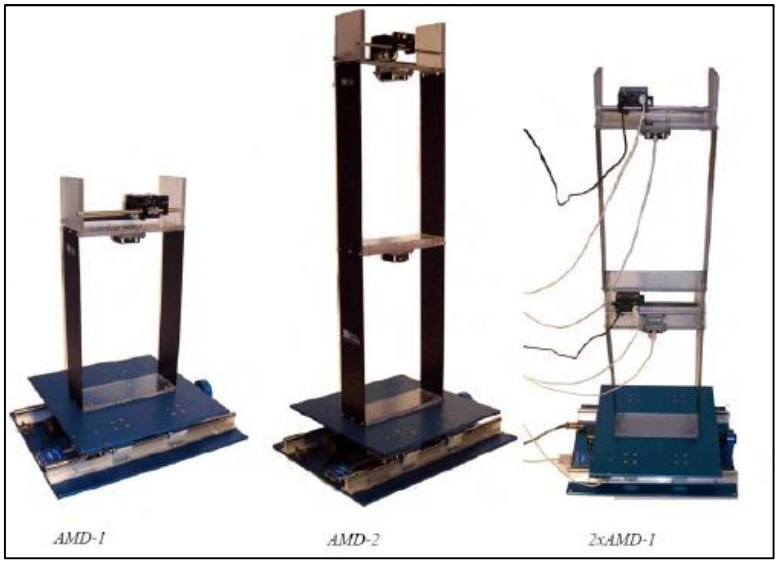


Figura 4-4. Sistema con las estructuras de prueba opcionales AMD. Modelos utilizados usualmente con el equipo.

Fuente: Quanser Inc, 2011

4.2.2. Instrumentos utilizados en la medición de datos

a. Acelerómetros

Los acelerómetros son dispositivos que miden la aceleración, que es la tasa de cambio de la velocidad de un objeto. Esto se mide en metros por segundo al cuadrado (m/s^2) o en las fuerzas G (g). La sola fuerza de la gravedad para nosotros aquí en el planeta Tierra es equivalente a 9,8 m/s^2, pero esto varía ligeramente con la altitud. Los acelerómetros son útiles para detectar las vibraciones en los sistemas o para aplicaciones de orientación. Estos dispositivos electromecánicos detectan las fuerzas de aceleración, ya sea estática o dinámica. Las fuerzas estáticas incluyen la gravedad, mientras que las fuerzas dinámicas pueden incluir vibraciones y movimiento. Los acelerómetros pueden medir la aceleración en uno, dos o tres ejes. Algunos son fijos, mientras que otros están unidos a resortes minúsculos que se mueven internamente conforme las fuerzas de aceleración actúan sobre el sensor. En el laboratorio de escala se cuenta con varios acelerómetros fijos, los cuales pueden tomar datos en tres ejes (x, y, z). Para el presente caso de estudio se utilizaron dos acelerómetros fijos aparte del acelerómetro que trae incorporado la mesa vibratoria.

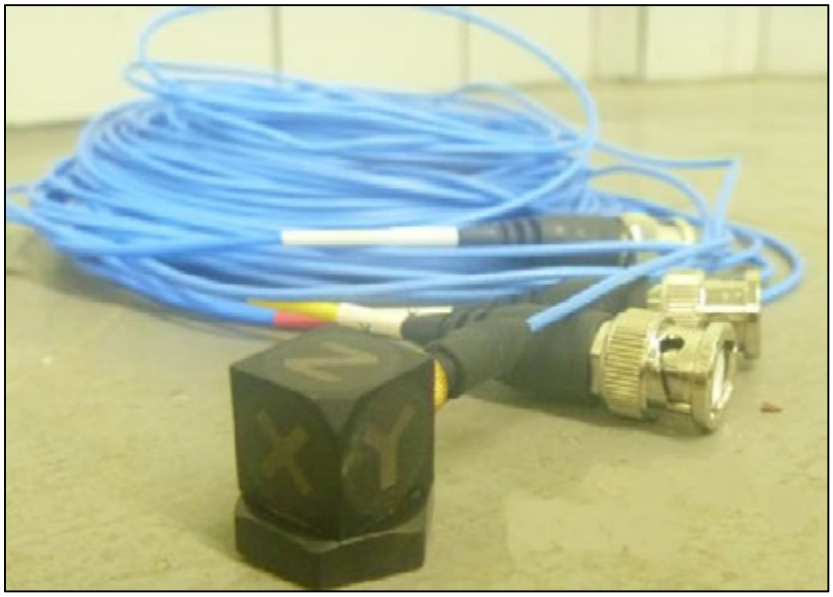


Figura 4-5. Acelerómetro parte del equipo de medición utilizado

b. Laser OptoNCDT 1302200

Este dispositivo se utiliza para medir desplazamientos, distancias, o espesores de manera precisa. El sensor utiliza el principio de triangulación óptica, el cual consiste en determinar a qué profundidad se encuentra la superficie de un objeto, mediante la interpretación de la imagen generada por un haz de laser reflejado en la superficie analizada, basándose en los planteamientos teóricos del comportamiento de la perspectiva. Se cuentan con 3 laser OptoNCDT 1302200 para la toma de datos en el laboratorio.

Es importante recalcar que este sistema solo puede operar dentro de un rango de medición de 20 cm, a partir de los 6 cm y hasta los 26 cm. Ver Figura 4-6.

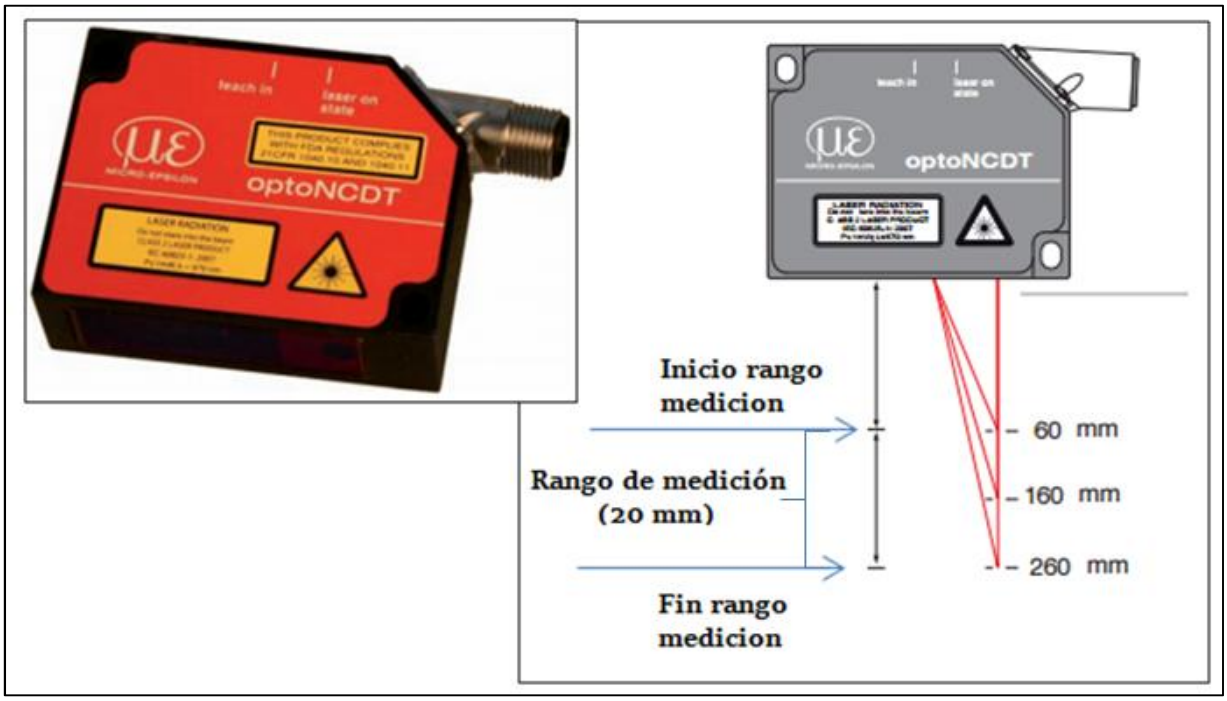


Figura 4-6. Laser OptoNCDT 1302200 y rangos de medición

Fuente: Adaptado de http: //www.micro-epsilon.com, 2015

c. LVDT

El Transformador Diferencial Variable Lineal es un dispositivo de sensado que provee un voltaje de salida de CA (alterno= proporcional al desplazamiento de su núcleo que pasa a través de sus arrollamientos. Los LVDT proveen una salida lineal para pequeños desplazamientos mientras el núcleo permanezca dentro del bobinado primario. La distancia exacta es función de la geometría del LVDT. Es un tipo de transductor electromecánico que puede convertir el movimiento rectilíneo de un objeto al cual esta acoplado mecánicamente en una señal eléctrica correspondiente. Se cuenta con varios LVDT en el laboratorio, los cuales sirven para registrar deformaciones y desplazamientos.

Figura 4-7. Imagen de LVDT

Fuente: Imágenes google, 2015

4.2.3. Caja de ensayos

Para la realización de los ensayos a escala reducida se construyó una caja de ensayos, de material acrílico, especialmente adaptada para la mesa vibratoria Shake Table II. Esta caja se atornilla a la mesa desde el fondo de la misma, para evitar cualquier desplazamiento entre la caja y el equipo vibratorio producto de la simulación del sismo o barrido de ondas que desee reproducirse. Además la caja cuenta con un marco especialmente elaborado para incorporar los equipos de medición como laser, LVDT, ó cámara por ejemplo. El marco esta atornillado a la mesa de forma que su lado fuerte quede en dirección del movimiento, aportando la

rigidez necesaria al sistema para que el marco, y por ende, los instrumentos se muevan con la caja, y no respecto a esta. La altura del marco está hecha de forma que permita que el láser esté separado al menos 6 cm de su objetivo (requisito para poder tomar mediciones) y para que los LVDT tengan espacio para deformarse. La caja es completamente desarmable, constando de un fondo y cuatro caras totalmente atornillables y debidamente marcadas para facilitar su ensamblaje. El espesor del acrílico es de 1 cm, suficiente para aportar rigidez y el menor peso posible al sistema. La transparencia del material permite observar cualquier posible deformación en las caras del bloque o la masa de suelo a ensayar. La caja cuenta con un fondo cuadrado de 29 x 29 cm y 4 caras rectangulares, cada una con dimensiones de 30 x 36 cm, de forma que es posible insertar bloques o masas de suelo de base 29 X 29 cm y hasta una altura de 35 cm, el volumen total que puede contenerse es de 29435 cm^3. Es posible impermeabilizar la caja en caso de ser necesario utilizar líquidos ó agua mediante el uso de silicón, lo cual se explica mejor posteriormente. Luego de varios ensayos, se modificó la caja al agregarle ductos de drenaje (ver Figura 4-27), lo cual mejora el proceso de saturación del material (suelo en este caso), a su vez facilita el drenaje de los líquidos, beneficiando la limpieza y desmontaje de los bloques una vez finalizado el ensayo.

Cuadro 4-2. Características de la caja de ensayos y marco

Espesor acrílico	1 cm
Densidad acrílico	1190 Kg/m3
Peso de Caja + marco+ tornillos	6.5 Kg
Volumen a contener dentro de caja	29435 cm3
Peso de LVDT (unidad)	0.4 Kg
Peso de Laser (unidad)	0.3 Kg

La caja fue construida exclusivamente para la realización de este proyecto, su diseño fue regido básicamente por la capacidad máxima que la mesa puede soportar, permitiendo aún reproducir sismos con aceleraciones pico en el rango de 1g. Para considerar el peso se toma en cuenta el suelo saturado, el peso de la caja, el marco de instrumentación y la sobrecarga. Esta caja podría catalogarse como una caja rígida, proporcionando confinamiento y no deformándose producto de la presión lateral que el suelo y el agua puedan ejercer.

Debe considerarse que la principal objeción del uso de recipientes rígidos en ensayos a escala reducida en mesa vibratoria consiste en el hecho de que el esfuerzo cortante actuante en la

mesa es tomado en gran parte por el propio recipiente, además impone condiciones de borde que no simulan la realidad in situ. Lo óptimo en cuanto a contenedores para ensayos geotécnicos a escala reducida consiste en que sean de gran tamaño y área disponible, de forma que las condiciones de frontera sean despreciables y no afecten los resultados. Sin embargo para los efectos cualitativos de los ensayos a realizar, este tipo de modelación permite observar el comportamiento del material ante sismo, que es lo que se desea observar.

4.3. Limitaciones del equipo a considerar

La capacidad máxima de aceleración de la mesa corresponde a 2.5 g. No obstante, esto solamente puede reproducirse si la mesa tiene una sobrecarga de 7.5 Kg. Esto implica que al utilizar el equipo con pesos mayores, la capacidad de acelerar disminuye proporcionalmente al peso que deba soportar. Por lo tanto, es importante considerar el peso del modelo a escala a utilizar, ya que a mayor sobrecarga la capacidad del equipo se verá disminuida.

Considerando las limitaciones de carga del equipo, esto condiciona el dimensionamiento de la caja de ensayos, ya que se debía de sumar el peso de la caja, los instrumentos de medición, el peso de las “cimentaciones”, y por supuesto el peso del suelo y el agua.

Además, en este caso, por el peso del modelo, esto condiciona el uso de la mesa en su interfaz unidireccional. Al incorporar una segunda mesa para una configuración bidireccional, se requieren modelos livianos, ó replicar registros con aceleraciones muy bajas.

El rango de frecuencias que puede alcanzar la mesa varía entre 0 a 20 Hz, no obstante es aconsejable iniciar con frecuencias y amplitudes bajas (0.1), ya que al aumentar la amplitud y la frecuencia, aumenta la fuerza, y esto podría dañar el equipo o el modelo si no se toman las previsiones necesarias.

Como la mesa vibratoria no se encuentra atada a la mesa de aluminio (que simula el piso fuerte), al aumentar las amplitudes y la frecuencia, esta podría volcarse. Era notorio que al aumentar ambas magnitudes la mesa iniciaba a moverse de su punto de origen, por lo que

los datos de aceleración y desplazamiento en este momento ya no serían representativos de la realidad del modelo.

Para la toma de datos, se utiliza el programa Labview, sin embargo este no puede trabajar en la misma computadora que el programa Matlab, el cual se utiliza para reproducir los sismos en la Shake Table II, de forma que para utilizar la mesa y adquirir datos se requieren como mínimo dos computadoras.

Si se desea que la mesa oscile según un registro de aceleraciones, el software de la mesa requiere estar formado por unidades de aceleración (g) y distribuido en cinco columnas. Los registros utilizados obtenidos de la página del Laboratorio de Ingeniería Sísmica de la UCR (LiS-UCR), deben editarse para que la mesa oscile.

Para utilizar la instrumentación como laser, acelerómetros, LVDT, y otros para la toma de datos, el software requiere de una programación especial utilizado Lab View, la cual depende de las características de equipo así como de la cantidad de unidades de medición a utilizar, entre otros factores.

El equipo es costoso y difícil de reparar, por lo tanto para utilizarse requiere de una inducción presencial por parte de los encargados (Unidad de Puentes Lanamme UCR). Este debe cuidarse de elementos que lo puedan dañar como agua o suciedad. Por lo tanto para ensayos de carácter geotécnico, donde estas condiciones pueden aparecer, se requiere aplicar cuidadosamente las previsiones necesarias para evitar dañar el equipo.

Cualquier modelo que se coloque sobre la mesa debe atornillarse a la misma para evitar que se deslice, por eso debe considerarse esta situación en el ensamblaje del modelo, así como el espacio, tiempo y materiales requeridos para trabajar en el laboratorio.

4.4. Factores de escala

Según lo mencionado en la sección 2.3.4, los modelos a escala reducida se acompañan de factores de escala, de forma que los resultados obtenidos puedan interpretarse a la realidad. Como los ensayos ejecutados utilizan la misma densidad del terreno a estudiar, de forma que

λp = 1, y al no conocer la velocidad de las ondas propagadas, es posible utilizar los factores de escala de la columna Tipo III del Cuadro 2-5, los cuales son relativamente fáciles de aplicar. Los parámetros importantes a tener en consideración para la lectura de los resultados a escala reducida utilizando mesa vibratoria son: longitud, densidad y tiempo. Estos parámetros a considerar en los modelos a realizar se presentan en el Cuadro 4-3. Estos factores de escala corresponden a los factores utilizados posteriormente en el análisis de los resultados obtenidos.

Cuadro 4-3. Factores a utilizar en los modelos a escala reducida

Factores de Escala		
Factor geométrico	(λ)	10
Factor de tiempo	$(\lambda)^{0.75}$	5.62
Factor de carga	(λ)	10

Al utilizar los factores del Cuadro 4-3, se obtienen los parámetros característicos del modelo de ensayos, transformados a la realidad: Un estrato de suelo arenoso-limoso de aproximadamente 3 m de profundidad. Una presión de sobrecarga de 1.9 t/m^2 (simulando una edificación de 2 niveles) al utilizar una simulación de cimentación superficial y una simulación de cimentación profunda (a una capacidad del 20%). La duración del sismo dependerá del acelerograma a reproducir (usando un registro de aceleración natural y un barrido de ondas sinusoidales aleatorio). Lo mínimo será una duración igual a la del sismo de Cinchona del 9 de enero del 2009. El siguiente cuadro ejemplifica el uso de los factores simplificados.

Cuadro 4-4. Uso de los factores de escala (ejemplo)

Descripción	Modelo	Factor	Realidad
Estrato	30 cm	$\lambda = 10$	300 cm
Sobrecarga	191.1 Kg/m^2	$\lambda = 10$	1911.1 Kg/m^2 = 1.91t/m^2
Tiempo	60 s	$(\lambda)0.75 = 5.62$	337.2 s

4.5. Muestreo de bloques inalterados para ensayo en mesa vibratoria

El sitio de muestreo corresponde a Vieja Cinchona, en el mismo sector descrito para el muestreo de ensayos de caracterización y campo de la sección ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.

La obtención de muestras inalteradas, se realiza con objeto de replicar las condiciones del sitio lo más cercanas a la realidad como la densidad aparente, humedad, y otros parámetros de resistencia. Se obtuvieron 10 bloques inalterados aplicando la siguiente metodología:

La extracción requería métodos manuales. Primero se definió el área para obtener el primer bloque, luego se enmarca un cuadro de alrededor (1 x 1) m, y se procede a retirar la capa vegetal del mismo, aproximadamente 20 cm desde la superficie.

Una vez realizado este paso, se debe retirar el suelo alrededor del bloque, por lo cual se empezó a realizar un agujero con un ancho de (25 x 25) cm que rodeara el centro del bloque. Al menos 2 personas pueden ingresar en los espacios realizados a los lados del espécimen. Conforme se sigue retirando material, es posible apreciar el bloque formado. El espécimen inicial quedaría de aproximadamente (50 x 50) cm de lado, este proceso debía repetirse hasta lograr una profundidad de al menos 50 cm. Estos pasos se ejemplifican en la Figura 4-8.

Figura 4-8. Preparación de la zona a obtener el bloque inalterado

Una vez que hay espacio para ingresar al agujero, con ayuda de una cinta métrica y un machete filoso se empieza a tallar el bloque hasta alcanzar dimensiones mínimas de (30 x 30) cm y una profundidad de 50 cm.

El bloque se empieza a cubrir con varias capas de plástico adhesivo adherente, una vez que están los lados y la superficie forrados, con ayuda de una macana, pala y movimiento suaves, se empieza a despegar la base del bloque. Como la altura a la que se quiere dejar el bloque son 35 cm, se requiere mínimo 15 cm extra de altura para ir despegando la base del bloque.

Finalmente una vez despegado el bloque, con mucho cuidado este se vuelca sobre un saco para terminar de tallar la base y forrar la misma con el plástico adherente. Nuevamente se coloca el bloque en su posición original, sobre el saco. Con uso de cinta adhesiva y bolsas plásticas se termina de envolver el bloque para aislarlo de la humedad y confinarlo.

El saco sirve para trasladar el bloque de los lados, de forma que se disminuya el contacto directo con el mismo, evitando a su vez inducir esfuerzos que puedan cambiar las condiciones del bloque. Así mismo, el uso del saco facilita el proceso de transporte del bloque, pues el peso de este es considerable. Además es útil para sacar e incorporar el bloque de las cajas para muestreo. Para este proceso se requieren mínimo 2 personas.

El bloque se ingresa a una caja de madera (ver Figura 4-10), la cual tiene la base y los lados acolchonados, propiciando que su traslado sea lo menos agresivo posible. Es importante marcar la cara de la superficie del bloque para mantener control de la posición del mismo y el número de muestra. En esta posición deberá permanecer el bloque con objeto de evitar alterar sus condiciones iniciales en sitio.

Figura 4-9. Pasos para la obtención del bloque inalterado

Figura 4-10.Caja utilizada para el traslado de los bloques

*Usada en Lanamme UCR, para traslado de agregados

Finalmente los bloques se ingresan a una cámara de humedad constante hasta la realización de los ensayos con objeto de evitar la pérdida de humedad natural de los mismos.

Figura 4-11: Especímenes y muestras de humedad natural en la cámara húmeda

Figura 4-12: Lugar de muestreo durante y después del mismo

Si bien para el caso de las muestras inalteradas el solo hecho de ejecutar la excavación modifica las condiciones imperantes en el terreno (descompresión por retiro del material de tapada, pérdida de humedad, etc.) se pueden obtener muestras mínimamente alteradas por estos factores. Los distintos métodos de extracción de la muestra inalterada perturban más o menos las condiciones iniciales de la misma. En todos los casos la muestra debe ser aislada del aire para evitar mayores pérdidas de humedad y ser resguardada de golpes bruscos, que pudieran producir su rotura o resquebrajamiento. La metodología de extracción de los bloques se presentó en la Figura 3-1.

4.6. Confección de cimentaciones superficiales y profundas a escala

Uno de los objetivos consiste en realizar una simplificación de cimentación tanto superficial, como profunda. Estas se utilizarán para realizar ensayos que permitan observar de manera cualitativa la conducta del sistema ante vibración. Las cimentaciones directas o superficiales, reparten las cargas de estructura en un plano de apoyo horizontal. Se utilizan cuando el terreno lo permite, generalmente este tipo de cimentación se construye a poca profundidad bajo la superficie.

Cuando el suelo no tiene la competencia suficiente, la resistencia o rigidez adecuadas para permitir el apoyo directo, se utilizan cimentaciones profundas. Estas transmiten las cargas de la estructura en forma vertical, ya sea de manera repartida o concentrada.

Respecto al tipo de falla que la cimentación podría experimentar Belandria (2012) expone:

Falla local por corte: El patrón falla sólo está bien definido debajo de la zapata y existe tendencia visible al levantamiento del terreno alrededor de la zapata, no produce un colapso catastrófico de la zapata o una rotación de la misma. Constituye un modo transicional entre falla general y falla por punzonamiento.

Falla por punzonamiento: El patrón de falla en este caso no es fácil de observar (a medida que se incrementa la carga, se comprime el suelo inmediatamente debajo de la zapata produciendo desplazamiento vertical. El suelo fuera del área permanece prácticamente

inalterado y no se produce rotación. La fundación se asienta mediante pequeños movimientos verticales repentinos. Se produce en arenas muy sueltas o en suelos cohesivos blandos o muy blandos.

Para simular el peso de una cimentación tanto profunda, como superficial en el modelo, era necesario construir una simplificación que se adecuara a las condiciones de este y los factores de escala a utilizar. Como el objeto era representar un modelo desde el punto de vista cualitativo, no se procedió a realizar un diseño complejo para las propuestas de cimentación, simplemente a determinar la forma y tamaño de manera que trasmitiera una carga conocida para probarlo en los ensayos.

4.6.1. Simplificación de cimentación superficial

Basándose en trabajos previos de graduación realizados en la Universidad de Costa Rica, donde se utilizó equipo vibratorio, se siguió la misma metodología, mediante la construcción de un arreglo de bloques colocados en forma piramidal, de forma que simulara la carga de una casa de dos pisos. Como se dispone de un área cuadrada de (29 x 29) cm se escogió utilizar una huella de 15 centímetros para distribuir la carga, de manera que quedara espacio que permitiera visualizar la superficie del bloque al realizar el ensayo. Por facilidad constructiva se construyeron bloques de (5 X 5 X 5) cm en el laboratorio de agregados de Lanamme UCR, utilizando moldes para cubos de mortero.

Se utilizaron 15 bloques, cada uno de un peso de 287 g aproximadamente, distribuidos en tres niveles, transmitiendo un esfuerzo que al ser escalado (utilizando el factor de escala seleccionado para carga y geometría $\lambda=10$), representaría 1.9 t/m^2. Este valor se consideró como usual en estructuras de 2 pisos según Hernández (2010) y Mendoza (2013) en sus Trabajos Finales de Graduación utilizando modelos a escala reducida en mesas vibratorias.

Los bloques se colocaron centrados; tanto la superficie como los mismos se nivelaron para propiciar que la transmisión de la sobrecarga fuera simétrica. La Figura 4-13 muestra la simplificación de cimentación superficial utilizada en el modelaje a escala reducida. Se utilizaron nueve bloques en el primer nivel, cuatro en el segundo y uno en el tercero.

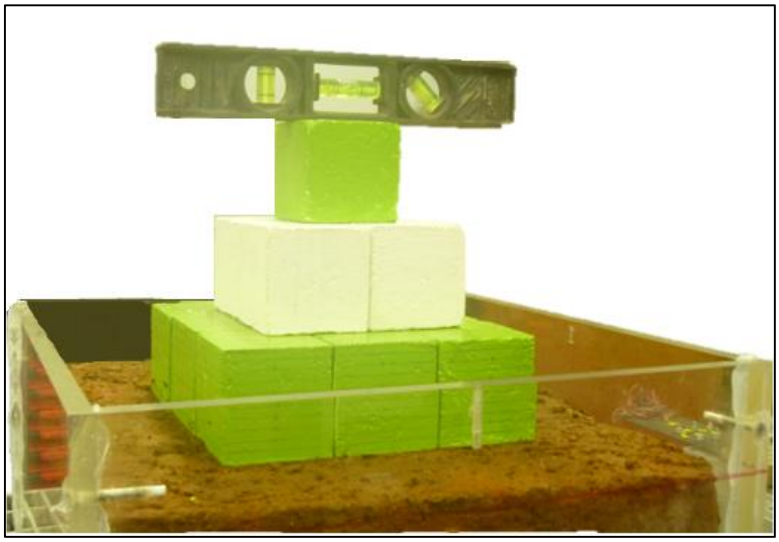


Figura 4-13. Arreglo de bloques para simular cimentación superficial

Cuadro 4-5. Características generales de la simplificación para cimentación superficial

Material: Cemento + arena		Unidades
Densidad	2300	Kg/m^3
Peso cimentación	4.3	Kg
Cantidad de bloques	15	unidades
Alto bloque	0.05	m
Ancho bloque	0.05	m
Profundo bloque	0.05	m
Volumen c/ bloque	0.000125	m^3
Masa unidad	0.2875	kg
Masa total	4.312	kg
Área Placa (usando factores de escala)	2.25	m^2
Esfuerzo a transmitir (usando factores de escala)	1.91	t/m^2
Esfuerzo a transmitir (usando factores de escala)	1910	Kg/m^2

4.6.2. Simplificación de cimentación profunda

Para modelar el pilote se utilizaron criterios de diseño generales, donde se recomienda que la profundidad del pilote sea al menos 12 veces su diámetro. Aplicando este concepto, se escogió un pilote de 2 cm de diámetro, (20 cm de diámetro usando factores de escala). El estrato que simula el bloque es de 30 cm que corresponde a la altura del bloque inalterado a

ensayar, (30 cm = 3m, usando factores de escala), por lo tanto el elemento se hincaría 24 cm (2.4 m con factores de escala) como mínimo para cumplir el criterio, y dejaría 6 cm de espacio para observar algún posible asentamiento. La Figura 4-14 ilustra el modelaje del pilote a escala.

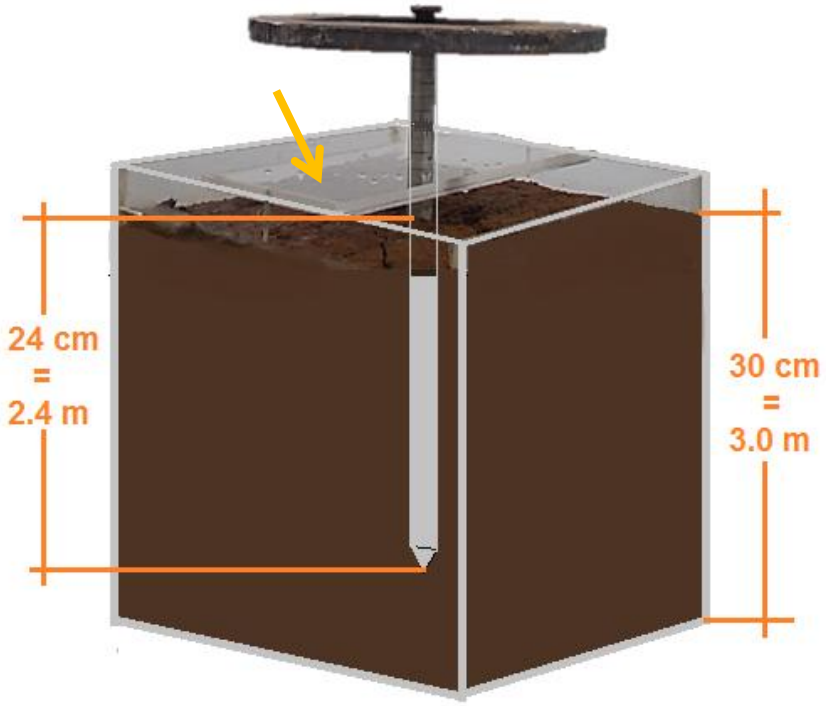


Figura 4-14. Simplificación de pilote y su modelado

Se construyó un prototipo con cemento y arena, el cual se reforzó con alambre doblado helicoidalmente. Sin embargo, se tenía como resultado un pilote muy frágil a cargas de flexión, y al menor esfuerzo fallaba fácilmente. Esto motivó a utilizar un pilote de acero, al cual fácilmente era posible acoplarle pesos variables y altamente resistente a esfuerzos de flexión (Ver comparación en Figura 4-15 (a)). Para efectos prácticos a la hora de hincar el "pilote" en el modelo, éste cuenta con una punta que facilita la hinca (Ver Figura 4-15 (c)). Con esto se pretende evitar inducir esfuerzos externos que pudieran afectar las condiciones iniciales del bloque inalterado.

Para ayudar a disminuir el efecto del pilote sobre el suelo al comportarse como un péndulo invertido, se le agregó a la caja de ensayos un accesorio que ayuda a contrarrestar la carga

horizontal sobre el pilote, a su vez mantiene el pilote centrado. (Señalado en Figura 4-14 y Figura 4-15 (b)).

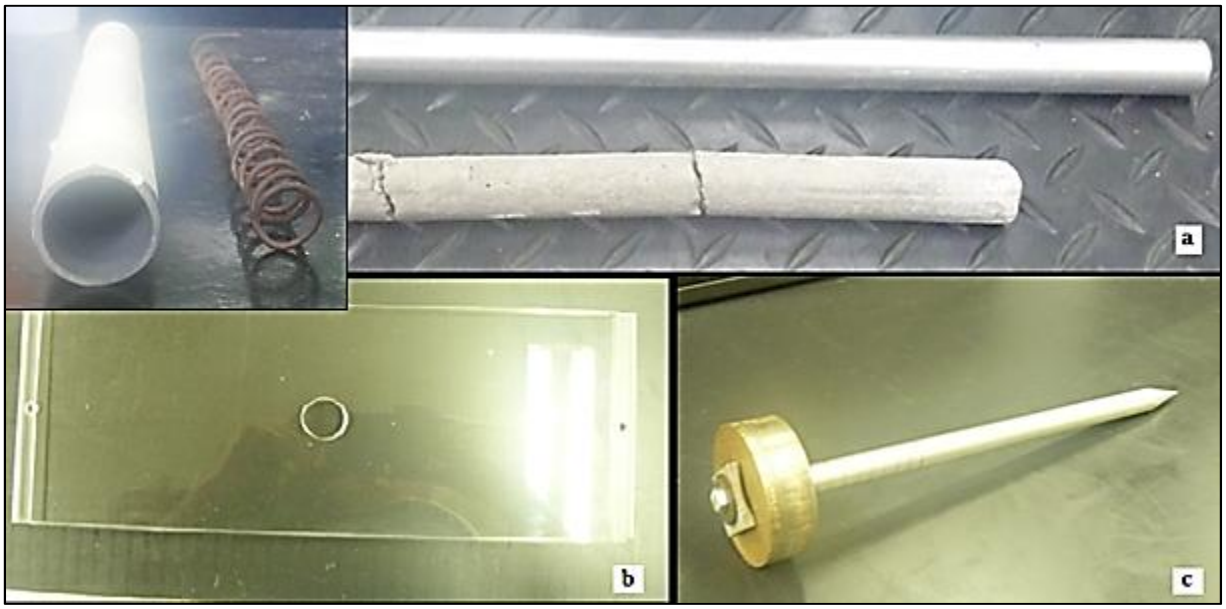


Figura 4-15. Proceso de elaboración de pilote y accesorios

El accesorio construido para simular la simplificación del pilote es versátil en cuanto al peso a colocar, ya que esta cuenta con un tornillo removible que permite agregar o disminuir pesas y así tener la posibilidad de variar el rango de peso de la masa. Esto facilita a simular la carga que el pilote trasmite al estrato de suelo.

Para determinar el peso del pilote, se realizó un cálculo básico de la capacidad de carga de los pilotes en punta, utilizando los datos obtenidos del suelo en la caracterización realizada en campo y laboratorio, principalmente del ensayo de cono sueco, esto se complementó con la observación y de manera empírica. En el Apéndice B se muestra en detalle la memoria de cálculo y metodología empleada respecto a la capacidad de carga del suelo considerada para confeccionar el pilote. Considerando que el suelo se comportaba puramente cohesivo se obtuvieron los valores más altos relacionados a la capacidad de carga por pilote en el suelo. Estos se resumen en el Cuadro 4-6. Según la capacidad máxima del suelo, al considerar que se usó un peso máximo de 7 kg sobre el “pilote”, esto representaría un poco más del 20% de la capacidad total del suelo.

Cuadro 4-6. Capacidad de carga del suelo a ensayar en [kg/pilote], asumiendo un comportamiento puramente cohesivo

Qpunta [kg/pilote]	11.53
Qfricción [kg/pilote]	22.62
Qtotal [kg/pilote]	34.15
Sobrecarga utilizada [kg/pilote]	7
Factor de seguridad (FS)=	4.87

4.7. Condiciones de frontera

Como se mencionó en el apartado 2.3.3, las condiciones de frontera aportadas por la caja utilizada en los ensayos a escala reducida tienden a variar la similitud entre el modelo y la realidad en campo. Aunque la rigidez de la caja de ensayos utilizada aporta presión de confinamiento, las paredes de la caja, al no ser deformables con el movimiento del suelo y catalogarse como rígidas, toman el esfuerzo cortante actuante. Así mismo la capacidad de volumen y área imponen condiciones de frontera que no corresponden apropiadamente con las condiciones reales in situ.

Por ejemplo, en el caso de la simplificación de cimentación superficial, al utilizar la teoría de Businesque para corroborar el bulbo de esfuerzos verticales que se transmite al suelo a causa de la cimentación, este es cortado por las paredes de la caja, de forma que las paredes vuelven a tomar esfuerzos que correspondían al suelo. Sin embargo, los mayores esfuerzos (desde el 20% al 90% de la carga) si ocurren dentro de la masa de suelo, como se observa en la Figura 4-16. En el Apéndice B, se encuentran la memoria de cálculo referida a esta condición, donde se obtiene que para 30 cm de profundidad aún se sienten alrededor de un 10% de la carga, la cual se puede despreciar hasta alcanzar los 2 m de profundidad. Esto indica que la caja toma solo un poco menos de un 10% de la sobrecarga aproximadamente, por lo que esta si actúa en el bloque.

Respecto al esfuerzo que toman las paredes, tanto de la sobrecarga como del efecto del sismo, es posible disminuir estos. Por ejemplo, la teoría indica que las caras de la caja perpendiculares al movimiento deben ser flexibles y rugosas, para generar esfuerzos tangenciales y permitir al bloque deformarse con las mismas, lo cual sería la mejor forma de

modelar este tipo de ensayos. Así mismo se recomienda aumentar el tamaño de la caja. En este caso, ambas opciones no son posibles, no obstante, la tercera recomendación implica aumentar la aceleración a la que se expone el modelo. Al utilizar la mesa vibratoria Shake Table, se buscó imponer esta condición al máximo posible para disminuir los efectos de borde de la caja.

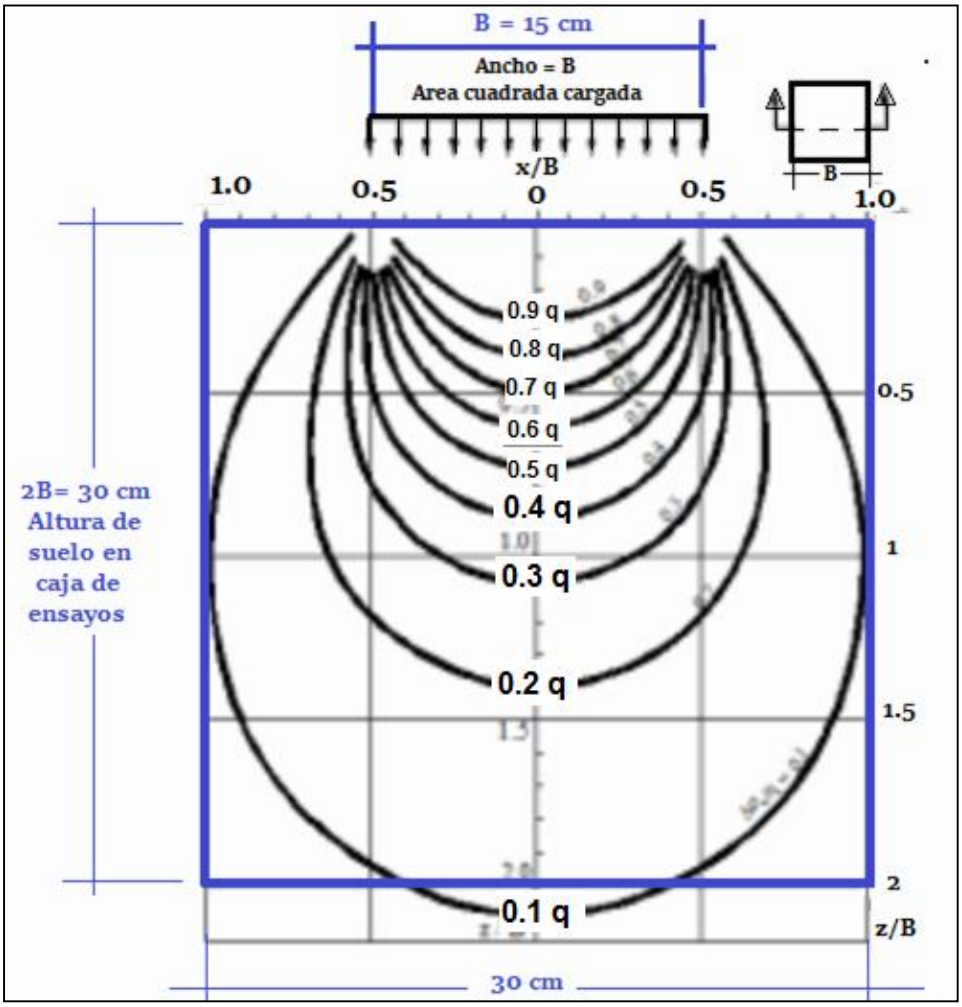


Figura 4-16. Bulbo de esfuerzos verticales a causa de placa rectangular en ensayo

4.8. Procedimiento de ensayo

4.8.1. Chequeos generales

Es importante establecer el proceso de ensamblaje de los ensayos, con objeto de determinar las limitaciones y posibilidades existentes para proceder a realizar este tipo de simulaciones, de forma que los resultados que se obtengan puedan ser juzgados acorde a los objetivos planteados y la forma de ejecución de los modelos. Es relevante mencionar que los procedimientos pueden variar dependiendo del caso de estudio a reproducir.

Lo primero es verificar el funcionamiento adecuado del equipo electrónico, como el funcionamiento de la mesa, el software, la instrumentación. Realizar las pruebas necesarias para conocer y familiarizarse con el uso del equipo, de forma que cualquier posible problema pueda ser detectado y corregido antes del montaje del modelo. En este caso, por la delicadeza del equipo, se realizaron varias pruebas previas.

Capacidad de la mesa: Primero se buscó verificar la capacidad de la mesa respecto al peso que esta soportaría. Para esto se realizaron pruebas con arena, se agregaron bolsas de arena previamente pesadas y preparadas de 5 kg y 10 Kg. Se fue agregando peso a la caja para determinar con ayuda de acelerómetros, la aceleración máxima alcanzada según lo que reporta el software de la mesa. De esta forma se puede verificar si el acelerómetro de la mesa (el que funciona con el software) y el acelerómetro para instrumentar se encuentran calibrados, o si varían entre sí. Así mismo permite verificar el peso máximo a utilizar para alcanzar la aceleración que se desee replicar. En esta prueba se comprobó que al cargar la mesa con 100 Kg se pueden alcanzar valores de aceleración entre (0.5 y 0.6) g. Sin embargo, como en el presente caso de estudio la muestra proviene de Cinchona, en donde en el sismo del 2009 se registraron aceleraciones pico de hasta 1g y más, es conveniente que el peso a utilizar sea mucho menor. Entre los 50 y 60 Kg para replicar exitosamente esta condición.

Impermeabilización de la caja acrílica: para cumplir con los objetivos del proyecto, es importante que las muestras en algunos casos estén saturadas. Esto implica que debe

utilizarse agua en los ensayos, la cual debe ser contenida en la caja acrílica manteniéndose alejada de la mesa vibratoria y los componentes electrónicos que se encuentran bajo está a fin de no dañar el equipo. Con objeto de hacer la caja impermeable, se aplicó silicón entre las juntas de las caras y el fondo durante el ensamblaje de la misma. Esta prueba se realizó con la caja separada de la mesa vibratoria para determinar el tiempo que el silicón debe dejarse secando y la forma de colocación del mismo para que la impermeabilización sea efectiva, así como la detección de posibles fugas y la resistencia ante la presión del agua.

Montaje de prueba piloto: Era importante conocer si la caja impermeabilizada, con el peso del suelo y la presión del agua, sería capaz de mantenerse funcional, una vez que se iniciara el proceso de vibración. Así mismo, probar la instrumentación que se acopla sobre el marco, la caja acrílica y las simplificaciones de sobrecargas (cimentación y pilote).

Para esto, se realizaron pruebas con arena, se vertió está dentro de la caja una vez armada y sellada y se sometió a varios ensayos de vibración con los sismos a replicar y ondas sinusoidales variando amplitudes y frecuencias. Para efectos de esta prueba, durante y después de la vibración se logró observar el fenómeno de la licuación en la arena, el asentamiento de los bloques que simplifican una cimentación superficial y el emerger del agua sobre el suelo. Un video de esta condición puede observarse en el Apéndice C digital de este documento. La Figura 4-17 muestra la condición antes (izquierda) y después del ensayo (derecha); donde la cimentación demostró problemas de hundimiento y volcamiento con la sacudida sísmica al ocurrir el fenómeno.

Figura 4-17. Ensayo con arena

Para realizar esta prueba y las posteriores, al llenar de agua la caja, se debe proteger el equipo electrónico a pesar de la impermeabilización de la caja. Este consistió en recubrir con papel adherente los dispositivos, tal como se muestra en la Figura 4-18. Es importante mencionar que este cobertor debe ser trasparente para que la mesa funcione.

Figura 4-18. Forma de recubrir dispositivos electrónicos de la mesa vibratoria para evitar el daño por agua y suelo

4.8.2. Pasos a seguir

Una vez protegidos los dispositivos de la mesa acorde a la Figura 4-18. Se debe atornillar la tapa del fondo de la caja a la mesa vibratoria, de forma que esta quede sujeta y centrada. Para esto se utilizan 4 tornillos especiales tipo Allen avellanados; la mesa trae diferentes agujeros para atornillar, esto permite que la caja se pueda colocar centrada o en diversas posiciones. Mientras se atornillan, se le agrega silicón a la ranura para evitar que el agua pueda filtrarse. El fondo y las caras de la caja vienen enumerados para que el acoplamiento de estas sea óptimo. Nótese en la Figura 4-19, que la mesa se cubre con plástico para evitar que la suciedad al tallar el bloque afecte el equipo.

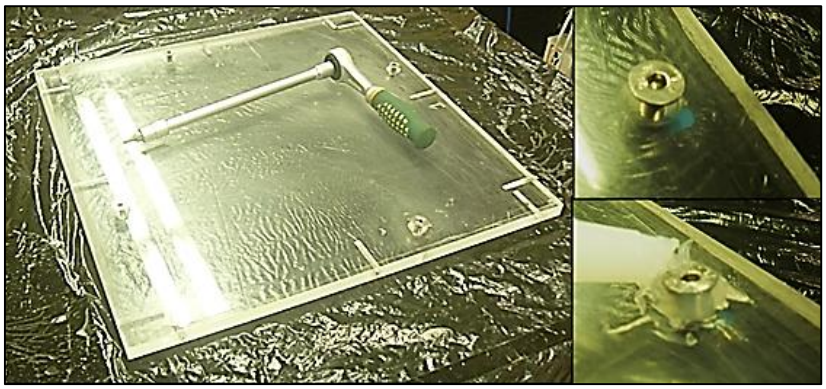


Figura 4-19. Paso 1. Ensamblaje de caja a mesa e impermeabilización de tornillos

Luego se debe colocar el bloque del suelo, este debe traerse directo de la cámara húmeda, y posicionarse de la mejor forma para aprovechar al máximo el bloque a la hora de tallar, esto siempre respetando mantener la cara de la superficie del bloque tal como se encontró en sitio. Este proceso de colocación debe realizarse con el mayor cuidado para evitar inducir esfuerzos externos al bloque en la medida de lo posible. Se debe remover las bolsas y forros que se le colocaron en el proceso de muestreo igualmente de forma cuidadosa. Una vez que se saca el bloque de la cámara humedad es necesario actuar con rapidez para evitar perder la humedad del bloque. La Figura 4-20 ejemplifica el paso 2.

Figura 4-20. Paso 2. Montaje de bloque sobre el fondo de la caja

Una vez el bloque ha sido descubierto se inicia con el proceso de moldeo, el cual se debe efectuar de manera escrupulosa y paciente pero sin perder tiempo. Tallando suavemente para evitar que el bloque se desmorone o fracture. En este caso la muestra tenía cohesión para mantenerse confinada, no obstante la presencia de "piedrillas" o partículas arenosas y más compactas eran propensas a formar gritas o fisuras, y fácilmente iniciaban planos de falla, por lo que trabajar cuidadosamente era imperativo para evitar el desmoronamiento del bloque. Para tallar el bloque se utilizó un cuchillo filoso, espátula, regla de 50 cm, y nivel para buscar que las caras del bloque quedaran alineadas verticalmente en la medida de lo posible, así mismo para nivelar la superficie del bloque beneficiando la colocación de las simplificaciones de cimentación. Con ayuda de capsulas se iba recogiendo el material que sobraba del moldeo, y se tomaban muestras de diferentes caras para registrar la humedad del material. El tercer paso se detalla en la Figura 4-21.

Figura 4-21. Paso 3. Moldeo y nivelación del bloque sobre mesa vibratoria

Después del moldeo del bloque, y haberse cerciorado que las caras de la caja encajan, se procede a atornillar una por una las caras acorde a la numeración que está marcada en el fondo de la caja, como esta se encuentra tapada por el bloque de suelo una vez colocado, debe tomarse esta previsión para no olvidar el orden en que se deben atornillar las caras. La Figura 4-22 detalla este proceso. Al colocar las caras debe colocarse silicón en las juntas de manera generosa para lograr el proceso de impermeabilización, y a su vez debe controlarse que los agujeros de los tornillos no queden abarrotados de silicón, con gotas de agua ó suciedad, esto porque al atornillar, los residuos ejercen presión y provocarían grietas a la caja. Debe observarse mientras se atornilla que el silicón selle y rellene efectivamente los espacios entre las juntas.

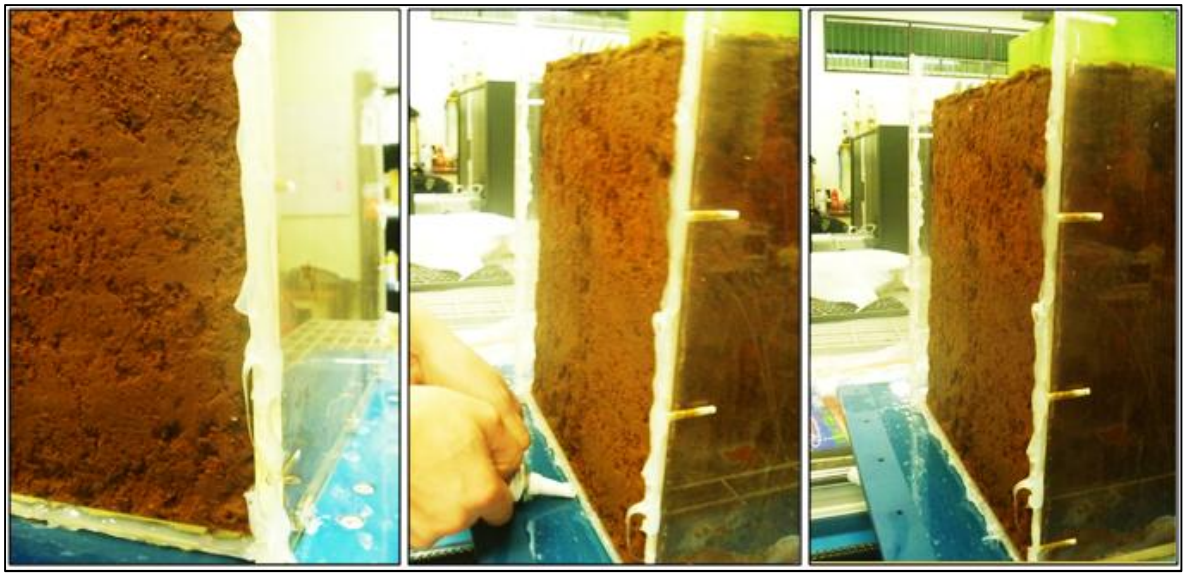


Figura 4-22. Paso 4. Colocación e impermeabilización de la caja

Una vez que la caja esta ensamblada debe dejarse secando el silicón por un lapso mínimo de dos horas para proceder a verter agua. Se puede colocar la propuesta de cimentación y verificar que este nivelada. En el caso de pilotes, se debe acoplar el accesorio especial para centrar el pilote e impedir que este se vea afectado por el movimiento horizontal, la inserción del pilote debe hacerse lentamente y girando la punta del pilote para evitar en lo posible alterar las condiciones iniciales del bloque. Finalmente ya sea que haya terminado el proceso de saturación del bloque o no se necesite, se puede atornillar el marco para la instrumentación y el modelo esta listo para vibrarse (ver Figura 4-23).

Figura 4-23. Paso 5. Nivelación de cimentación, saturación e instrumentación del modelo

4.8.3. Proceso de saturación

Para cumplir los objetivos del trabajo, los ensayos a escala reducida a efectuar para analizar la conducta cualitativa del suelo, se harían sometiendo el suelo a diferentes humedades, la humedad en sitio y deseablemente la humedad de saturación de la muestra. De esta manera el suelo podría representarse en su estado crítico y más vulnerable para que se produzcan deformaciones en el mismo, producto de acontecimientos como la licuefacción, o el colapso del mismo. Para saturar el material, inicialmente se procedió a inundar el bloque del suelo, y este permanecía en este estado por diferentes lapsos de tiempo. Una vez que se finalizaba el ensayo vibratorio, se recuperaban muestras de diferentes puntos para conocer la humedad del mismo, así como pastillas de volumen conocido, de esta forma mediante análisis gravimétricos y volumétricos, es posible determinar la saturación. Como se expondrá posteriormente, al obtener los resultados, la saturación no ocurría de manera uniforme.

Esta situación podía ocurrir debido a que el bloque parecía saturarse de arriba hacia abajo y desde el exterior hacia el interior, y al restringir la capacidad drenante del suelo por la caja acrílica, posiblemente partículas de aire quedaban retenidas en la masa de suelo, afectando la saturación uniforme del bloque. Aunque en el proceso de vibración estas partículas

tendrían oportunidad de salir, mejorar el proceso de saturación de los bloques sería la mejor forma de descartar o validar los resultados obtenidos.

Con este objetivo, se modificó la caja de ensayos, se le incorporaron aditamentos a las tapas que le permitiría drenar y mantener en movimiento el flujo de agua mediante mangueras, así mismo con plasticina se sellaron los bordes de la superficie del bloque, beneficiando que la saturación ocurriera de manera vertical. Para mejorar el proceso, se colocó bajo el bloque, una doble capa de MacDrain. Este geocompuesto se utiliza como solución de drenaje liviano y flexible, cuyo núcleo drenante es formado por una geomanta tridimensional, fabricada con filamentos de polipropileno y termosoldada entre dos geotextiles no tejidos de poliéster en todos los puntos de contacto. Luego de este proceso, se logró la saturación de la muestra y los resultados fueron uniformes al verificar diferentes puntos del bloque. Aunque este proceso mejoró los resultados, implica tiempo y atención considerables. Es necesario mantener el flujo de agua y evitar que el bloque pierda humedad cuando este se drena.

El proceso de montaje utilizando esta metodología se realiza como se indicó en a la sección 4.8.2, simplemente incorporando algunos cambios como se pueden observar en la Figura 4-24, Figura 4-25, Figura 4-26, y Figura 4-27.

Figura 4-24. Colocación de MacDrain antes del proceso de moldeo

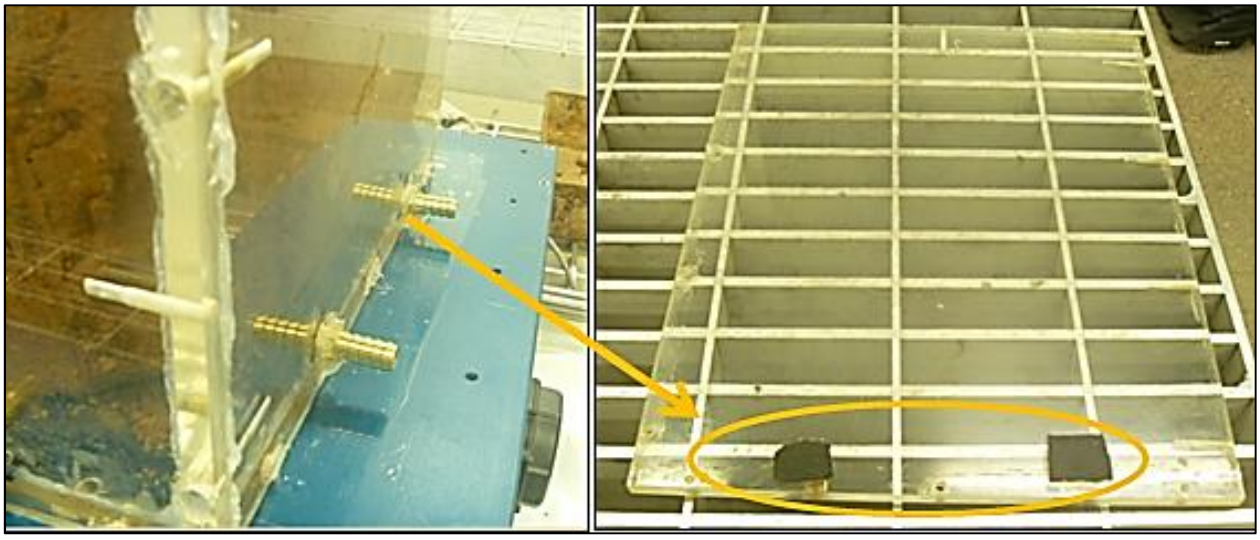


Figura 4-25. Aditamentos para drenaje acoplados a las caras

*Los cuales están recubiertos con geosintético para evitar el paso de finos al drenar

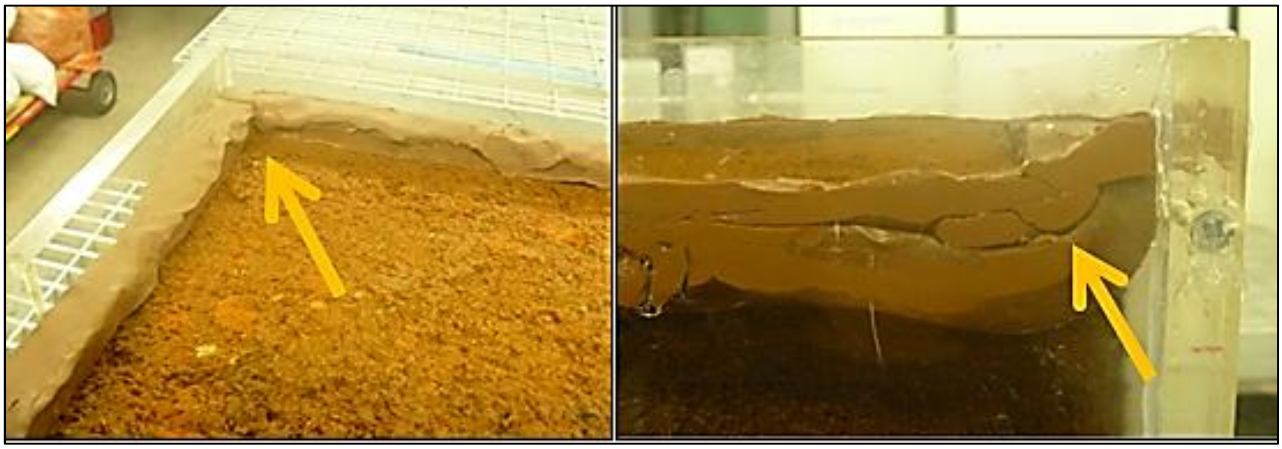


Figura 4-26. Colocación de plasticina en bordes para el sello de humedad

*sella la entrada de agua por las paredes y propicia el drenaje vertical

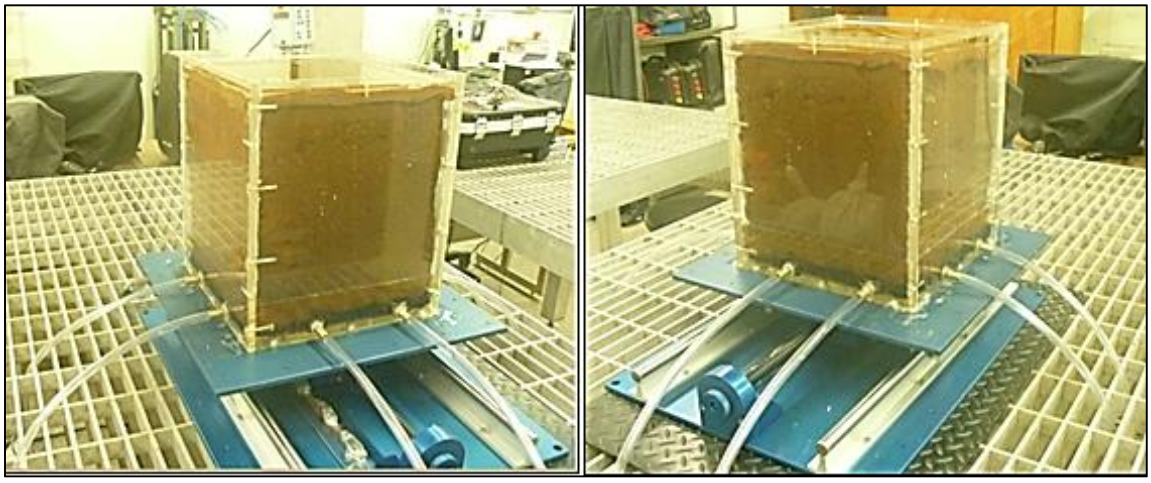


Figura 4-27. Caja de ensayos con las adaptaciones y cambios implementados para optimizar el proceso de saturación

4.8.4. Instrumentación del modelo para la toma de datos

El objetivo de los ensayos es principalmente cualitativo, no obstante se aprovechó el equipo de medición con el que cuenta el laboratorio de escala reducida y la Unidad de Puentes Lanamme UCR. De esta forma se puede registrar posibles asentamientos en la masa del suelo desde niveles milimétricos, lo cual podría no ser apreciable a simple vista.

Cada ensayo contó con dos acelerómetros, uno colocado sobre la mesa y otro sobre la superficie del bloque, de esta forma se podría cuantificar la magnitud en que se amplifican el registro de aceleraciones entre la mesa y el material.

Dependiendo del caso de cimentación a observar en el ensayo, se utilizó diferente instrumentación para registrar desplazamiento vertical. El objeto de esto consiste en abarcar la mayor posibilidad de puntos a medir. Por ejemplo, para ensayos utilizando una simulación de cimentación superficial se utilizaron dos laser, uno en el centro de la cimentación y otro en una esquina, así como LVDT para otras dos esquinas. De esta forma, es posible registrar la ocurrencia de algún asentamiento diferencial en el bloque. Cabe señalar que para el uso de Laser y LVDT simultáneamente, se requieren de al menos tres computadoras para obtener los registros. Como los bloques que simulaban esta cimentación no se encontraban unidos entre sí, no se utilizó inclinómetros, no obstante en caso de que la cimentación consistiera en

una placa rígida, este tipo de instrumentación sería útil para registrar esta condición. En el caso de simular cimentaciones tipo pilote, solo se utilizaron dos laser para registrar posibles deformaciones verticales en el suelo, uno en el centro del pilote para observar si este cedía ante el movimiento y otro en un punto de la superficie del bloque.

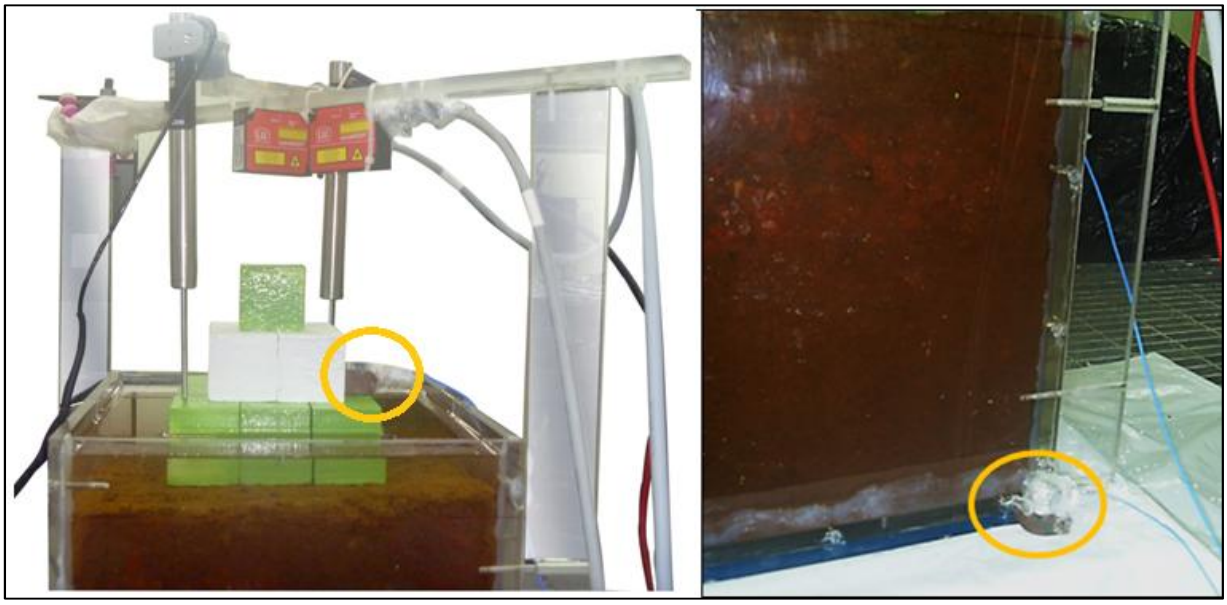


Figura 4-28. Ejemplo de instrumentación para ensayo con cimentación superficial

*acelerómetros en círculos amarillos

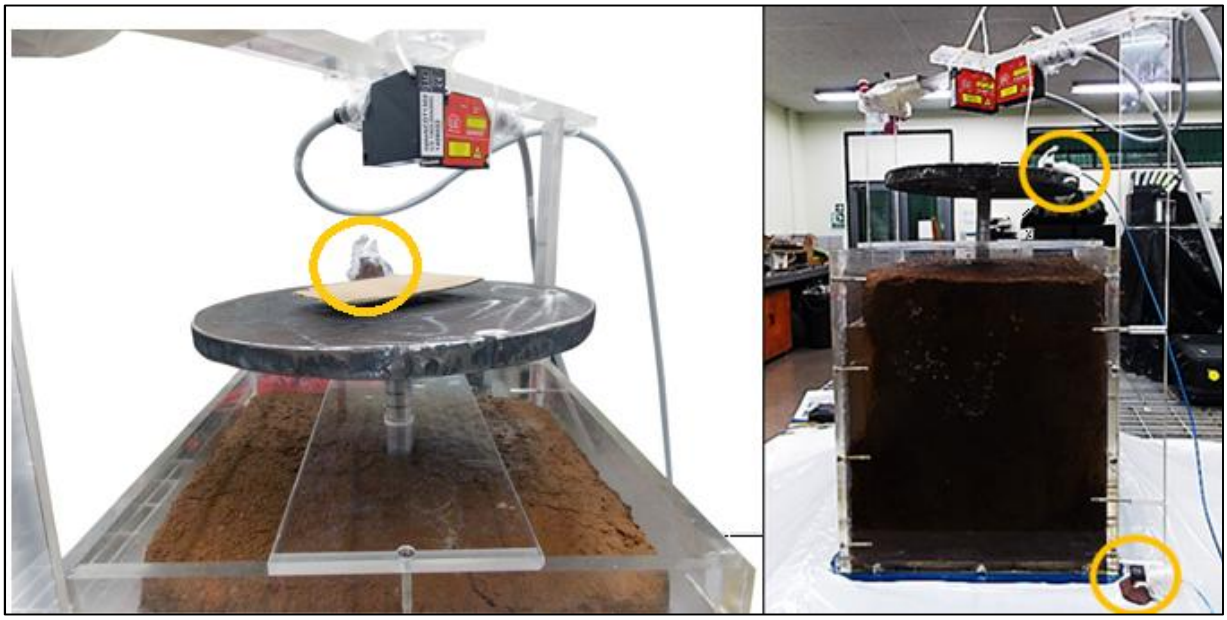


Figura 4-29. Ejemplo de instrumentación para ensayo con cimentación profunda

*acelerómetros en círculos amarillos

4.8.5. Registro de aceleraciones a reproducir

Se utilizaron los registros de aceleraciones que se reportaron en el terremoto de Cinchona en enero del 2009. Este sismo es particularmente uno de los eventos más importantes de la zona acorde a los registros históricos. Además diversas fuentes de información registraron aceleraciones horizontales pico de hasta 1g, velocidades pico de 23,5 cm/s, una Intensidad de Arias de 2,4 m/s, y una duración significativa del movimiento fuerte de 8,2 s. Esto indica que en ese sitio y alrededores, la sacudida sísmica fue significativa y con un alto potencial de generar daños. Por otra parte, existe bastante información recopilada del evento por estaciones pertenecientes al ICE y al LIS UCR, de donde fue fácilmente posible obtener los registros sísmicos para procesarlos y utilizarlos con la mesa Shake Table II. Es importante mencionar que de los registros disponibles en LIS UCR, el valor pico máximo de aceleración era de 0.23 g, por lo que se amplifico toda la señal sísmica para poder reproducir el sismo con una aceleración pico de 1g en la mesa vibratoria.

Además de utilizar el registro de aceleraciones del evento de Cinchona, también se replicaron ondas sinusoidales variando las amplitudes de 0.1mm a 1mm y frecuencias entre 5 Hz a 12 Hz, según la capacidad máxima que podía lograrse para evitar un colapso de la mesa considerando el peso del modelo, acorde a como se explica en la sección: Limitaciones del equipo a considerar.

4.8.6. Proceso posterior a ensayos

Una vez que se realiza el ensayo, se recolectan muestras en diferentes puntos del bloque. Esto permite obtener datos como la densidad, humedad y otras características de suelo, posterior al ensayo. En este aspecto, es posible determinar la ocurrencia de cambios a nivel interno del suelo y el grado de saturación del mismo. Así mismo permite verificar si existe variación de estas propiedades en diferentes puntos del mismo bloque. En la Figura 4-30 se muestra el proceso de obtención de muestras inalteradas una vez finalizado el ensayo.

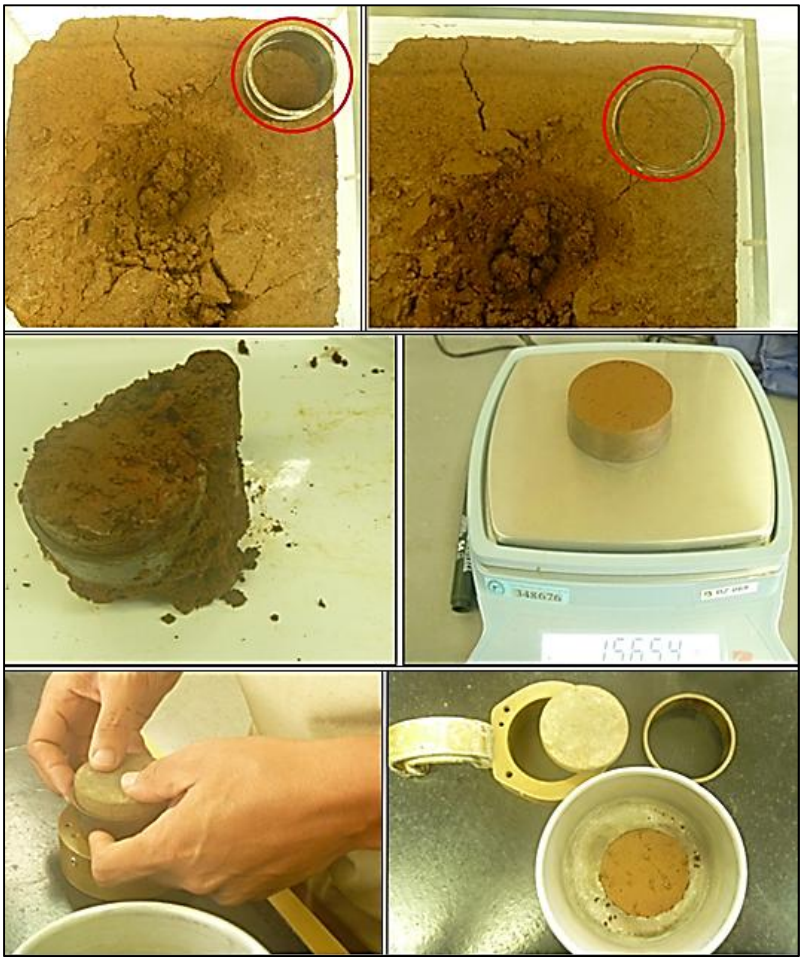


Figura 4-30. Ejemplo de obtención de muestras inalteradas luego de la excitación sísmica

Primero se escoge un lugar para muestrear utilizando anillos para el ensayo de corte directo, se obtiene la porción de suelo con el anillo, este se moldea y pesa. Posteriormente se retira del anillo, se agrega a una capsula y se inserta al horno. Finalmente mediante relaciones gravimétricas y volumétricas se obtuvieron los resultados de humedad de saturación, densidad y porosidad del material luego de la excitación sísmica. Es importante resaltar que este proceso debe realizarse rápidamente para evitar que el suelo pierda humedad a causa del tiempo y la manipulación del mismo. Es recomendable recuperar al menos dos muestras "inalteradas" además de al menos tres muestras alteradas para determinar correlaciones entre las humedades del suelo, así como anotar el lugar y profundidad de donde fueron obtenidas en el bloque para mejorar el control de las mediciones en la masa del suelo.

También se realizaron otras pruebas con objeto de observar cómo pueden afectar las condiciones de frontera en los ensayos, y conocer mejor el comportamiento del suelo frente a

sismos, cuando este no se encuentra restringido por las paredes de la caja de ensayos. De esta manera se procedió a moldear el bloque como un talud, tanto en pendiente como a 90°, y se sometía a diferentes excitaciones, desde el acelerograma del sismo de Cinchona utilizado en los ensayos, hasta con ondas sinusoidales variando frecuencias y amplitudes.

Este ensayo se realizó tanto para muestras inundadas como para bloques con la humedad inicial del sitio, sin ningún tipo de cimentación o instrumentación, ya que era totalmente cualitativo de forma que se observara el comportamiento de la parte libre del suelo. Para realizar este proceso fue necesario drenar la caja, retirar las paredes de la misma, moldear el bloque para obtener la pendiente deseada y volver a colocar e impermeabilizar la caja de ensayos para someter el talud a excitación sísmica. Así mismo, con el uso de roceadores y papel plástico de cocina, para humedecer y "envolver" la muestra durante el proceso, se buscó evitar la pérdida de humedad. La Figura 4-31 resume y ejemplifica este proceso.

En el Apéndice C, digital a sección de anexos digitales, se muestran videos referentes al suelo en estas condiciones.

Figura 4-31. Ejemplo de ensayos realizados tipo "talud" para observar el comportamiento del suelo sin restricciones de frontera

4.9. Ensayos a escala: descripción y resultados

4.9.1. Ensayo 1: Suelo con saturación parcial y simplificación de cimentación profunda (2 kg)

El primer ensayo consistió en montar el bloque de suelo, instalar la simplificación de la cimentación profunda, y proceder a inundar el bloque con objeto de intentar saturar el mismo. La instrumentación empleada consistió en dos laser, uno ubicado sobre el pilote y otro sobre la masa de suelo, con objeto de registrar desplazamiento, así como dos acelerómetros ubicados en la base de la mesa y el pilote. La Figura 4-32 muestra la configuración del ensayo.

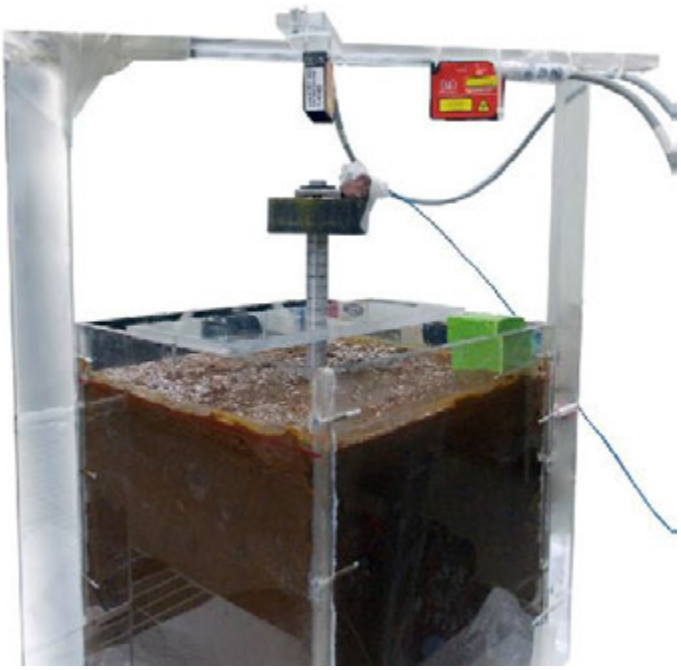


Figura 4-32. Imagen de ensayo 1 con su instrumentación

Este modelo se dejó inundando por un lapso de 26 horas, luego se procedió a vibrar hasta considerar que no ocurrieron cambios significativos en la masa del suelo.

Se registró información al reproducir 4 sismos, en este caso dos sismos relacionados al terremoto de Cinchona y dos relacionados al terremoto de Sámara ocurrido en el año 2012. Se decidió incluir el terremoto de Sámara ya que al ser el primer ensayo experimental, se deseaba hacer una comparación entre los efectos de ambos sismos, con objeto de verificar si

los resultados variaban al cambiar la señal aleatoria y a su vez probar la instrumentación. Primero se reprodujo el acelerograma del evento de Cinchona, simulando una aceleración máxima de 0.6 g, con una duración de 62 s aproximadamente . En este caso la acelaración máxima registrada en la base de la mesa correspondió a 1.6 g y en la superficie del pilote a 2.47 g. De forma que se presenta una amplificación de la señal sísmica de hasta 1.6 veces. Los valores registrados para el desplazamiento del pilote fueron de 2 mm y de 3 mm en la base de la superficie utilizando factores de escala.

Para el segundo sismo, el cual tambien correspondió al evento de Cinchona, con una aceleración máxima de 0.6 g, pero escalando el sismo, es decir, disminuyendo la señal sísmica en el tiempo, pero no afectando el valor de la aceleración. La duración de este evento sería de 35 segundos. Los acelerómetros indicaron una aceleración máxima en la base de la mesa de 1.8 g y 2.43 g en el pilote, obteniéndose una amplificación de la señal en 1.33 veces. Los asentamientos registrados para el pilote y la masa del suelo fueren menores a 1 mm (al aplicar factores de escala).

En cuanto a los sismos reproduciendo el terremoto de Sámara, primero se simuló escalando el sismo en un factor de 10, con una duración de 45 s, y una aceleración máxima del registro sísmico según el registro sísmico de (0.6 g), no obstante, la información registrada por el acelerómetro corresponde a 1.6 g y de 2.17 g en el pilote, para una amplificación de la señal en 2.04 veces.

Al simular el evento de Sámara, sin escalar, con una duración de 76 segundos, los acelerómetros en la base de la mesa reportaron una aceleración máxima de 1.26 g en la superficie del suelo y de 0.69 g en la base de la mesa. Ante esto, el máximo desplazamiento (con factores de escala) reportado en el ensayo luego de la acumulación de todas las señales sísmicas correspondió a 5 mm.

En los resultados tanto de aceleración, como de desplazamiento vertical, a pesar que el suelo experimento fuertes aceleraciones, incluso mayores a 1g, los desplazamientos milimétricos registrados no implican algún daño en la estructura del suelo, o el pilote. Lo cual fue consistente con lo observardo de forma cualitativa.

Como se ha mencionado, el suelo tiende a aumentar la señal de onda sísmica de la mesa en un factor promedio máximo de 1.68 veces , este “efecto de sitio” es característico de

geologías superficiales formada por sedimentos muy blandos y las cenizas volcánicas, lo cual aumenta la capacidad destructiva de un sismo, no obstante, los daños visualizados en el modelo, o deformaciones sufridas en la masa del suelo fueron nulas como se mencionó.

Aunque los registros de LIS UCR, de donde se recuperó el espectro de aceleraciones correspondiente al terremoto de Cinchona en 2009, indican una aceleración máxima de 0.6 g, gracias a los acelerómetros se corroboró que la base de la mesa simulo fuerzas entre 0.6 g y 1.8 g. Esto demuestra la importancia de la instrumentación para confirmar los efectos reales que experimenta el modelo. A pesar de las limitaciones que registra la mesa, indicando en este caso, que el modelo no debería registrar una aceleración mayor a 1.251 g en su base (ver figura C.1 encontrada en el Apéndice C digital), se llegan a registrar valores de 1.8 g. Esto puede ocurrir debido a que la mesa no se encuentra asegurada a la mesa metálica del laboratorio, y es posible que a causa del peso, sobrepase los límites de seguridad que recomienda la misma. Los resultados de la instrumención se pueden corroborar en el Cuadro 4-7.

Cuadro 4-7. Resultados obtenidos de la instrumentación para el ensayo 1

Ensayo 1: Cimentación profunda (2.5 Kg) + suelo inundado								**Desplazamientos Laser[mm] con factores de escala**	
Tiempo de inundación: 26 horas			**24 Julio**	**Aceleraciones registradas [g]**					
E.	**Sismo**	**Duración [s]**	**Aceleración máxima [g] (según LIS UCR)**	**Canal 0 (mesa)**		**Canal 1 (Superficie)**		**Canal 0 en suelo**	**Canal 1 en pilote**
				Máxima	**Minima**	**Máxima**	**Minima**	**Máxima**	**Máxima**
1.1	Cinchona	35	0.6 g	1.61	-1.14	2.47	-1.44	0.25	0.50
1.2	Cinchona Ex10	62	0.6 g	1.83	-1.33	2.43	-1.23	2.50	0.50
1.3	Sámara Ex10	45	0.6 g	1.07	-1.67	2.17	-1.28	1.00	0.50
1.4	Sámara	76	0.6 g	0.69	-0.48	1.26	-0.65	1.00	0.50
Sumatoria de desplazamiento [mm] luego de varios ciclos sísmicos								**4.75**	**2.00**

En este caso, la humedad in situ reportada del suelo fue en promedio de 174%, durante el moldeo se verificó la misma, la cual se reportó como 185%. Pasadas las 24 h de inundado el bloque y posterior al ensayo dinámico, mediante las pastillas inalteradas recuperadas se determinó que el bloque llego a un 96.8% de saturación en su parte superior, y 95% en su parte inferior, no alcanzando la saturación total (S = 100%), lo cual es confirmado con otras muestras alteradas de diferentes puntos del bloque. Los resultados relacionados con la humedad del bloque se pueden observar Cuadro 4-8.

Cuadro 4-8. Resultados de humedad obtenidos de recolección muestras ensayo 1

Ensayo 1 Bloque Inalterado Q6			
Parte superior del bloque		Parte inferior del bloque	
ENSAYO 1- Q6 (Pastilla 1)		**ENSAYO 1- Q6 (Pastilla 2)**	
S%	96.8	**S%**	95.15
w%	215.67	**w%**	201.57
yt [g/cm3]	1.21	**yt [g/cm3]**	1.21
e	5.84	**e**	5.55
n	85.38	**n**	84.73
Para S= 100%		**Para S= 100%**	
w%		**w%**	
223.14		264.93	
Humedades w % recuperadas de muestras alteradas en diferentes puntos del bloque		**Condición***	**Ubicación de la muestra en el bloque**
1	185.82	No saturado	Parte superior
2	204.19	No saturado	Centro
3	205.06	No saturado	Abajo
*La condición de saturado o no saturado se realiza considerando la humedad calculada como la correspondiente para llega a una S=100%, y considerando la ubicación de la muestra			

En el Apéndice C digital, se encuentran los videos que acompañan este ensayo y los resultados generados por la mesa. Una característica importante a notar de este ensayo, fue que al tallar el bloque, por ser el primer ensayo, las caras de este se remoldearon más de lo debido. Sin embargo, esto ocasionó notar una apariencia altamente plástica, como se aprecia en la Figura 4-33.

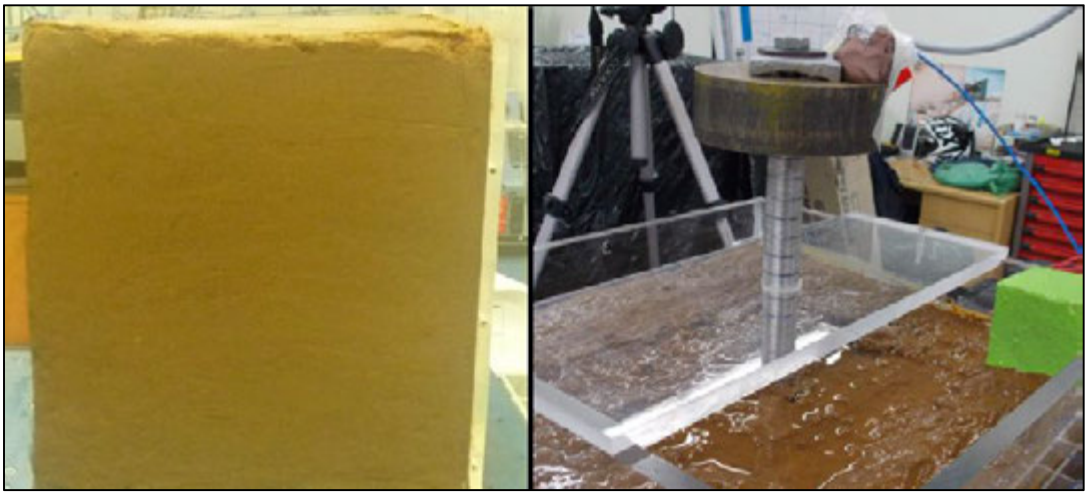


Figura 4-33. Evidencia de plasticidad al remoldeo en ensayo 1

4.9.2. Ensayo 2: Suelo con saturación parcial y simplificación de cimentación superficial

Para este caso, se intaló sobre el estrato de suelo un arreglo de cubos, 15 en su totalidad de dimensiones de 5 cm de lado y altura, de forma piramidal, simulando una cimentación superficial, que trasmite el peso de una casa de 2 pisos (alrededor de 1.9 t/m2). Luego se procedió a inundar por un lapso de tiempo mayor al del ensayo 1, intentando conseguir saturar el bloque, de forma que este permaneció 9 días inundado. La instrumentación para registrar desplazamiento consistió de dos laser, uno sobre el centro del arreglo de bloques, y otro en una esquina. Así mismo, se colocaron dos LVDT más en cada esquina, para cubrir más aréa de la cimentación. Nuevamente dos acelerómetros registraron la aceleración horizontal, uno en la base de la mesa y otro sobre el arreglo de bloques. La Figura 4-34 ejemplifica el montaje de este modelo.

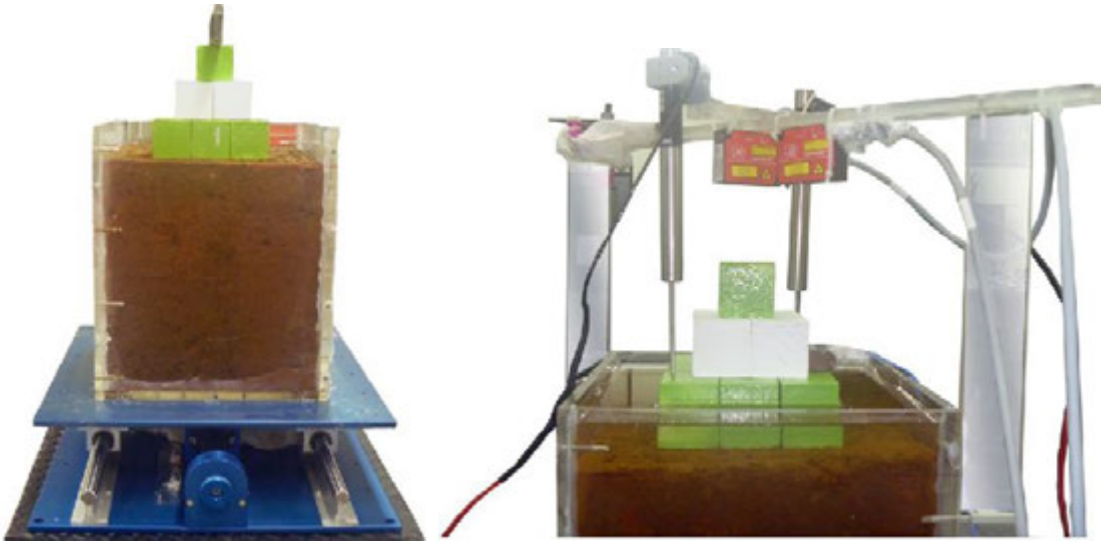


Figura 4-34. Imagen de ensayo 2 con su instrumentación

Se instrumentaron 4 diferentes tipos de simulaciónes sísmicas, para el caso del ensayo 2.1 se replicó el sismo de Cinchona con aceleración máxima de 0.1 g, pero escalado en un factor de 10, luego para el ensayo 2.2 se simuló el sismo de Cinchona, también escalado con una aceleración máxima de 0.6 g; en el ensayo 2.3 se reprodujo el sismo de Cinchona con una aceleración máx de 1 g.

Observando estos, se aprecia que la masa de suelo fue sometida a aceleraciones hasta de 4.92 g registrados en la superficie de la cimentación, y aceleraciones máximas en la base de la mesa de 1.84 g, muy por encima de los 1.209 g que estableció la mesa como límite, esto se observa en el Apéndice C. De igual forma, el tipo de suelo tiende a amplificar la señal de la onda sísmica, esta vez en un factor máximo de 2.05 veces en promedio.

Aunque las aceleraciones experimentadas son significativas, estas ocurren durante instantes. Observando los acelerogramas de los eventos reproducidos en el Apéndice C digital, la mayor intensidad de la señal sísmica ocurre en un lapso menor de 20 s, por lo que considerando esta situación, se procedió a realizar el ensayo 2.4, en donde se simuló una señal sinusoidal variando frecuencias y amplitudes en el tiempo de manera controlada, con el fin de ampliar el lapso en que el suelo experimenta mayores valores de aceleración. Al reproducirse señales sinusoidales (Ensayo 2.4), se llegaron a alcanzar fuerzas hasta de 4.71 g en la superficie de la cimentación y mayores a 1g, sostenidas durante más de 200 s.

Una vez más, a pesar de las importantes fuerzas de aceleración sometidas a la masa de suelo, los asentamientos registrados aplicando factores de escala, siguen siendo del orden milimétrico. Incluso, sumando los diferentes asentamientos ocurridos luego de todos los ensayos dinámicos, el asentamiento máximo aplicando factores de escala correspondería a 14.89 mm, por lo que no implica un daño importante en la estructura o terreno. En el Cuadro 4-9 se presentan todos los resultados mencionados, asociados a la instrumentación del bloque.

Cuadro 4-9. Resultados obtenidos de la instrumentación para el ensayo 2

Ensayo 2: Cimentación superficial + suelo Inundado											
Tiempo de inundación: 9 días				**Aceleraciones registradas [g]**				**Deplazamientos Laser[mm] Canal**		**Deplazamientos LVDT [mm] Canal**	
Ensayo	**Sismo**	**Duración [s]**	**Aceleración máxima [g]**	**Canal 0 (mesa)**		**Canal 1 (Superficie cimentación)**		**0 centro**	**1 en esquina**	**1 en esquina**	**2 en esquina**
				Máxima	**Minima**	**Máxima**	**Minima**	**Máximo**	**Máximo**	**Máximo**	**Máximo**
2.1	Cinchona EX10	37	1 g	1.29	-1.10	1.57	-1.99	2.072	0.20	2.07	0.67
2.2	Cinchona EX10	35	0.6 g	1.74	-1.75	3.85	-4.92	0.82	2.00	0.11	0.82
2.3	Cinchona	62	1 g	1.49	-1.84	1.96	-3.00	2.00	2.00	1.00	0.52
2.4	Ondas sinusoidales (Duración de hasta 3 min) F: (1 a 5) Hz y Amax de 1mm, F: (5 a 12) Hz y Amax 0.15 mm			1.36	-1.49	4.71	-2.66	10.00	8.04	1.08	0.33
Sumatoria de desplazamiento [mm] luego de varios ciclos sísmicos								**14.89**	**12.24**	**4.27**	**2.34**
Aceleración máxima ó mínina solo indica una posición de referencia en el eje de movimiento horizontal											
La aceleración máxima del registro, es el obtenido por la información registrada por LIS UCR.											
EX10: Significa que el registro sísmico se escaló en un factor de 10											
F: abreviatura para frecuencia, Amax: abreviatura para amplitud máxima											
Todos los desplazamientos están aumentados en un factor de 10, debido a la aplicación de factores de escala											

Estos resultados ocurrieron bajo una saturación del 97.8% obtenida en la parte superior del bloque y del 98. 3% en la parte inferior. Estos datos fueron adquiridos por medio del moldeo de pastillas inalteradas luego de la excitación sísmica. A pesar que las pastillas no cuentan con la humedad para alcanzar el 100% de saturación, al analizar muestras alteradas que se obtuvieron de diferentes puntos del bloque, estos sobrepasan la humedad relacionada a S=100%. Esto indica que el bloque puede haber estado saturado por secciones, y no de manera uniforme, sin embargo considerando los resultados asociados con la porosidad (n), razón de vacíos y por ende, peso específico del suelo, en ambas pastillas existía una diferencia de estas propiedades, por lo que es posible que otros puntos del bloque puedan presentar una mayor porosidad, lo que implicaría que se requieren humedades mayores a las determinadas para alcanzar la saturación S=100%. En el Cuadro 4-10 se muestra el resumen de resultados obtenidos relacionados a estas propiedades enunciadas.

Cuadro 4-10. Resultados de humedad, (e) y (n), obtenidos de recolección muestras ensayo 2

Ensayo 2 Bloque Inalterado Q10			
ENSAYO 2- Q10 (Pastilla 1)		**ENSAYO 2- Q10 (Pastilla 2)**	
S%	97.8	**S%**	98.30
w%	139.19	**w%**	179.76
yt [g/cm3]	1.33	**yt [g/cm3]**	1.27
e	3.73	**e**	4.79
n	78.85	**n**	82.73
Para S= 100%		**Para S= 100%**	
w%		**w%**	
143.15		183.30	
Humedades w % recuperadas de muestras alteradas en diferentes puntos del bloque			
Muestra		***Condición**	**Ubicación de la muestra en el bloque**
1	164.79	Saturado	Parte superior
2	210.31	Saturado	Centro
3	191.56	Saturado	Abajo,Centro
*La condición de saturado o no saturado se realiza considerando la humedad calculada como la correspondiente para llegar a una S=100%, y considerando la ubicación de la muestra			

Finalmente, a pesar que los resultados registrados no evidenciaron una deformación importante, de forma cualitativa si se logró apreciar algunos comportamientos de cambio en el material. Por ejemplo se observó la salida de burbujas de aire de las paredes del bloque y caída de sedimentos muy finos que se acumulaban en la parte inferior de las caras del bloque propiciando la saturación de la muestra. Sin embargo, la acumulación de la sedimentación puede haberse facilitado debido a las condiciones propias de frontera del bloque, ya que durante el modelado del mismo, estos sectores se tornaban más delicados y aunados al hecho de que el bloque estaba inundado, facilitaba el desprendimiento de estas capas más débiles.

En la Figura 4-35, se aprecian algunas de estas condiciones posterior a los ensayos, a la izquierda se puede observar la caída y desacomodo de los bloques, evidenciando la intensa fuerza de aceleración. Así mismo la indica una huella o leve hundimiento, poco apreciable y de carácter milimétrico, ocasionado por el remoldeo entre la cimentación y el suelo. A la derecha, se observa como los bordes del elemento tendían a desprenderse por boronas. Sin embargo la explicación a esto, podría estar relacionada a condiciones de frontera propias del bloque como se indicó en el párrafo anterior. En el Apéndice C digital, se encuentran videos relacionados a este ensayo.

Figura 4-35. Algunas condiciones apreciadas posterior al ensayo 2

4.9.3. Ensayo 3: Suelo con saturación parcial y simplificación de cimentación profunda (7 kg)

Para el tercer ensayo, nuevamente se volvió a utilizar una simplificación de pilote, con la diferencia de que se aumentó el peso a la masa del pilote a 7 kg. Esto debido a que como no se observaron cambios significativos en el primer ensayo, se decidió reevaluar el proceso, además, en este caso se procedió a dejar inundando el bloque de suelo (15 días) esperando mejorar los resultados de saturación. De igual forma que el ensayo 1, la instrumentación correspondió a dos laser para registrar el desplazamiento en el pilote y en la masa del suelo, así como dos acelerómetros, uno en la base de la mesa y otro en el "pilote". La Figura 4-36 muestra una imagen del modelo.

El peso del modelo correspondió a 55 kg, con este peso, según las limitaciones de la mesa, la aceleración máxima a reproducir correspondía a 1.151 g (ver Ápendice C digital). En el Cuadro 4-11 se muestran los resultados de la instrumentación para los eventos reproducidos. El ensayo 3.1 se inicio con la señal del evento de Cinchona (1g de aceleración máxima), escalado en un factor de 10 en donde la aceleración máxima de la mesa se registro en 0.88 g y en el pilote de 1.46 g.

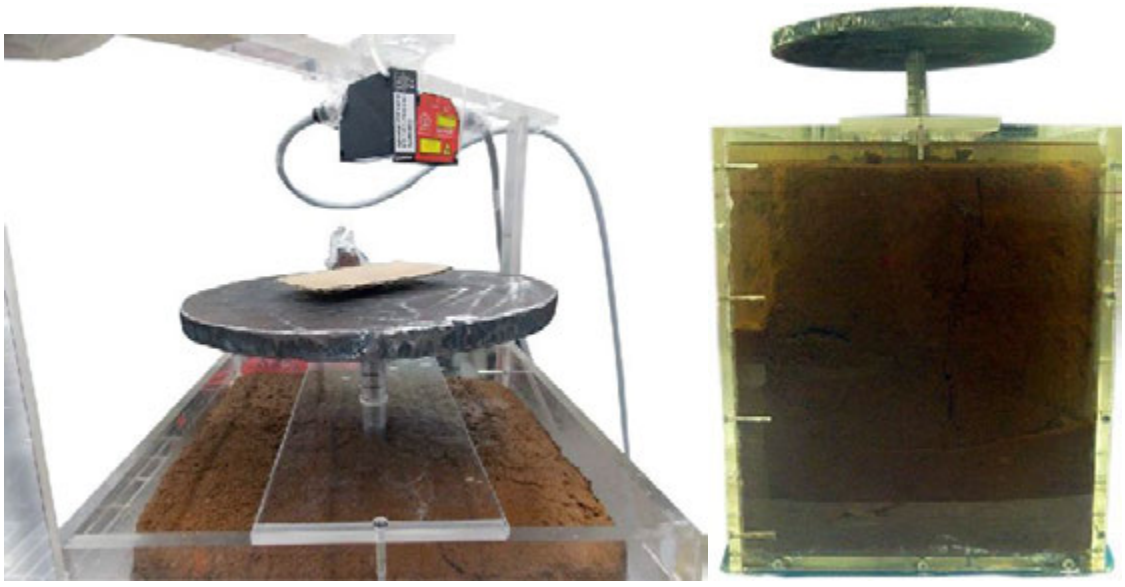


Figura 4-36. Imagen de ensayo 3 con su instrumentación

En el ensayo 3.2 se reprodujo el sismo de Cinchona (1g de aceleración máxima) sin escalar, y este se repitió en 4 ocasiones, alcanzandose aceleraciones pico de 2.11 g sobre el pilote y de 1.49 g en la base de la mesa. Las señales de las últimas dos pruebas, consistieron en ondas sinusoidales variadas en el tiempo, para el caso del ensayo 3.3 se varió la frecuencia entre (1 a 5) Hz manteniendo una amplitud máxima de 1.15 mm. En el caso de el ensayo 3.4 se aumentó la amplitud entre (6 a 10) Hz con una amplificación máxima de 0.15 mm. En ambos casos se mantuvieron altas aceleraciones por tiempos prolongados, lo cual se puede apreciar mejor en los acelerogramas del Apéndice C.

Las aceleraciones máximas registradas correspondieron a 0.72 g en el pilote y 0.57 g en la base de la mesa para el ensayo 3.3. En el caso del ensayo 3.4 la aceleración máxima registrada fue de 0.48 g en la base del pilote y de 0.2 g en la base de la mesa. En todos los casos se vuelve a repetir el patron que se ha observado en cuanto a la amplificación de la onda sísmica. En promedio de 1.68 veces, no obstante las aceleraciones registradas sobre los elementos han sido menores en comparación con los otros ensayos. Esto podría deberse a que en este caso la masa de todo el ensayo es mayor, respecto a los modelos pasados, por lo que las capacidades de la mesa tienden a disminuir estos efectos. No obstante las aceleraciones percibidas en el ensayo 3.2 siguen siendo bastante significativas. Una vez más tanto a nivel cualitativo como instrumental, los asentamientos registrados son milimétricos (5.41 mm máximo, con factores de escala, en todo el ensayo) (Ver Cuadro 4-11).

Cuadro 4-11. Resultados obtenidos de la instrumentación para el ensayo 3

Ensayo 3: Cimentación profunda 7 kg + suelo inundado									
Tiempo de Inundación: 15 días				**Aceleraciones registradas [g]**				**Deplazamientos Laser [mm]**	
E.	**Sismo**	**Duración [s]**	**Aceleración máxima [g]**	**Canal 0 (mesa)**		**Canal 1 (Pilote)**		**Canal 0 en suelo**	**Canal 1 en pilote**
				Máxima	**Minima**	**Máxima**	**Minima**	**Máximo**	**Máximo**
3.1	CinchonaEX10	37	1 g	0.88	-0.90	1.36	-1.46	2.00	1.00
3.2	Cinchona	62	1 g	1.49	-1.17	2.11	-2.03	1.80	1.50
3.3	Ondas sinusoidales (Duración 220 s) F: (1 a 5) Hz y Amax de 1.15mm			0.42	-0.57	0.62	-0.72	1.00	1.80
3.4	Ondas sinusoidales (Duración 75 s) F: (6 a 10) Hz y Amax de 0.15mm			0.21	-0.20	0.48	-0.42	0.61	0.50
Sumatoria de desplazamiento [mm] luego de varios ciclos sísmicos								**5.41**	**4.80**

A nivel cualitativo se observó burbujeo saliendo de las paredes del bloque, y los bordes del elemento tendian a desprenderse y sedimentarse, principalmente en las esquinas del bloque. Así mismo con el tiempo se percibió un pequeño aumento en el volumen del bloque. Esto podría indicar cambios a nivel interno del bloque, no obstante no se apreciaron deformaciones importantes o comportamientos alarmantes en la estructura del suelo.

En cuanto a la saturación del bloque ensayado, los resultados a partir de tres pastillas inalteradas indican que en la parte superior e inferior, el bloque se encontraba a un 96% de saturación, un 98% en la sección central. De forma que a pesar de la extensión en la etapa de inundación este no alcanzo la condicón de S=100%. No obstante, las muestras alteradas en las secciones de arriba y abajo alcanzarón la humedad de saturación obtenida de las pastillas (174% y 138% respectivamente), no así en la parte central interna de la masa del suelo. Estos resultados pueden observarse en el Cuadro 4-12.

Cuadro 4-12. Resultados de humedad, (e) y (n), obtenidos de recolección muestras ensayo 3

Ensayo 3 Bloque Inalterado Q4					
ENSAYO 3- Q4 (Pastilla 1)		**ENSAYO 3- Q4 (Pastilla 2)**		**ENSAYO 3- Q4 (Pastilla 2)**	
S%	96.5	**S%**	98.29	**S%**	96.50
w%	166.79	**w%**	166.37	**w%**	133.59
yt [g/cm^3]	1.28	**yt [g/cm^3]**	1.28	**yt [g/cm^3]**	1.32
e	4.53	**e**	4.43	**e**	3.63
n	81.92	**n**	81.60	**n**	78.38
Para S= 100%		**Para S= 100%**		**Para S= 100%**	
w%		**w%**		**w%**	
174.57		170.29		138.61	
Humedades w % recuperadas de muestras alteradas en diferentes puntos del bloque			***Condición**	**Ubicación de la muestra en el bloque**	
1	206.79		Saturado	Arriba en centro	
2	162.24		No saturado	Centro	
3	183.58		Saturado	Abajo	
4	144.91		Saturado	Abajo en centro,	
*La condición de saturado o no saturado se realiza considerando la humedad calculada como la correspondiente para llegar a una S=100%, y considerando la ubicación de la muestra					

Tal como sucedió en el ensayo 2, la diferencia en las humedades de saturación en la masa del bloque indican que el flujo de agua en el bloque podría darse desde las paredes y caras del bloque, hacia el centro. Esto facilita la retención de partículas de aire, evitando así la

saturación de la estructura interna del suelo. De forma que se concluyó pertinente cambiar la metodología de saturación en base en esto. En el Apendice C digital se encuentran los videos referidos a este ensayo e información generada por el sofware del equipo.

4.9.4. Ensayo 4: Suelo con humedad natural del sitio y simplificación de cimentación profunda (7 kg)

En el caso del ensayo 4 se procedió a repetir el modelo anterior, con la variante de que esta vez, se ensayaría en suelo en su condición de humedad in situ o menor a esta considerando que el tiempo del moldeo ocasionaría una pérdida de humedad. La instrumentación presente vuelve a consistir en dos laser y dos acelerómetros. La Figura 4-37, muestra imágenes del modelo.

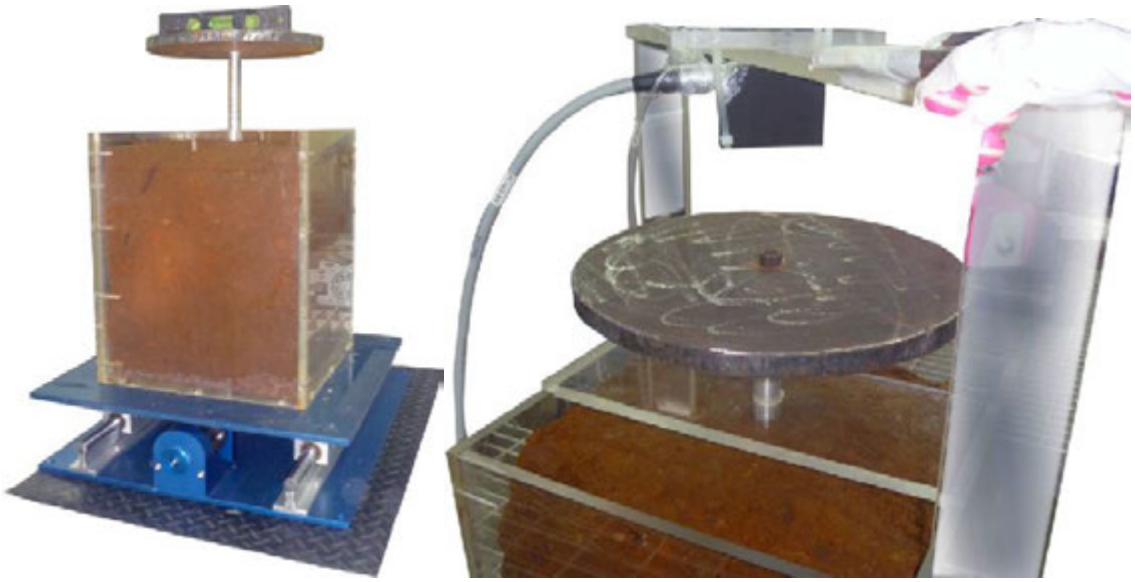


Figura 4-37. Imagen de ensayo 4 con su instrumentación

Al observar las condiciones del suelo en su humedad natural ante el sismo, es posible comparar este comportamiento contra el registrado luego de inundarse. Se inició reproduciendo el sismo de Cinchona (1g de aceleración máxima) escalado en un factor de 10 para el ensayo 4.1. Luego en el ensayo 4.2 se reprodujo 4 veces el sismo de Cinchona (1g de

aceleración máxima) sin escalar. Finalmente el ensayo 4.3 consistió de ondas sinusoidales variadas en frecuencia y amplitud, entre (6 a 12) Hz y con amplitud máxima de 0.15 mm por un lapso de 350 s, seguido del sismo de Cinchona.

Los desplazamientos y aceleraciones registradas se pueden verificar en el Cuadro 4-13.Los cuales, siguen siendo milimétricos al aplicar factores de escala (2.20 mm como máximo total) al acumular los asentamientos.En este caso, el suelo se comportó de manera más rigida, respecto a los otros bloques. Las aceleraciones registradas en la base de la mesa, fueron mayores que las registradas en la superficie del suelo, de forma que no ocurrio el efecto de amplificación.

Cuadro 4-13. Resultados obtenidos de la instrumentación para el ensayo 4

Ensayo 4: Cimentación profunda 7 kg + suelo humedad *in situ*									
Bloque con humedad del sitio				**Aceleraciones registradas [g]**				**Deplazamientos Laser [mm]**	
E.	**Sismo**	**Duración [s]**	**Aceleración Máxima [g]**	**Canal 0 (mesa)**		**Canal 1 (superficie suelo)**		**Canal 0 en suelo**	**Canal 1 en pilote**
				Máxima	**Minima**	**Máxima**	**Minima**	**Máximo**	**Máximo**
4.1	CinchonaEX10	37	1 g	1.86	-1.56	1.51	-1.16	0.50	1.00
4.2	Cinchona	62	1 g	2.21	-2.37	2.05	-1.63	0.30	0.20
4.3	Ondas sinusoidales (Duración 350 s) F: (5 a 12) Hz, Amplitud máx. de 0.15mm y Cinchona sin escalar (70 s)			2.32	-2.57	1.96	-1.56	0.50	1.00
Sumatoria de desplazamiento [mm] luego de varios ciclos sísmicos								**1.30**	**2.20**

Respecto a la saturación del bloque, este se corroboró con la extracción de una única pastilla inalterada, la cual se encontraba a un 93.38% de la saturación (Cuadro 4-14). Esto reafirma que en sitio la humedad hallada es bastante alta. Esto tiene sentido debido al clima de la zona, el cual tiende a ser bastante húmedo y llovioso. La humedad es alta a pesar de que los bloques fueron extraídos entre febrero y abril, meses en los cuales ocurren las menores precipitaciones según la información recolectada de la zona. De forma que probablemente durante la epoca lluviosa el suelo facilmente logre saturase y persistir en este estado.

Cuadro 4-14. Resultados de humedad, (e) y (n), obtenidos de recolección muestras ensayo 4

Ensayo 4 Bloque Inalterado Q3			
ENSAYO 4- Q3 (Pastilla 1)			
S%		93.4	
w%		114.23	
yt [g/cm3]		1.33	
e		3.20	
n		76.22	
Para S= 100%			
w%			
174.57			
Humedades w % recuperadas de muestras alteradas en diferentes puntos del bloque		**Condición***	**Ubicación de la muestra en el bloque**
1	138.93	No saturado	Arriba
2	156.40	No saturado	Abajo 3
3	133.10	No saturado	Centro
*La condición de saturado o no saturado se realiza considerando la humedad calculada como la correspondiente para llegar a una S=100%, y considerando la ubicación de la muestra			

Por otra parte, solo se recuperó una pastilla, debido a que el muestreo se torno costoso en comparación con los demas ensayos. El material facilmente tendía a agrietarse y las pastillas tendían a desboronarse en el proceso. La menor humedad de saturación, el material compacto y rigido, evidencian una estructura más cementada, y la posible fuerza de succión presente, favoreciendo la resistencia. Este material compacto abarcaba gran parte de la muestra. La Figura 4-38 evidencia la gran porción de material compacto en la base del bloque, y a pesar de su dureza al remoldeo, se fraccionaba en capas al intentar insertar el anillo para moldeo.

Figura 4-38. Presencia de material compacto en secciones del bloque ensayado

4.9.5. Ensayo 5: Suelo saturado con simplificación de cimentación profunda (7 kg) (caja ensayos modificada)

En los ensayos anteriores (Ensayo 1, 2 y 3), se inundó el material por varios días con objeto de saturar el material, no obstante, la metodología aplicada no funcionó. Esto provocó modificar el proceso de saturación de forma que se propicie la circulación del flujo de agua para evitar posibles burbujas de aire atrapado. También se aumentando el tiempo de inundación. La caja de ensayos se modificó como se explicó en la sección 4.8.3 Proceso de saturación.

Figura 4-39. Imagen de ensayo 5, instrumentación y modificación a caja de ensayo

Bajo esta nueva metodología, se procedió a inundar el bloque. Primero se cerró el paso de agua por las mangueras, luego se vertió agua sobre la superficie del bloque hasta el final de la caja, y se esperó a que la columna de agua bajara. Este proceso se repitió hasta inundar el bloque. Luego se dejaba drenar el agua por las mangueras y se estaba constantemente agregando agua, repitiendo el proceso, para propiciar el flujo. En las noches y por los fines

de semana, antes de salir del laboratorio, se dejaba inundado y se cerraba el paso de agua por las mangueras. Entre semana, durante el día se procuraba mantener el agua circulando, lo cual implicaba vigilar la caja constantemente. Este proceso de saturación se mantuvo por 25 días.

Los sismos replicados corresponden a los acelerogramas aleatorios de Cinchona y ondas sinusoidales variadas en el tiempo, como puede observarse en el Cuadro 4-15

Cuadro 4-15. Resultados obtenidos de la instrumentación para el ensayo 5

Ensayo 5: Cimentación profunda 7 kg + suelo (suelo saturado)									
Tiempo de inundación: 25 días				**Aceleraciones registradas [g]**				**Deplazamientos Laser [mm]**	
E.	**Sismo**	**Duración [s]**	**Aceleración Máxima [g]**	**Canal 0 (mesa)**		**Canal 1 (superficie suelo)**		**Canal 0 en pilote**	**Canal 1 en suelo**
				Máxima	**Minima**	**Máxima**	**Minima**	**Máximo**	**Máximo**
5.1	Cinchona EX10	37	1 g	1.3918	1.7894	1.4944	-1.163	2.88	4.51
5.2	Cinchona	62	1 g	2.51	2.3098	3.2892	-1.765	3.22	4.27
5.3	Cinchona	62	1 g	2.3447	2.4955	3.2246	-2.4174	1.10	1.38
5.4	Ondas sinusoidales F: (1 a 5) Hz y Amplitud max de 1mm, (Duración 400 s) F: (5 a 10) Hz y Amax 0.15 mm (Duración 180 s)			1.5966	2.4466	1.688	-1.9331	3.81	1.97
5.5				1.009	1.0898	1.0167	-0.7876	1.64	1.99
Sumatoria de desplazamiento [mm] luego de varios ciclos sísmicos								**7.19**	**10.16**

En este caso, se corroboró la obtención de la saturación total del suelo. Lograr la saturación de la muestra implica que es posible obtener resultados de mayor confiabilidad para observar la ocurrencia de algún posible fenómeno como la licuación o deformación. Al estar saturado el bloque, es más probable que ocurra un posible incremento en la presión de poro, en caso de que el material tenga esta predispoción. Así mismo, se tiene un mayor respaldo para descartar la ocurrencia del fenómeno, en caso de que no ocurra. El Cuadro 4-16 detalla los resultados obtenidos en cuanto a la saturación del bloque.

Cuadro 4-16. Resultados de humedad, (e) y (n) obtenidos de recolección muestras ensayo 5

Ensayo 5		Bloque Inalterado Q2			
ENSAYO 5- Q2 (Pastilla 1)		**ENSAYO 5- Q2 (Pastilla 2)**		**ENSAYO 5- Q2 (Pastilla 3)**	
S%	98.85	**S%**	98.99	**S%**	99.11
w%	140.89	**w%**	118.17	**w%**	136.29
yt [g/cm3]	1.34	**yt [g/cm3]**	1.38	**yt [g/cm3]**	1.34
e	3.81	**e**	3.13	**e**	3.60
n	79.19	**n**	75.77	**n**	78.27
Para S= 100%		**Para S= 100%**		**Para S= 100%**	
w%		**w%**		**w%**	
142.00		119.40		137.83	
Humedades w % recuperadas de muestras alteradas en diferentes puntos del bloque			**Condición***	**Ubicación de la muestra en el bloque**	
1	144.58		Saturado	Arriba	
2	224.78		Saturado	Centro derecha	
3	159.64		Saturado	Centro izquierda	
4	137.85		Saturado	Bajo pilote, en centro	

Los resultados evidenciaron importantes conclusiones. Durante los ensayos, no se observó el fenómeno de la licuación. Si ocurrio burbujeo intenso al inicio de los ensayos, y así mismo, el agua cambio su color, oscureciendo repentinamente. Debido a las discontinuidades generadas por la hinca del pilote, estas sirvieron como planos de falla. Aunado a la saturación y la mayor prolongación al estado inundado, una sección de la cara lateral del bloque cedió fácilmente ante la vibración. No obstante no ocurrió evidencia de que el material se comportara como un fluido viscoso, o formación de volcanes o conos de material. Tampoco la cimentación presentó una una falla o perdida de la capacidad soportante.

La única observación, fue la ocurrencia de un marcado fisuramiento y desprendimiento de una sección del bloque a través de discontinuidades previamente generadas. Esto podría indicar posibles problemas de estabilidad o indicios de fracturamiento hidráulico. Ademas la Gaceta, 2011 reportó la generación de fracturas observadas en la zona luego del sismo, como un factor que sugiere zonas de debilidad. Si se observó una tendencia al agrietamiento y facilidad para generar planos de falla, principalmente en este ensayo y cuando se realizó el moldeo de todos los bloques.

Por otra parte, mediante la instrumentación se logró corroborar amplificación dinámica en una dirección. Esto puede haber sucedido, debido a que el acelerómetro se colocó sobre la fracción que cedió, por lo que esto influyo en la variabilidad de los resultados.

Figura 4-40. Detalle de agrietamiento a causa de las discontinuidades (derecha), y detalle de bloque desprendido (izquierda)

Respecto a las mediciones de aceleración, se obtuvieron valores entre 0.78 g a 3.28 g que evidencia la presencia de fuerzas importantes sobre el bloque. Los asentamientos registrados por la instrumentación indican un desplazamiento máximo acumulado de 10.16 mm. A pesar de ser uno de los mayores desplazamientos, no implica en daños importantes relacionados, y sigue siendo insignificante, considerado que este desplazamiento está escalado en un factor de 10. Los resultados ya convertidos con factores de escala, respecto a aceleraciones y asentamientos estan detallados en el Cuadro 4-15

Proceso posterior a ensayo 5

Finalmente, luego de ensayar el material del ensayo 5, se procede a evaluar su comportamiento ante sismo, con una superficie libre, acorde a la sección 5.8.6.

Previamente a los ensayos 3 y 4, se les aplicó esta misma metodología, se realizarón tres ensayos moldeando el bloque tipo “talud”, para propiciar una superficie libre y evaluar su comportamiento no confinado. En el ensayo 3 se modeló una pendiente aproximada de 2:1, y se sometió a sismos y vibraciones repetidamente. Sin embargo no se observó ningún cambio en su condición. Luego, para el ensayo 4, en este caso, la humedad máxima del material, era la humedad de sitio. Este se moldeo a 90°, y tampoco se observó ninguna falla ante la demanda dinámica.

El proceso consistió en tallar el bloque una vez finalizado los ensayos confinados, agregando humedad para evitar que el material se seque. Luego se procede a vibrar y durante este proceso, así como al finalizar, se extraen muestras para corroborar la humedad. Las siguientes figuras ejemplifican mejor el proceso.

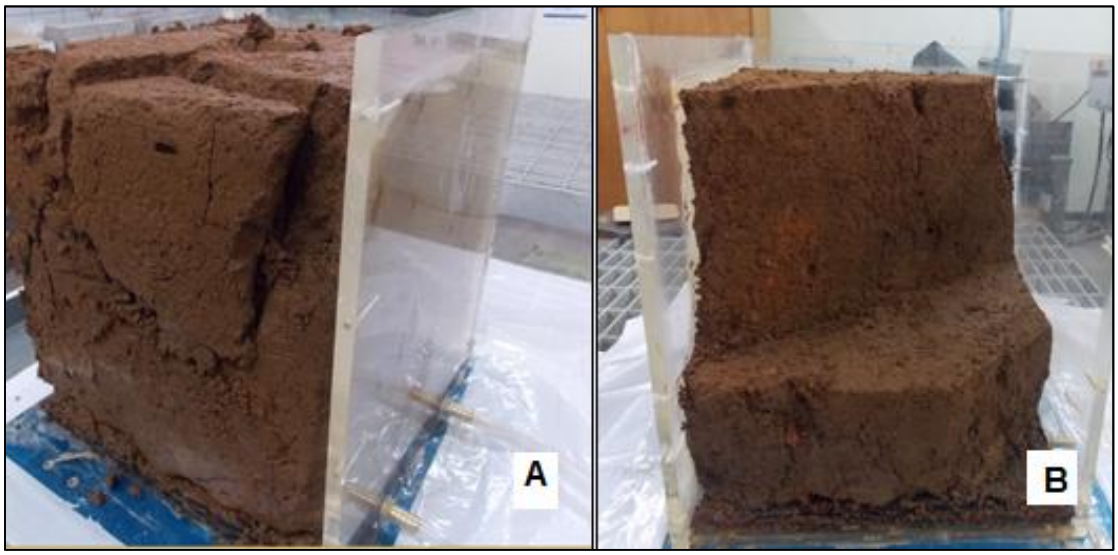


Figura 4-41. Modelado de superficie libre del ensayo 5

En A cara de bloque desprendido. En B. Preparación de bloque saturado para realizar ensayo con superficie libre

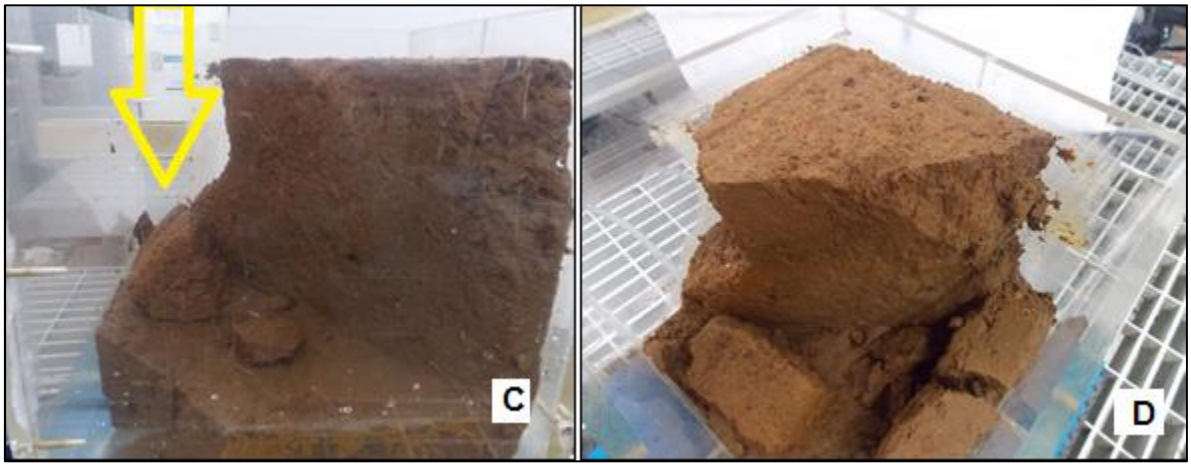


Figura 4-42. Sección de bloque desprendida a causa de discontinuidades

En este caso, el material cede, y hay caída de bloques. Esto es posible apreciarlo principalmente en la imagen D. Como se observa en C y D, el material puede perder su característica de resistencia ante mayores condiciones de humedad y el agrietamiento previamente inducido.En C ocurre la primera caída de bloque, luego en D, la caída ocurre después de varias simulaciones. La caída de estos materiales ocurrió despues de la simulación de varias señales sísmicas, y se puede apreciar en el apendice C.

Para un mejor apovechamiento, en el Apéndice C se presenta una guia ó menu para la visualización de los ensayos, los cuales vienen incluidos en discos compactos que acompañan este documento. Los resultados de este apendice estan resumidos en los cuadros presentados en esta sección de ensayos a escala. Sin embargo, en caso de que se desee observar individualemente cada gráfico obtenido de la toma de datos, estos se encuentran de documentados en el Apéndice C digital.

4.9.6. Resumen de resultados en mesa vibratoria

Cuadro 4-17. Resumen de resultados para ensayos en mesa vibratoria.

Ensayo	Rangos De aceleraciones [g]	Amplificación dinámica promedio	Rangos de saturación [%]	Máximo desplazamiento Acumulado [mm] *Con factores de escala	Observaciones
1 Se inundó 26 h	2.47	1.68 Si Ocurre amplificación	95.15 - 96.8	4.75	No se presentó fenómeno de licuación. apariencia muy plástica por remoldeo
2 Se inundó 9 días	3.85 - 4.92	2.05 Si ocurre amplificación	98.3	14.89	No presentó licuación. Se observa salida de aire.
3 Se inundó 15 días	0.2 - 2.11	1.68 Si ocurre amplificación	96.5-98.29	5.41	No presentó licuación. Se registran los menores rangos de aceleración.
4 Humedad natural	1.16 - 2.57	No ocurre amplificación	93.4	2.2	No presentó licuación. Material más rígido y compacto. Posible aparición de fuerzas de succión.
5 Se inundó 25 días	0.78 - 3.28	1.15 Si ocurre amplificación * Solo se puede corroborar en una dirección	**98.85 - 99.11**	10.16	No presentó licuación. Se observa salida de burbujeo intenso al inicio del vibrado. Indicios de fisuramiento hidráulico, problemas de estabilidad.

Capítulo 5. Análisis de resultados: Comportamiento dinámico de suelos volcánicos de estructura porosa en Cinchona.

5.1. Caracterización del suelo en estudio:

Propiedades y caracterización física:

El suelo en estudio ubicado en Vieja Cinchona, al ser ensayado utilizando una preparación del material seca al aire corresponde a una arena limosa según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). El suelo en este estado pierde sus características de cohesión y plasticidad. En este caso, el material clasifica como No Plástico. Sin embargo, al realizar ensayos con el material con humedad natural del sitio, cambia totalmente sus características. En este escenario, el contenido de finos es predominante y el material clasifica como limo inorgánico de alta compresibilidad (MH), específicamente un limo arenoso elástico (SUCS). La plasticidad aumenta considerablemente (IP= 31% a 56%). En todo caso el material tiene propiedades características de suelos volcánicos finos cohesivos como alta porosidad, densidades secas bajas, e índices plásticos considerables (IP entre 31 a 46).

Es importante recalcar que el suelo en condiciones de sitio, e inalteradas luce como una matriz fina, con contenido arenoso, a pesar que el suelo clasifique como una arena limosa aplicando la normativa ASTM. La presencia de material compacto menos meteorizado y altamente cementado en la muestra puede haber influenciado en la graduación de la misma. Este material al secarse al aire pierde su cohesión y con el proceso de amasado, fácilmente se desintegra e incorpora con la muestra restante, de apariencia más fina, por lo que es posible que la clasificación arenosa del mismo sea por el aporte de esta fracción. Así mismo la baja densidad seca del material, propicia la perdida de finos durante la preparación de la muestra. Lizcano et al (2006), indica que la caracterización adecuada de suelos derivados de ceniza volcánica, requiere de métodos diferentes a los tradicionales (SUCS, ASTM).

Características mecánicas y de resistencia:

A pesar de la clasificación del material como arena fina limosa, esta puede ser tallada y mantiene su confinamiento a altas relaciones de humedad. Una característica interesante del suelo ensayado, son los altos valores de cohesión no drenada (S_U = 50 KPa en promedio), obtenidos a saturaciones entre el 80% a 90%. Estos valores de cohesión son coherentes con los resultados medidos en campo a una profundidad de 1 m, obtenidos del ensayo con Cono Sueco. Es importante recalcar que estos ensayos no son representativos en arenas, no

obstante, el suelo en condición inalterada y con mayor humedad, presenta un comportamiento principalmente fino y cohesivo. Esta razón es la posible explicación de porqué el suelo en el ensayo de compresión inconfinada falló de una forma más dúctil cuando se encontraba con una mayor humedad. En cambio, cuando el material disminuye su contenido de humedad, y a su vez, presenta mayor relación de vacíos, la falla ocurre de manera frágil, y el suelo empieza a demostrar un comportamiento más arenoso. Se resalta que este tipo de suelos deben ser acompañados de ensayos triaxiales para la obtención confiable de propiedades mecánicas, debido a sus particulares características y la capacidad de obtenerse muestras inalterdas.

La cohesión del suelo, que le permite mantenerse confinado, puede estar relacionada con la estructura cementada porosa, característica del suelo estudiado. Con base en amplios estudios realizados en Colombia (Lizcano et al, 2006) referentes a suelos volcánicos, los suelos derivados de cenizas volcánicas usualmente tienen propiedades atípicas de resistencia cortante a pesar de la alta humedad y alta plasticidad que presentan. Estas propiedades son el resultado de la estructura cementada y de las succiones debidas al estado de no saturación del material. Así mismo (Lizcano et al, 2006) expone evidencia de alta sensitividad en este tipo de suelos, lo cual ha sido atribuido a una resistencia excepcionalmente alta en condición inalterada, determinada por la presencia de alófana y halloysita. Estos minerales amorfos que están presentes en el suelo estudiado, fueron determinados mediante el método por pérdida de peso, de disolución de minerales en soluciones ácido-base (HCl y NaOH). Los resultados de estas pruebas indican que el suelo presenta un alto contenido (hasta 40%) de estos minerales amorfos.

Influencia de la mineralogía en el suelo:

A pesar que la fracción arcillosa obtenida en los resultados no es predominante, la actividad de los minerales presentes en la fracción fina tiende a ser alta, por lo que la mineralogía es un factor importante para el entendimiento físico y mecánico de este tipo de suelos, principalmente ante la presencia significativa de alófana y halloysita. Estos minerales también son los responsables de los cambios de la consistencia en el suelo ante la variación de la humedad y el remoldeo. Los cuales a una humedad higroscópica baja clasifican al suelo como no plástico, y al encontrase el suelo en su condición de humedad natural, la plasticidad aumenta significativamente.

Aunque la alófana es un mineral que está asociado a la inestabilidad, y colapso de los materiales, también es la responsable de la estructura porosa, pero de características cementadas que le confiere propiedades mecánicas. Es posible que al ser un material poco meteorizado, esto influya positivamente en su comportamiento en estratos confinados que no sufran procesos de desecación importantes. Probablemente esta sea la razón por la cual la clasificación en la carta propuesta por EI Ko So (1998), para determinar la influencia ingenieril de la alófana en los suelos, no correspondió con lo observado en el modelo. Sin embargo, la zona de estudio es propensa a altos deslizamientos y relieves escarpados, por lo que la inestabilidad del material podría depender de otros factores. Por ejemplo, se sabe que los suelos derivados de cenizas volcánicas pueden sufrir problemas de agrietamiento cuando son expuestos a ciclos intensos de secado y humedecimiento propios de las condiciones climáticas. Estas grietas ocasionadas durante ciclos secos producto de la desecación pueden causar erosión, e inestabilidad una vez que vuelven a entrar en periodos de humedecimiento y saturación. Sin embargo estos factores salen fuera del alcance del presente estudio.

Efecto de los finos y la plasticidad en el potencial licuable:

Estudios relacionados al potencial licuable de suelos arenosos con finos, (Boulanger & Idriss (2006), Bray & Sancio (2006)), consideran que ciertos depósitos arenosos, con fracciones finas plásticas, pueden generar un comportamiento cohesivo en materiales arenosos. Las características plásticas y mineralógicas de estos finos pueden influir de forma tal, que el potencial de licuación sea disminuido. Por ejemplo, para el caso de estudio, el material en condición de humedad natural y remoldeada presenta límites líquidos LL= (122 a 170) % e índices plásticos IP= (31-46) %. En ambas investigaciones, de acuerdo con la Figura 2-11 y la Figura 2-12, el suelo de estudio, asume un comportamiento parecido al de los suelos cohesivos, por lo tanto no es licuable. Según lo recomendado por Bray & Sancio (2006), el suelo no presenta potencial de licuación clásica inducida cíclicamente, sino que puede ser afectado por una pérdida de resistencia, a causa de la acumulación de cortante monotónico (sensibilidad). Boulanger & Idriss (2006) indican que el suelo tendría un comportamiento más arcilloso, o cohesivo, por lo que se debe revisar el suelo ante ablandamiento cíclico, y no licuación.

Se asume que el contenido de finos plásticos de la muestra ayudó a reducir el potencial licuable. La acción de los finos en la muestra, puede haber facilitado una disminución del

exceso de presión de poro. Investigaciones relacionadas al contendido de finos en suelos arenosos (Hernández, 2010) revelan que el potencial de licuación puede verse disminuido cuando existen finos suficientes para llenar los espacios vacíos entre partículas de arena. De forma que el comportamiento pasa de matriz arenosa con finos en sus partículas, a una matriz limosa con partículas de arena suspendidas en esta.

5.2. Ensayos en mesa vibratoria:

Se ensayaron 5 muestras inalteradas del material proveniente de la zona de estudio, utilizando la mesa vibratoria Shake Table del laboratorio de escala reducida en Lanamme UCR. Estas muestras inalteradas fueron sometidas a espectros de aceleraciones naturales y sintéticas con diferentes porcentajes de saturación. Variando desde la humedad in situ, hasta alcanzar la saturación, se ensayaron especímenes en mesa vibratoria para estudiar su comportamiento ante sismos.

En todos los casos el modelo conservó la densidad del sitio y se encontraba confinado. Lo anterior implica que el uso de factores de escala simplificados para la confección de las cimentaciones y los resultados obtenidos de la instrumentación (asentamientos registrados), sean confiables. (Hernández (2010); Mendoza (2013) y Estaire (2004)).

Para las verificaciones iniciales (Ensayos 1, 2 y 3) el suelo ensayado en mesa vibratoria se dejó reposando en condición inundada en la caja de ensayos. La duración fue por periodos de tiempo entre 24 horas a 15 días respectivamente, y se alcanzaron valores de saturación que variaron entre 94% a 98%. Como no se alcanzó la saturación total, esta variable incitó a cuestionar, que la ausencia del fenómeno de licuación en los modelos fue a causa de esto. La no saturación pudo haber mediado en que no se generaran excesos en la presión de poro, por lo cual, el esfuerzo efectivo del suelo no se vió disminuido. Sin embargo, en el ensayo 5, el bloque se logró saturar (mayor a 99%), y a pesar de la creciente vulnerabilidad del mismo, el fenómeno no ocurrió. El proceso de saturación en este caso, implicó una remodelación de la caja de ensayos para propiciar la circulación del flujo de agua vertical en el bloque. Además el tiempo de exposición a la inundación (25 días) fue mayor que en los demás casos.

En cuanto a la modelación a escala reducida, es importante recalcar que el potencial de licuación puede variar a causa de factores como la magnitud, frecuencia y aceleraciones de la vibración ó la duración del sismo. No obstante, en todos los casos ensayados, los resultados de aceleración obtenidos de la instrumentación, evidencian que el material ensayado fue expuesto a aceleraciones pico inclusive mucho mayores a 1g. Además considerando que la evaluación de la "sensibilidad", requiere de la acumulación de cortante monotónico, las señales de aceleración aleatoria (acelerogramas del terremoto de Cinchona) se reprodujeron repetidamente. También se replicaron ondas sinusoidales de frecuencias y amplitudes variadas sostenidas en el tiempo, con el objeto de prolongar el tiempo de exposición en que el material experimentó aceleraciones significativas.

En el caso de los ensayos 1, 2, y 3 en donde las muestras se inundaron, alcanzando saturaciones entre 95% al 98%, los registros de aceleración notaron una clara amplificación de la señal sísmica de hasta 1.8 veces. Este comportamiento es común en cenizas volcánicas, no obstante, a pesar que esto puede indicar una posible degradación de la estructura cementante, no existe evidencia de remoldeo. El ensayo 5, en condición saturada presentó amplificación dinámica, de igual forma no se observó un remoldeo, o evidencia del fenómeno de la sensibilidad por la acción sísmica. Sin embargo, a causa de las discontinuidades ocasionadas por la hinca del pilote en el modelo, si se observó un desprendimiento de una porción en la cara lateral superior del bloque ensayado, a partir de la primera vibración. En este caso, la discontinuidad o fisura genera un plano de falla definido, por lo que esto sugiere indicios de problemas de estabilidad o fracturamiento hidráulico. En todos los casos en que se utilizó la simplificación del pilote, aparecieron las discontinuidades, no obstante, el agrietamiento fue más evidente en el material saturado. Además, luego de terminar el ensayo en el bloque 5, se aprovechó la muestra saturada y se talló el material para elaborar un "talud a 90°". El cual luego de ser vibrado repetidamente, falló ante la generación de grietas; probablemente la mayor exposición al agua, implicó en una degradación de la estructura cementante del suelo, facilitando la perdida de cohesión-fricción entre las partículas de suelo.

Por otra parte el ensayo 4 con humedad natural, no presentó el fenómeno de amplificación, lo cual denota un posible aporte de la succión y la presencia de material cementante uniendo

las partículas, contribuyendo a la rigidez del suelo. Al superar el esfuerzo en el que se degrada la estructura cementada, los suelos se comportan como materiales remoldeados, y estos a su vez, en el caso de materiales sensitivos pueden comportarse de forma viscosa cuando el IL>1. No obstante considerando las altas aceleraciones en tiempo prolongado a las que se sometía el material en el modelo, la saturación de la muestra, las cargas rápidas y repentinas no drenadas, se requieren de esfuerzos cortantes muchos mayores, para aumentar el potencial licuable o de sensibilidad. Esto es inconsistente con los historiales sísmicos de la zona, por lo que puede deducirse que el suelo analizado, no es susceptible a este fenómeno.

Reflexionando sobre la fórmula de resistencia al corte

$$\tau = c + (\sigma - u) * \tan \varphi$$

dónde : (σ-u) Esfuerzo efectivo del suelo, u: presión de poro, φ: Angulo de fricción

A pesar que una elevada presión de poro puede implicar que el esfuerzo efectivo del suelo se anule, (σ-u) =0; el aporte de la resistencia cohesiva del suelo, propia de la estructura cementada y la mineralogía de la muestra, aumenta el esfuerzo cortante que resiste el suelo, por lo que se disminuye el potencial licuable de la misma.

Tanto el suelo y los modelos de cimentación utilizados, demostraron que el material en estudio no se ve afectado por el fenómeno clásico de la licuación. Así mismo las cimentaciones no experimentan pérdida de capacidad soportante, volcamiento, o asentamientos que puedan incidir negativamente en su comportamiento.

Es importante mencionar que debido al hecho de que no se presentó el fenómeno de la licuación u alguna deformación importante en el modelo ensayado, ambas simplificaciones de cimentación utilizadas, se comportaron bien durante la excitación sísmica. En el caso del "pilote" es importante considerar el posible fisuramiento del suelo a causa de la energía de hinca, no obstante su funcionamiento ante esta variable, no implico problemas en la estructura. Además importante mencionar que a causa del terremoto, se observó en el sitio la formación de grietas importantes, que sugerían puntos débiles. En los modelos, tanto en el moldeo, como en el ensayo 5, se notó una predisposición del material por generar planos de

falla, lo cual ocurría por la presencia de material arenoso y partículas de mayor tamaño que cedían y generaban grietas.

Finalmente, es importante recalcar que el material en estudio es una de las capas superficiales que forman la estratigrafía de los suelos de la zona. Por lo que la ausencia de licuación en este modelo está descartada para este material en específico. Por otra parte, es importante considerar que investigaciones indican que suelos con las características del material de estudio, a menudo suelen coexistir cerca de suelos que si son potencialmente licuables. Se recomienda estudiar otros perfiles de la zona, y en caso de ser posible, disminuir la rigidez de la caja de ensayos; que permita la deformación del bloque con el movimiento. No obstante, debe enfatizarse que a pesar de que la caja utilizada es rígida, fue posible observar la ocurrencia de licuación en pruebas realizadas con arenas, por lo que a pesar de las limitaciones en cuanto a rigidez, tamaño y condiciones de borde, es posible replicar el fenómeno de la licuación en este tipo de modelos a escala reducida.

Capítulo 6. Conclusiones y recomendaciones

6.1. Conclusiones

Del presente proyecto, se obtuvieron las siguientes conclusiones:

1. Se estudió el comportamiento cualitativo de limos volcánicos de estructura porosa en Cinchona, mediante el uso de la mesa vibratoria Shake Table II. Se ensayaron 5 muestras inalteradas a diferentes condiciones de humedad. A pesar de la saturación, cargas rápidas y repentinas en un ambiente no drenado, el fenómeno de licuación o sensibilidad, no se observó en ningún modelo.

2. El comportamiento del suelo en estudio depende de la humedad a la que se encuentre. Al utilizar suelo seco al aire, este corresponde a una arena limosa sin plasticidad (SUCS) y un contenido de finos entre el 19% al 22%. Al ensayar el material con humedad natural, este clasifica como (MH), limo arenoso plástico. Según ASSTHO el material clasifica como A2-7 (1) Y A2-7 (2), arena arcillosa debido a su alta plasticidad (IP>11). Sus características índice son de suelos finos volcánicos, como alta porosidad (70% a 85%), un elevado índice de vacíos (3 a 6), alta plasticidad al remoldeo con humedad natural, bajas densidades secas, y una alta actividad mineralógica.

3. La presencia importante de minerales amorfos en la fracción fina del suelo, como la alófana y la halloysita, influyen en las propiedades físicas del material en estudio, como la plasticidad del suelo y la variación en su consistencia. A su vez, investigaciones de estos minerales indican que son los responsables de la acción cementante del material, el cual le podría conceder características atípicas de resistencia cortante, a pesar de la alta humedad y plasticidad que presentan.

4. La experimentación de modelos a escala reducida con mesa vibratoria, es una herramienta válida para determinar el comportamiento de la interacción suelo-estructura de un modelo determinado, y no para medir parámetros de resistencia. Se logró adaptar una metodología para ensayar muestras confinadas con material inalterado, humedad y densidad propias a las del sitio. Bajo este concepto, fue posible el uso de factores de escala simplificados.

5. Se logró replicar simplificaciones de cimentación e instrumentación para observar la interacción del sistema. A pesar de la exposición del material a una alta actividad sísmica, y condiciones elevadas de saturación, no se observó en los modelos ningún daño a causa de una mala interacción suelo – estructura.

6. Investigaciones en suelos finos plásticos, indican que el suelo de estudio no tiene susceptibilidad a la licuación al considerar solo su plasticidad, no obstante, este debe revisarse por un posible potencial de sensibilidad. Al utilizar bloques inalterados para ensayar, es posible considerar factores como mineralogía, relación de vacíos y otros implícitos. Bajo esta condición, no se presentó un potencial de sensibilidad en los modelos realizados.

7. La ausencia del fenómeno de la licuación, no implica que el comportamiento del suelo saturado o parcialmente saturado, ante carga dinámica no presente problemas. Se observaron posibles problemas de estabilidad al evaluar el material saturado en forma de talud. Además se presentó amplificación dinámica en los suelos previamente inundados. Debido a lo expuesto, no se debe pasar por alto estas consideraciones en el diseño geotécnico e ingenieril.

6.2. Recomendaciones

1. Se recomienda utilizar la mesa vibratoria Shake Table II y la instrumentación existente, para proseguir el estudio de suelos potencialmente licuables, tanto arenosos como finos. Lo anterior con objeto de establecer la opción de ensayos a escala reducida como un mecanismo confiable para el estudio y verificación de suelos licuables, así como para la comparación de resultados con el presente trabajo. Se recomienda estudiar parámetros como la densidad relativa, condiciones de saturación y plasticidad.

2. Se recomienda mejorar el proceso de saturación para bloques inalterados. Sería útil adaptar una bomba o mecanismo que permita mantener un flujo cíclico de agua constante, y algún sistema que genere presión sobre la estructura de suelo, a fin de lograr la saturación y disminuir el tiempo en que esta ocurra.

3. Se recomienda implementar instrumentación interna que permita registrar la presión de poro a través de transductores de presión, o que permita registrar el aumento en el volumen de la masa del suelo.

4. Se recomienda mejorar el aseguramiento de la mesa vibratoria Shake Table II a la mesa de aluminio que simula el piso fuerte, así mismo de la mesa de aluminio al suelo. De esta forma la mesa no se mueva o sea vulnerable al volcamiento cuando se realizan investigaciones con peso considerable; así mismo no afecte la instrumentación y toma de lecturas.

5. Se recomienda utilizar diferentes tipos de ondas sísmicas, con el objeto de investigar el posible efecto de estas en cuanto a la generación de presiones de poro y pérdida de resistencia. Esto utilizando suelos similares a los ensayados en el presente proyecto.

6. En caso de ser posible, se insta a utilizar mesas vibratorias de mayor tamaño, de forma que el peso no sea una limitante en la ejecución de los modelos a escala; así el

comportamiento del suelo sea más apegado a la realidad y se facilite la instrumentación del modelo.

7. Se recomienda realizar un estudio con ensayos triaxiales cíclicos de forma que se pueda obtener un análisis pormenorizado de las propiedades dinámicas del suelo. A su vez realizar ensayos vibratorios y comparar el comportamiento descrito entre ambos métodos. Así mismo es importante recalcar que el uso de ensayos triaxiales es lo recomendado para obtener la caracterización mecánica del suelo.

7. Referencias

1. Aminaton Marto, Tan Choy Soon. (Junio de 2012). Comentario breve sobre la Susceptibilidad de Licuefacción. Revista Internacional de Investigación en Ingeniería y aplicaciones (IJERA), 2.

2. Andrews & G.R Martin. (2000). Criteria for Liquefaction of Silty Soils. 12th World Conference on Earthquake Engineering. Auckland, New Zealand.

3. Arias, M., & Lopez, J. D. (27 de Octubre de 2012). Estudio Hidrogeológico de la Finca Nueva Cinchona. Recuperado el 23 de Setiembre de 2013, de Centro de Investigaciones de Ciencias Geológicas: http://www.cicg.ucr.ac.cr/index.php?option=com_docman&task=search_result&Itemid=8

4. Asociación Costarricense de Geotécnia . (2009). Código de Cimentaciones de Costa Rica. (2da Edición). Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

5. Barquero, et. al. (2009). El terremoto de Cinchona, 8 de enero de 2009. San José, Costa Rica: Red Sismológica Nacional,Instituto Costarricense de Electricidad, Escuela de Geología UCR.

6. Belandria, N. (24 de febrero de 2012). Cimentaciones. Recuperado el 26 de setiembre de 2013, de Web del profesor: http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/nbelandria/materias/geotecnia/CIMENTACIONES.pdf

7. Besoain, Eduardo. (1985). Mineralogía de arcillas de suelos. San José, Costa Rica: IICA.

8. Boulanger,R. W.& Idriss, I. M. (2006). Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132(11), 1413-1426.

9. Boulanger,R. W.& Idriss, I. M. (Julio de 2015). Licuación del terreno durante sismos: Ultimos avances. XII Congreso Nacional de Geotecnia. San Jose, Costa Rica.

10. Bowles, J. E. (1996). Foundation analysis and design. New York: McGraw-Hill.

11. Bray, J. D. & Sancio, R. B. (2006). Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132(9). ASCE.

12. Castro, E. (2012). Estudio de un suelo arcillosos expansivo del Valle Central Occidental de Costa Rica para su uso 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.

13. Centro de Documentación e Información de la Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención a emergencias (CEDO)(CNE). (14 de Enero de 2009). Plan General de la Emergencia por sismo 6.2 ritcher, Terremoto de Cinchona. Recuperado el 22 de Setiembre de 2013, de Comisión Nacional de Prevención y Atención a Emergencias: http://www.cne.go.cr/cedo_dvd5/files/flash_content/pdf/spa/doc127/plan127.pdf

14. Cepeda, G, Arenas L. (2010). Caracterización dinámica de suelos; estado del arte e implementación de laboratorio. Trabajo Final de Graduación para optar por el grado de licenciatura en Ingenieria Civil. Bucaramanga, Colombia: Escuela de Ingenieria Civil, Universidad Industrial de Santander.

15. Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos. (20 de Abril de 2009). Informe especial.Terremoto de Cinchona reveló errores constructivos. Recuperado el 22 de setiembre de 2013, de CFIA: http://www.cfia.or.cr/boletin_UPADI/descargas%202009/actualidad/abril/Art_terremoto.pdf

16. Comisión Nacional de Prevención de Riegos y atención de Emergencias. (14 de Julio de 2011). Acuerdo N°0035-2011. La Gaceta(136), págs. 15- 26.

17. Das, B. M. (2001). Fundamentos de ingeniería Geotécnica. Mexico D.F.: Thompson Learning.

18. Estaire, J. (2004). Comportamiento de Cimentaciones Superficiales sobre suelos granulares sometidas a solicitaciones dinámicas. Proyecto de Graduación para optar por el grado de Doctor Filosofía en Ingeniería Civil. Madrid, España: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid.

19. Franch, J. (6 de Enero de 2013). Capítulo 5: Plasticidad, límites de Atterberg, consistencia y fluidez. Recuperado el 22 de setiembre de 2013, de estudiosgeotecnicos: http://www.estudiosgeotecnicos.info/index.php/descriptores-geotecnicos-5-plasticidad-limites-de-atterberg-y-consistencia/#more-203

20. García, E. N. (05 de Marzo de 2017). ocwus Web site. Recuperado el 22 de setiembre de 2013, de Matriz de transformación : http://ocwus.us.es/mecanica-de-medios-continuos-y-teoria-de-estructuras/calculo-de-estructuras-1/apartados/apartado6_2.html

21. Gaston, Laporte Molina. (2009). Informe Especial Cinchona. www.cfia.or.cr/descargas%202009/informes_especiales/CFIA%20-Cinchona.pdf.

22. Henríquez, C et al. (2014). Principales Suelos de Costa Rica. Obtenido de Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG): http://www.mag.go.cr/bibioteca_virtual_ciencia/suelos-cr.html

23. Hernandez, I. (2010). Influencia en el porcentaje de finos en el fenómeno de licuación de arenas. 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. Herrera M.C. (2011). Resistencia a la tensión en suelos derivados de cenizas volcánicas. Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, 12 (1).

25. Holtz, R & Kovacs, W. (1981). Una Introducción a la ingeniería Geotécnica. Prentice- Hall,Inc.

26. Huguenin, C. (2011). Análisis de estabilidad de los terraceos como solución para los deslizamientos en la Ruta 126, sector Vara Blanca. 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. Instituto Geográfico de Costa Rica. (2014). Hoja cartográfica del volcán Poás. Recuperado el 15 de Junio de 2014, de http://www.mapasdecostarica.info/completas/hojas/077_poas.htm

28. Kitagawa, Yasuo. (1977). Determination of Allophane and amorfous inorganic mater in clay fraction of soils. Japanese Society of Soils Mecanics and Foundation Enginering, Soils and Foundation 1977.

29. La Gaceta. (14 de Julio de 2011). Presentación Regulación del Territorio Vieja Cinchona. La Gaceta N°136, pág. 132.

30. Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (Lanamme UCR). (2015). http://www.lanamme.ucr.ac.cr/. Obtenido de Laboratorio de Estructuras: http://www.lanamme.ucr.ac.cr/index.php?option=com_content&view=article&id=293&Itemid=415

31. Lizcano A., Herrera M.C., Santamarina J.C. (2006). Suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia. Revista internacional de desastres naturales, accidentes e infraestructura civil, 6(2).

32. Méndez, J et al. (2009). Geología de los deslizamientos provocados por el terremoto de Cinchona. San José, Costa Rica: X Congreso Nacional de Geotecnia.

33. Mendoza, J. (2013). Influencia de la granulometría en la licuación de arenas. 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. Minerales aceptados por el IMA. (2011 de Diciembre de 2011). Obtenido de Minerales: http://roble.pntic.mec.es/~jfes0017/mineral.php?letra=h&orden=1550#1550

35. Montero, W et al. (2010). División del deslizamiento tectónico y transtensión en el macizo del volcán Poás (Costa Rica). Revista Geológica de América Central, 43.

36. Mora C, Rolando. (1998). Propiedades físicas, hidráulicas y mecánicas de suelos de origen volcánico, en sitios seleccionados del valle central, Costa Rica. Revista Geológica de América Central(19), 81-98.

37. Murillo, R. (2003). Caracterización Geotécnica de los limos porosos de Santa Cruz de Turrialba. 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. MySlice.es. (21 de Julio de 2015). Obtenido de DocSlide: http://myslide.es/documents/densidad-aparente-con-parafina.html

39. Novoa, C. (2007). Características Geotécnicas de los Suelos Derivados de Cenizas Volcánicas (Andosoles) en la Gran Área Metropolitana 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.

40. 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.

41. Obando, T. (2009). Metodología y técnicas para la evaluación de licuefacción. Recuperado el 22 de setiembre de 2013, de Monografias.com: http://www.monografias.com/trabajos-pdf2/cuantificacion-potencial-licuacion-suelos/cuantificacion-potencial-licuacion-suelos.pdf

42. Prakash, S.& Puri, V.K. (2003). Licuefacción de limos y mezclas de limos y arenas. Recuperado el Agosto de 2015, de http://www.ces.clemson.edu/UsTaiwanWorkshop/Paper_SDEE/SDEE_Shamsher%20Prakash.pdf

43. Quanser Inc. (2011). Quanser Shake Table II User Manual. Canada.

44. Repositorio digital de la Facultad de Ingeniería - UNAM. (2005). Obtenido de Licuación de arenas.Capitulo 3l:

http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/699/A5.pdf?sequence=5

45. Rosario, U. N. (s.f.). Diferencias entre limos y arcillas. Obtenido de Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura.

46. Ruiz, C., Soto, G.J., Barrantes, R. (2014). Uso de imágenes lídar en el estudio de la vulnerabilidad de la red vial nacional, caso de estudio ruta Nº 126. San José, Costa Rica.: Congreso ingeniería Civil CIC 2014.

47. Sandoval,E , Pando, M. (Ingeniería y Competitividad, de (2012)). Influencia del origen y la mineralogía de las arenas en la resistencia a licuación. Ingeniería y Competitividad, 14(1), 153-163.

48. Serven,R.T. (2010). El desarrollo de las mesas vibratorias-Una nota histórica. Ingeniería sismica y dinámica de las estructuras, 1002-1015.

49. So, Ei-Kon. (1991). Influence of Allophane content enginnering properties of volcanic soils. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Enginnering.

50. So, Ei-Kon. (1998). Statical correlation between Allophane content and index properties for volcanic cohesive soil. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering.

51. Unidad de Puentes LanammeUCR. (2013). Adquisición de mesas vibratorias para la docencia e investigación sobre el comportamiento dinámico de estructuras de puentes. LanammeUCR, Programa de Infraestructura y Transporte, San José.

52. Universidad Mendoza. (s.f.). Cimentaciones. Recuperado el 22 de setiembre de 2013, de Universidad Mendoza: http://www.um.edu.ar/um/fau/estructura5-anterior/CIMENTACIONES.htm

53. Villanea, A. (2002). Construcción y Calibración de una Mesa de Movimiento Unidireccional para Realizar Ensayos con Modelos Didácticos a Escala Reducida. Proyecto de Graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica. Proyecto de Graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica.

54. Villegas, M. (2009). Determinación del Efecto de la Presión de Cimentación en el Colapso de Limos Porosos de Baja Resistencia. 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.

55. W. Wang. (1979). Some Findings in Soil Liquefaction. Report Water Conservancy and Hydro-electric Power Scientific Research Institute, 1-17. Beijing, China.

Apéndices

Apéndice

Contenidos

Apéndice A. Pruebas de Laboratorio..... A-3

A.1. Determinación de alófana y materia inorgánica en suelo A-3

A.2. Contenido de alófana A-4

A.3. Proceso de ensayo de eliminación de materia orgánica A-6

A.4. Proceso para ensayo químico de determinación de minerales amorfos..... A-9

A.5. Ensayo de Cono Sueco: ASTM D-3441 .....A-11

Apéndice B. Cimentaciones B-12

B.1. Esfuerzos verticales debido a placa cuadrada cargada uniformemente distribuida. .. B-12

B.2. Capacidad de carga de pilotes.....B-15

Apéndice C. Ensayos en mesa vibratoria.....C-17

Índice de figuras

Figura A.1. Curva para la determinación del contenido de Alófana para muestra M1,M2, M3 Y M4 ..... A-5
Figura A-2. Centrifuga NF 1200R NüBE A-6
Figura A-3. Preparación de reactivos e instrumentos A-7
Figura A-4. Uso del calentador eléctrico para agilizar la reacción A-7
Figura A-5. Alcalinizar el KCL con KOH A-8
Figura A-6. Comprobación de la alcalinidad de la muestra A-8
Figura A-7. Balanza analítica de precisión de 0.001g A-9
Figura A-8. Reacción de HCl con la muestra A-10
Figura A-9. Baño María A-10
Figura B.1. Placa cuadrada uniformemente utilizando metodología de Businesque B-12
Figura B.2. Distribución de esfuerzos en el suelo dentro de la caja de ensayos para el caso de una simplificación de cimentación superficial B-14
Figura B.3. Capacidad de carga de los pilotes B-15
Figura B.4. Capacidad de carga de los pilotes (cont.) B-16

Índice de cuadros

Cuadro A.1. Contenido de materia orgánica en porcentaje de pérdida de peso. Eliminación por medio de Peróxido de Hidrógeno A-4
Cuadro A.2. Resultados de laboratorio para la prueba de contenido de alofana y materia orgánica amorfa en zona de estudio A-4
Cuadro A.3. Resultados para el 1m de profundidad de resistencia, obtenidos con Cono Sueco. Perforación 1 ..... A-11
Cuadro A.4. Resultados para el 1 metro de profundidad de resistencia, obtenidos con Cono Sueco. Perforación 2 ..... A-11
Cuadro B.1. Datos para cálculo de esfuerzos verticales en placa cuadrada cargada uniformemente B-13
Cuadro B.2. Profundidad y magnitud del esfuerzo vertical producto de una carga cuadrada uniforme B-13
Cuadro B.3. Magnitud del porcentaje de la carga y profundidades aproximadas en donde ocurren los esfuerzos verticales estáticos B-14

Apéndice A. Pruebas de Laboratorio

En el apéndice A se incluyen los resultados obtenidos durante las pruebas de laboratorio realizadas.

A.1. Determinación de alófana y materia inorgánica en suelo

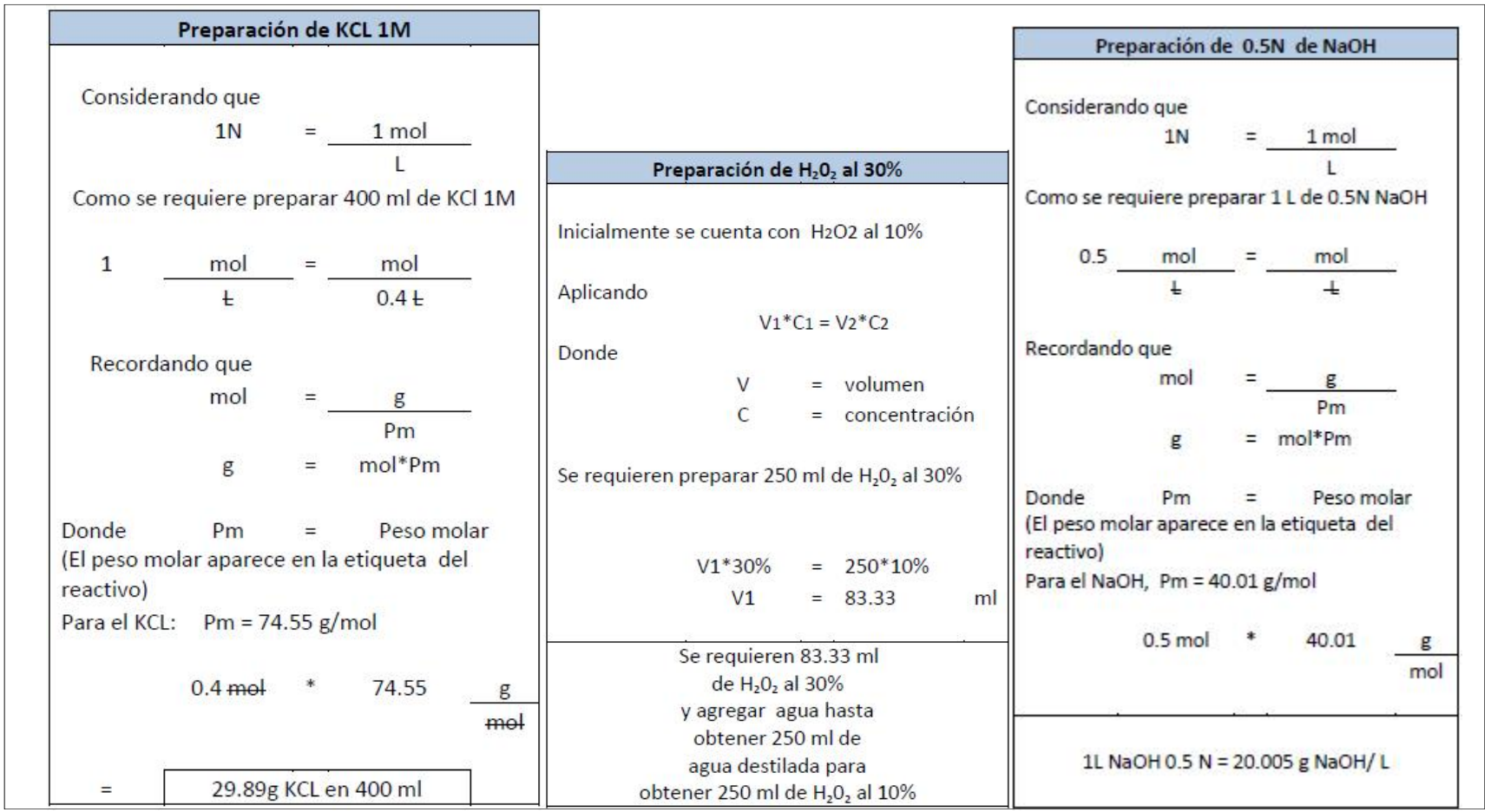


Figura A.2. Preparación de Reactivos para análisis químico para determinar alófana y materia orgánica amorfa en suelos volcánicos

A.2. Contenido de alófana

Cuadro A.1. Contenido de materia orgánica en porcentaje de pérdida de peso. Eliminación por medio de Peróxido de Hidrógeno

Muestra	Beaker	Beaker + muestra húmeda	Beaker + muestra seca al horno	W suelo seco tratado	% de materia orgánica
1	161.862	165.3076	164.9037	3.0417	11.72
2	164.111	167.5297	167.1265	3.0155	11.79
3	162.462	165.7494	165.263	2.801	14.80
4	161.978	164.9881	164.5884	2.6104	13.28

Fecha de inicio: 17 de Agosto 2015 Fecha conclusión: 24 de Agosto 2015

Cuadro A.2. Resultados de laboratorio para la prueba de contenido de alofana y materia orgánica amorfa en zona de estudio

Muestra	Beaker	Masa Inicial seca al horno	Beaker + muestra	Masa 1 Medición seca al horno	Beaker + muestra	Masa 2 Medición seca al horno	Beaker + muestra	Masa 3 Medición seca al horno	Beaker + muestra	Masa 4 Medición seca al horno
1	51.425	1.024	51.9737	0.5487	51.8976	0.4726	51.8976	0.4726	51.8838	0.4588
2	50.498	1.0144	51.0389	0.5409	50.975	0.477	50.975	0.477	50.9637	0.4657
3	49.197	1.0256	49.7585	0.5615	49.6828	0.4858	49.6828	0.4858	49.6648	0.4678
4	50.217	1.018	50.8172	0.6002	50.7501	0.5331	50.7501	0.5331	50.745	0.528

Fecha de inicio: 25 de Agosto 2015 Fecha conclusión: 02 de Octubre 2015

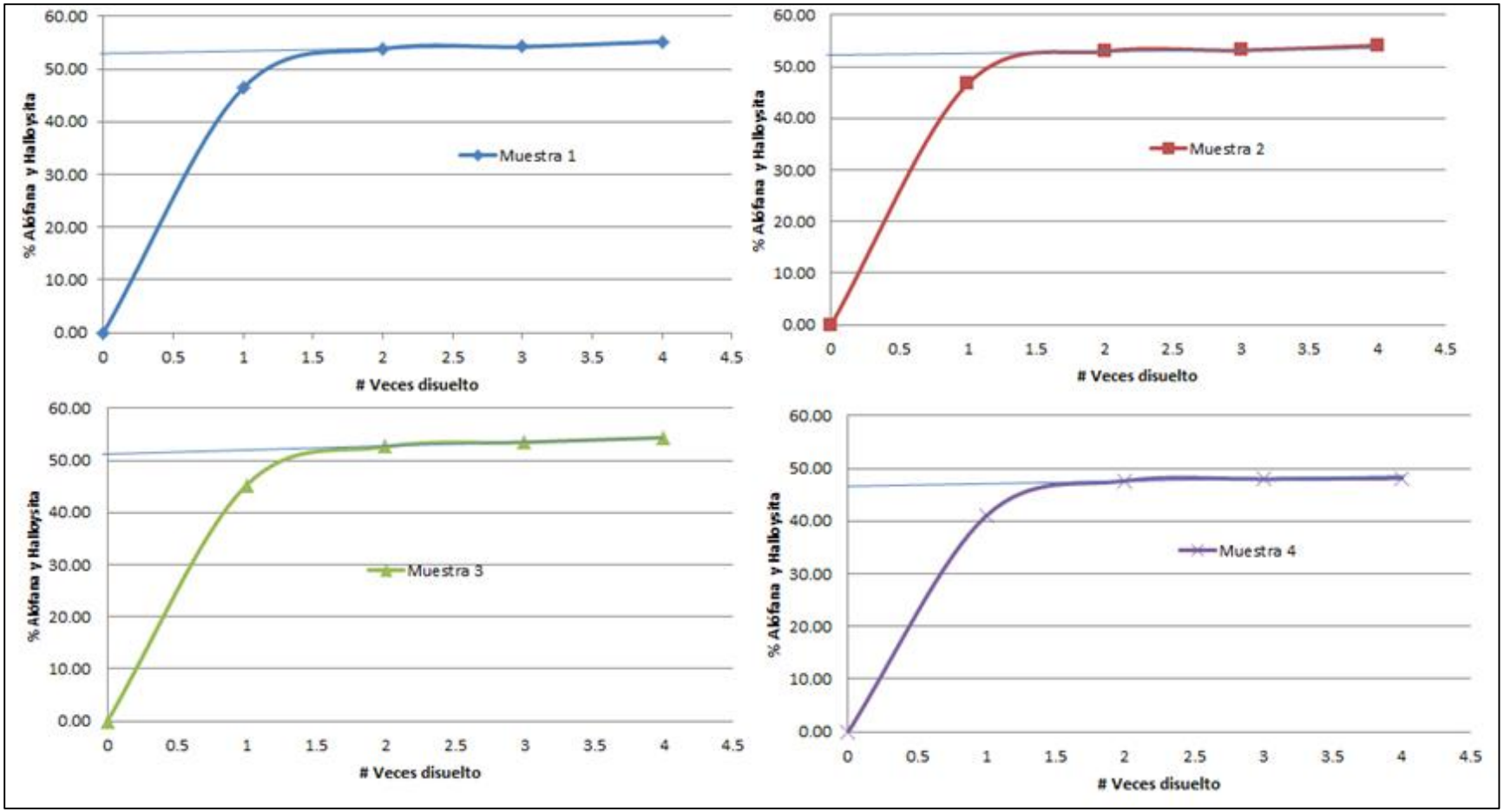


Figura A.1. Curva para la determinación del contenido de Alófana para muestra M1,M2, M3 Y M4

A.3. Proceso de ensayo de eliminación de materia orgánica

Eliminación de la materia orgánica con Peróxido de Hidrógeno

Equipo utilizado para realizar el ensayo

- Máquina de separación centrifuga de 8500 rpm con sistema de enfriamiento (como mínimo se requiere 4000 rpm) (Ver Figura A-2)
- Cristalería: Baker de diferentes capacidades (400 ml, 300ml, 250), agitadores, goteros, probetas
- Papel Tornasol
- Calentador eléctrico
- Termómetro
- Balanzas de precisión
- Cuarto de Balanzas
- Desecador
- Horno

Figura A-2. Centrifuga NF 1200R NüBE
Especial para muestras pequeñas con sistema de enfriamiento y una capacidad máxima de 9000 rpm

Procedimiento aplicado a cada muestra

1. Prepare los reactivos con el fin de obtener la cantidad y concentración necesaria para realizar el ensayo; La preparación de los reactivos utilizados se explica en el Apéndice A. Se necesitan:
    - 1 N de Cloruro de Potasio (KCl),
    - Peróxido de Hidrógeno (H_2O_2) al 10%
    - Peróxido de Hidrógeno (H_2O_2) al 30%
    - Hidróxido de potasio (KOH)
    - 1 N de KCl alcalino

Figura A-3. Preparación de reactivos e instrumentos

Nota: Utilice envases etiquetados, goteros, probetas y agitadores por separado para evitar la contaminación de los reactivos

2. Agregue 3 g de suelo en un beaker de 400 ml, después, adicione 20 ml de 1N de KCl y 50 ml de H_2O_2 al 10%. Agite la mezcla suavemente. (En este momento es posible observar un burbujeo en la mezcla debido a que el H_2O_2 se encuentra disolviendo la materia orgánica presente).
3. Calentar el beaker en un disco eléctrico, el calentar ayuda a la mezcla a expulsar aire (mediante burbujeo) agilizándose la descomposición. Se debe cuidar de no llevar la mezcla a la ebullición. Es importante notar que el burbujeo por descomposición en menos violento que uno por ebullición.
4. Mientras calienta, agregue 10 ml de H_2O_2 al 30%. Esto ayuda el proceso por descomposición mediante el burbujeo, la reacción libera energía y calienta la disolución. Este proceso de calentamiento puede tomar tiempo.

Figura A-4. Uso del calentador eléctrico para agilizar la reacción

Nota: En este caso, la muestra se mantuvo caliente a fuego lento alrededor de 2 horas hasta notar que la reacción se estabiliza y el burbujeo cesa

5. Alcalinizar la solución agregando gotas de KOH con ayuda de un gotero. Se debe ajustar el PH de la mezcla a 8 – 9. En este caso se agregaron 10 gotas. Se puede notar un cambio de color en la muestra y un aumento en el burbujeo. Dejar reposar hasta que se estabilice.

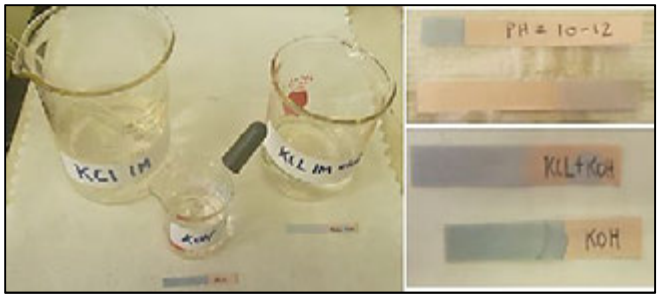


Figura A-5. Alcalinizar el KCL con KOH

Con ayuda de papel tornasol es posible intuir el grado de PH deseado comparando los tonos de azul. El KOH muestra un tono más fuerte con un PH conocido entre 10 a 12

6. Centrifugue la mezcla por 20 minutos en la centrifuga a 8500 rpm. Realice la cantidad de trasvases cuantitativos que sean necesarios para garantizar recuperar la totalidad de la muestra. Una vez que ha centrifugado, decante.
7. Lave el precipitado con una disolución de KCl alcalina y centrifugue por 20 minutos a 8500 rpm, luego decante.
8. Lavé el precipitado con KCL 1M, y centrifugue por 20 minutos a 8500 rpm, luego decante. Finalmente lave el precipitado con agua destilada y centrifugue, realice este paso al menos 2 veces. El objeto de estos lavados es conseguir eliminar la alcalinidad de la muestra.

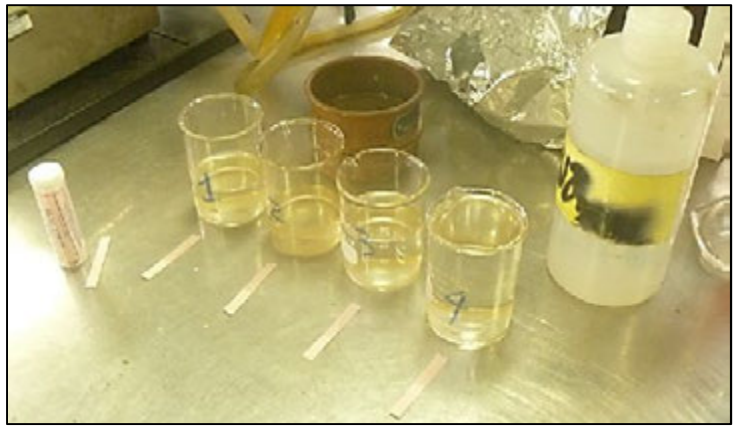


Figura A-6. Comprobación de la alcalinidad de la muestra

Puede comprobarse que el lavado con agua destilada ha sido efectivo al comprobar que el papel tornasol mantiene su color

9. Deposite la totalidad del precipitado en un beaker, lleve al horno por 24 h a 110°C. Puede usar un desecador para dejar enfriando la muestra luego de recuperar del horno.
10. Una vez seca la muestra, obtenga el peso seco constante*.

Figura A-7. Balanza analítica de precisión de 0.001g

*Notas: El peso seco constante se obtuvo hasta lograr que la muestra dejara de variar, se debía manipular la muestra de forma que no se hidratara durante el punto de medición y realización de los ensayos.

A.4. Proceso para ensayo químico de determinación de minerales amorfos

Disolución alterna con HCl y NaOH para cuantificar alófana.

Equipo utilizado para realizar el ensayo

- Máquina de separación centrifuga de 8500 rpm con sistema de enfriamiento
  (**NF 1200R NüBE**) (como mínimo se requiere 4000 rpm)
- Cristalería: Baker de diferentes capacidades (400 ml, 300ml, 250), agitadores, goteros, probetas
- Papel Tornasol
- Calentador eléctrico
- Termómetro
- Balanzas de precisión
- Cuarto de Balanzas
- Desecador
- Horno

Procedimiento aplicado a cada muestra:

1. Prepare los reactivos con el fin de obtener la cantidad y concentración necesaria para realizar el ensayo; La preparación de los reactivos utilizados se explica en el Apéndice A. Se necesitan:
   - 8 N de ácido clorhídrico (KCl)
   - 0.5 N de Hidróxido de Sodio (NaOH)

2. En un tubo de ensayo, agregue 1 g de suelo seco al horno, el cual fue previamente tratado para remover la materia orgánica. Utilice una balanza de la mayor precisión posible.
3. Agregar entre 40ml a 50 ml (según se tenga la capacidad volumétrica) de 8N de HCl, agite para favorecer la disolución alrededor de 15 minutos.

Figura A-8. Reacción de HCl con la muestra
Es posible notar que la solución cambia a un color amarillo, lo cual se debe a la disolución del hierro presente en la muestra

4. Centrifugue la mezcla por 20 minutos a 8500 rpm. Luego decante.
5. Agregar entre 40ml a 50 ml (según se tenga la capacidad volumétrica) de 0.5N de NaOH al precipitado.
6. Caliente la disolución en baño maría durante cinco minutos.

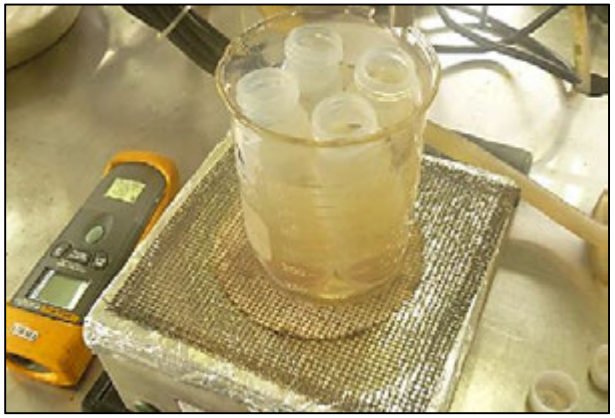


Figura A-9. Baño María

7. Centrifugue la mezcla por 20 minutos a 8500 rpm. Luego decante.
8. Lavé el precipitado con agua destilada y centrifugue la mezcla por 20 minutos a 8500 rpm. Realice las veces que sea necesario para eliminar la alcalinidad del precipitado. (Compruebe con papel tornasol)
9. Una vez que se ha tratado la muestra, trasládela en su totalidad a un beaker, e ingrésela al horno a 110°C por 24 horas.
10. Pese la muestra llevándola a peso constante y determine la pérdida de peso*.
11. Repita al menos 4 veces este procedimiento, es necesario al menos 5 días para obtener un conjunto de puntos y trazar una gráfica parecida a la **figura 4.9**

.

A.5. Ensayo de Cono Sueco: ASTM D-3441

Cuadro A.3. Resultados para el 1m de profundidad de resistencia, obtenidos con Cono Sueco. Perforación 1

Peso (kg)	No. de medias vueltas	Rango penetrado (cm)		Diferencia de penetración (cm)	Profundidad de penetración (cm)	Profundidad de penetración (m)	N SPT (83%)	N SPT (70%)	Ángulo de fricción ϕ (°)	qu (kPa)	c (kPa)
		Inferior	Superior								
70	0	0	0	0	0	0	0	0	27	6	3
	0	0	20	20	20	0.2	2	2	28	24	12
	0	20	30	10	30	0.3	2	2	28	24	12
	6	30	40	10	40	0.4	5	6	29	50	25
	7	40	50	10	50	0.5	6	7	30	50	25
	13	50	60	10	60	0.6	9	10	31	105	53
	11.5	60	70	10	70	0.7	8	9	30	100	50
	11.5	70	80	10	80	0.8	8	9	30	100	50
	12	80	90	10	90	0.9	8	10	31	105	53
	12	90	100	10	100	1	8	10	31	105	53
	12	100	110	10	110	1.1	8	10	31	105	53

Cuadro A.4. Resultados para el 1 metro de profundidad de resistencia, obtenidos con Cono Sueco. Perforación 2

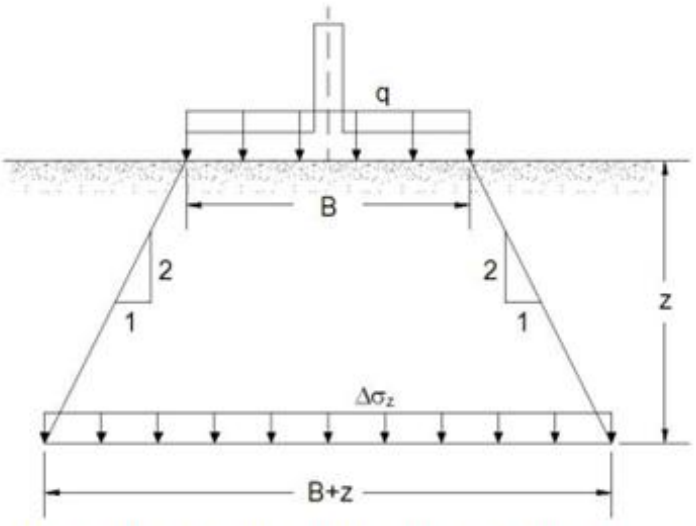
Peso (kg)	No. de medias vueltas	Rango penetrado (cm)		Diferencia de penetración (cm)	Profundidad de penetración (cm)	Profundidad de penetración (m)	N SPT (83%)	N SPT (70%)	Ángulo de fricción ϕ (°)	qu (kPa)	c (kPa)
		Inferior	Superior								
70	0	0	0	0	0	0	0	0	27	6	3
	0	0	20	20	20	0.2	2	2	28	24	12
	0	20	30	10	30	0.3	2	2	28	24	12
	7	30	40	10	40	0.4	6	7	30	50	25
	7	40	50	10	50	0.5	6	7	30	50	25
	10.5	50	60	10	60	0.6	7	9	30	100	50
	11	60	70	10	70	0.7	8	9	30	100	50
	11	70	80	10	80	0.8	8	9	30	100	50
	11	80	90	10	90	0.9	8	9	30	100	50
	13	90	100	10	100	1	9	10	31	105	53
	14	100	110	10	110	1.1	9	11	31	117	59
	15	110	120	10	120	1.2	10	11	31	117	59
	20	120	130	10	130	1.3	12	14	32	167	84

Apéndice B. Cimentaciones

B.1. Esfuerzos verticales debido a placa cuadrada cargada uniformemente distribuida.

Para analizar las condiciones de frontera de la cimentación superficial y el bloque de suelo:

Acorde al Capítulo 5 - Distribución de esfuerzos en el suelo debido a cargas, del documento, Introducción a la ingeniería de cimentaciones (Diseño geométrico y estructural), de Cruz, L. El método simplificado para obtener el incremento de esfuerzos verticales debido a una placa cuadrada uniformemente cargada se determina como se muestra a continuación utilizando la metodología de Businesque.



De acuerdo a esto, el incremento de esfuerzo vertical ($\Delta\sigma_z$) en el suelo, se podría aproximar a:

$$\Delta\sigma_z = \frac{qBL}{(B+z)(L+z)}$$

Para el caso de una cimentación cuadrada, basándonos en este mismo método:

$$\Delta\sigma_z = \frac{qB^2}{(B+z)^2}$$

Figura B.1. Placa cuadrada uniformemente utilizando metodología de Businesque

Cuadro B.1. Datos para cálculo de esfuerzos verticales en placa cuadrada cargada uniformemente

Parámetro	Magnitud en modelo	Unidades
B	0.15	m
L	0.15	m
P	4.5	kg
q	200.00	kg/m2

Cuadro B.2. Profundidad y magnitud del esfuerzo vertical producto de una carga cuadrada uniforme

z (m)	бz Cuadrada		z (m)	бz Cuadrada
0.01	175.78		0.33	19.53
0.02	155.71		0.34	18.74
0.03	138.89		0.35	18.00
0.04	124.65		0.36	17.30
0.05	112.50		0.37	16.64
0.06	102.04		0.38	16.02
0.07	92.98		0.39	15.43
0.08	85.07		0.4	14.88
0.09	78.13		0.45	12.50
0.1	72.00		0.5	10.65
0.11	66.57		0.6	8.00
0.12	61.73		0.7	6.23
0.13	57.40		0.8	4.99
0.14	53.51		0.9	4.08
0.15	50.00		1	3.40
0.16	46.83		1.5	1.65
0.17	43.95		**2**	**0.97**
0.18	41.32		3	0.45
0.19	38.93		4	0.26
0.2	36.73		5	0.17
0.21	34.72		6	0.12
0.22	32.87		7	0.09
0.23	31.16		8	0.07
0.24	29.59		9	0.05
0.25	28.13		10	0.04
0.26	26.77		11	0.04
0.27	25.51		12	0.03
0.28	24.34		13	0.03
0.29	23.24		14	0.02
0.3	**22.22**	**0.1 q a 2B**	15	0.02
0.31	21.27		16	0.02
0.32	20.37			

Para una placa de área cuadrada cargada uniformemente se puede decir que la profundidad del bulbo de presiones (10 % de la carga) Db es de aproximadamente 2*B, donde B es el lado menor del área de la cimentación.

Cuadro B.3. Magnitud del porcentaje de la carga y profundidades aproximadas en donde ocurren los esfuerzos verticales estáticos

q	kg/m2	cm
0.1	20	32
0.2	40	18.5
0.3	60	11.9
0.4	80	8.5
0.5	100	5.5
0.6	120	3.5
0.7	140	7.5
0.8	160	0.18
0.9	180	0.7

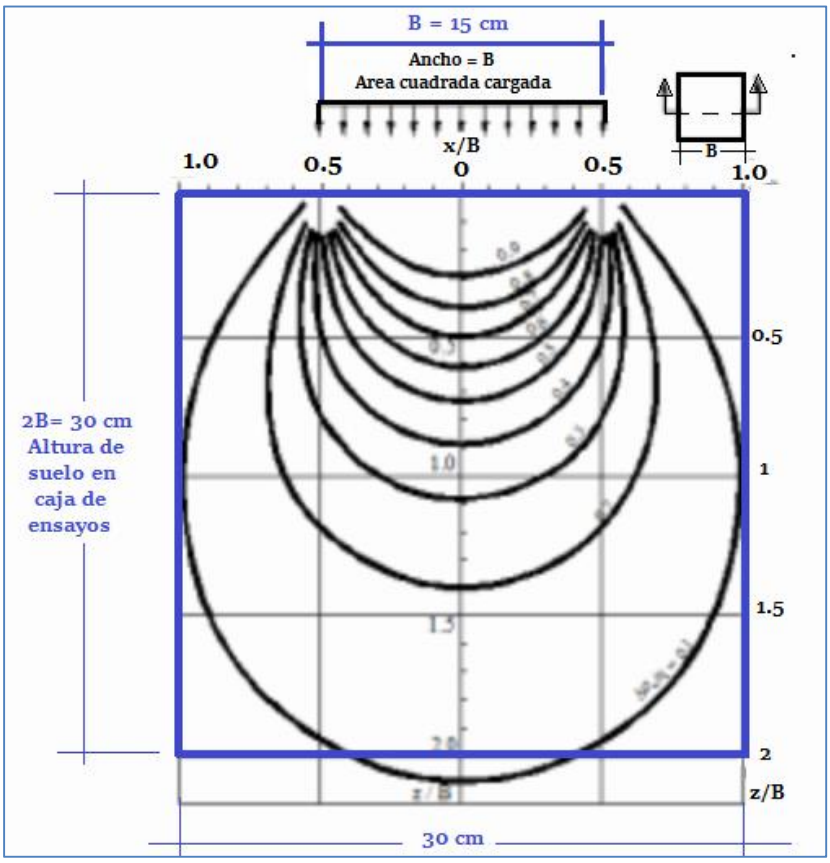


Figura B.2. Distribución de esfuerzos en el suelo dentro de la caja de ensayos para el caso de una simplificación de cimentación superficial

B.2. Capacidad de carga de pilotes

Capacidad de Carga del pilote
BLOQUES INUNDADOS
Capacidad por PUNTA (condicion No drenada) Esfuerzos totales

Formula General para cimentaciones profundas

ton/m2	ton/m3	m			ton/m2			ton/m3	m	
qf=	yi	B	Ny	+	C	Nc'	+	y2	Df	Nq'
99,531	1,350	0,02	8,3		4,08	19		1,350	0,24	68

ton/m2	ton/m3	m			ton/m2			ton/m3	m	
qf=	yi	B	Ny	+	C	Nc'	+	y2	Df	Nq'
83,211	0,350	0,02	8,3		4,08	19		0,350	0,24	68

Presion de hundimiento por punta del pilote

SUELOS Puramente COHESIVOS (considerando que θ =0)

qf=	C	Nc'		=	36,7	ton/m2
	4,08	9				

Nc: Obtendifo usando teoría de Meyerhof, pag 32 para cimentaciones profundas Cimentaciones para estructuras viales

SUELOS GRANULARES

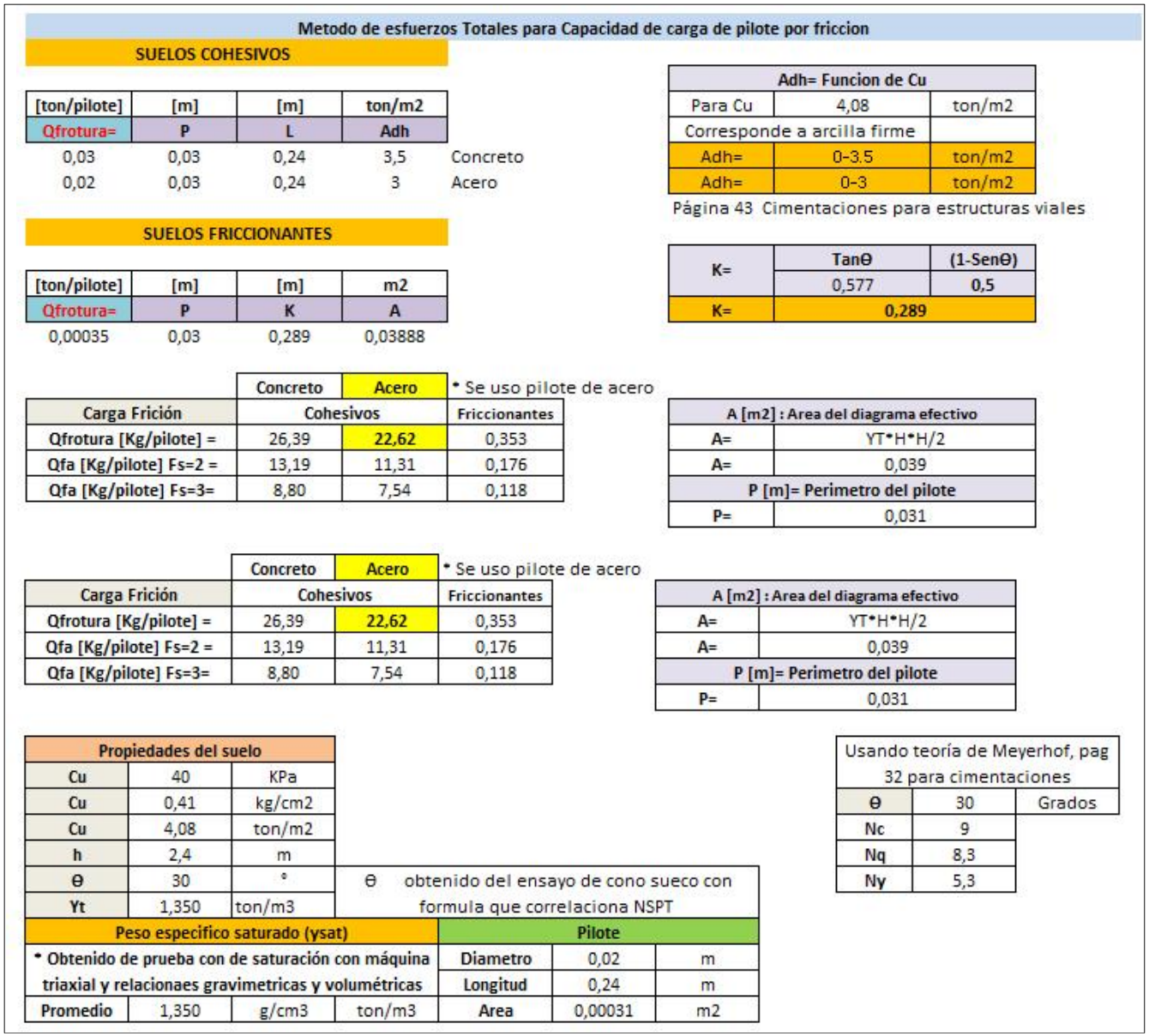
Nq: Obtenido usando teoría de Meyerhof, pag 32 para cimentaciones profundas Cimentaciones para estructuras viales con θ =30°

qf=	ysat-1	Df	Nq'	=	5,7	ton/m2
	0,350	0,24	68			

RESUMEN DE CALCULOS (Q DE PUNTA DE PILOTE)

USANDO	qf=	36,7	ton/m2		USANDO	qf=	5,7	ton/m2	
Qadm=	12,2367193	ton/m2	FS=	3	Qadm=	1,904	ton/m2	FS=	3
Q=	0,004	t/pilote			Q=	0,001	t/pilote		
	3,8	Kg/pilote	11,53			0,6	Kg/pilote	1,79	
Qadm=	18,355079	ton/m2	FS=	2	Qadm=	2,856	ton/m2	FS=	2
Q=	0,006	t/pilote			Q=	0,001	t/pilote		
	5,77	Kg/pilote	11,53			0,90	Kg/pilote	1,79	

Figura B.3. Capacidad de carga de los pilotes



Metodo de esfuerzos Totales para Capacidad de carga de pilote por friccion

SUELOS COHESIVOS

[ton/pilote]	[m]	[m]	ton/m2	
Qfrotura=	P	L	Adh	
0,03	0,03	0,24	3,5	Concreto
0,02	0,03	0,24	3	Acero

Adh= Funcion de Cu		
Para Cu	4,08	ton/m2
Corresponde a arcilla firme		
Adh=	0-3.5	ton/m2
Adh=	0-3	ton/m2

Página 43 Cimentaciones para estructuras viales

SUELOS FRICCIONANTES

[ton/pilote]	[m]	[m]	m2
Qfrotura=	P	K	A
0,00035	0,03	0,289	0,03888

K=	TanΘ	(1-SenΘ)
	0,577	0,5
K=	0,289	

	Concreto	Acero	* Se uso pilote de acero
Carga Frición	Cohesivos		Friccionantes
Qfrotura [Kg/pilote] =	26,39	22,62	0,353
Qfa [Kg/pilote] Fs=2 =	13,19	11,31	0,176
Qfa [Kg/pilote] Fs=3=	8,80	7,54	0,118

A [m2] : Area del diagrama efectivo	
A=	YT*H*H/2
A=	0,039
P [m]= Perimetro del pilote	
P=	0,031

	Concreto	Acero	* Se uso pilote de acero
Carga Frición	Cohesivos		Friccionantes
Qfrotura [Kg/pilote] =	26,39	22,62	0,353
Qfa [Kg/pilote] Fs=2 =	13,19	11,31	0,176
Qfa [Kg/pilote] Fs=3=	8,80	7,54	0,118

A [m2] : Area del diagrama efectivo	
A=	YT*H*H/2
A=	0,039
P [m]= Perimetro del pilote	
P=	0,031

Propiedades del suelo		
Cu	40	KPa
Cu	0,41	kg/cm2
Cu	4,08	ton/m2
h	2,4	m
Θ	30	°
Yt	1,350	ton/m3

Θ obtenido del ensayo de cono sueco con formula que correlaciona NSPT

Peso especifico saturado (ysat)			
* Obtenido de prueba con de saturación con máquina triaxial y relacionaes gravimetricas y volumétricas			
Promedio	1,350	g/cm3	ton/m3

Pilote		
Diametro	0,02	m
Longitud	0,24	m
Area	0,00031	m2

Usando teoría de Meyerhof, pag 32 para cimentaciones		
Θ	30	Grados
Nc	9	
Nq	8,3	
Ny	5,3	

Figura B.4. Capacidad de carga de los pilotes (cont.)

Apéndice C. Ensayos en mesa vibratoria

El apéndice C es una sección digital contenida en Dos CD.

Contiene:

Apéndice C [Digital]

- **Registros sísmicos y capacidades reportadas por el sofware de la mesa Shake Table II para cada ensayo**
- **Resultados de los acelerogramas (registrados con acelerómetros)**
- **Resultados desplazamientos (registrados con láser)**
- **Guía videos contenidos en el Apéndice C**

Guía videos contenidos en el Apéndice C

CD 1. **Esquema de videos de la Simulación de Acelerogramas del terremoto de Chichona, Costa Rica, Enero del 2009. 6,2 Mw.**	
Ensayo 1 Pilote de 2 kg con suelo parcialmente saturado.	
Visión fija:	Prueba en pilote de 2 kg con suelo parcialmente saturado
	Prueba en pilote de 5 kg con suelo parcialmente saturado
	Pruebas para capacidad del terremoto de Sámara, Costa Rica, 7,6 Mw, con suelo parcialmente saturado.
Visión móvil.	Prueba en pilote de 2 kg con suelo parcialmente saturado
	Pruebas para capacidad del terremoto de Sámara, Costa Rica, 7,6 Mw, con suelo parcialmente saturado.
Ensayo 2: cimentacion superficial en con suelo parcialmente saturado.	
Visión fija:	Sismo Cinchona: Aceleración Máxima 1g escalado en el tiempo de factor 10.
	Sismo Cinchona: Aceleración Máxima 1g sin escalar.
	Sismo de Chinchona: Ondas sinusoidales.
Visión móvil:	Sismo Cinchona: Aceleración Máxima 1g escalado en el tiempo de factor 10.
	Sismo Cinchona: Aceleración Máxima 1g sin escalar.
	Sismo de Chinchona: Ondas sinusoidales.
Ensayo 3: Pilote de 7 kg con suelo parcialmente saturado	
Ensayo 3	Sismo Cinchona: Aceleración Máxima 1g escalado en el tiempo de factor 10.
	Sismo Cinchona: Aceleración Máxima 1g sin escalar.
	Sismo de Chinchona: Ondas sinusoidales.
Ensayo 4: Pilote de 7 kg con suelo en humedad natural	
Visión fija:	Sismo Cinchona: Aceleración Máxima 1g escalado en el tiempo de factor 10.
	Sismo Cinchona: Aceleración Máxima 1g sin escalar.
	Sismo de Chinchona: Ondas sinusoidales.
Visión móvil:	Sismo Cinchona: Aceleración Máxima 1g escalado en el tiempo de factor 10.
	Sismo Cinchona: Aceleración Máxima 1g sin escalar.
	Perspectiva del modelo.

Ensayo 5: Pilote de 7 kg con suelo totalmente saturado	
Visión fija:	Sismo Cinchona: Aceleración Máxima 1g escalado en el tiempo de factor 10.
	Sismo Cinchona: Aceleración Máxima 1g sin escalar.
	Sismo de Chinchona: Ondas sinusoidales.
Visión fija 2:	Sismo Cinchona: Aceleración Máxima 1g escalado en el tiempo de factor 10.
	Sismo Cinchona: Aceleración Máxima 1g sin escalar.
	Sismo de Chinchona: Ondas sinusoidales.
Visión móvil:	Sismo Cinchona: Aceleración Máxima 1g escalado en el tiempo de factor 10.
	Sismo Cinchona: Aceleración Máxima 1g sin escalar.
	Sismo de Chinchona: Ondas sinusoidales.

CD. 2 Pruebas modelando taludes (Pruebas con superficie libre del suelo)	
Talud con pendiente 2:1 en suelo parcialmente saturado	
Talud 2.1. PS	Sismo Cinchona: Aceleración Máxima 1g escalado en el tiempo de factor 10.
	Sismo Cinchona: Aceleración Máxima 1g sin escalar.
	Sismo de Chinchona: Ondas sinusoidales.
	Saturación del bloque.
Talud con pendiente vertical de 90 ° con humedad natural	
Talud 90 grados HN	Sismo Cinchona: Aceleración Máxima 1g sin escalar.
	Sismo de Chinchona: Ondas sinusoidales.
Talud con pendiente vertical de 90° con suelo totalmente saturado	
Talud 90 grados TS	Sismo Cinchona: Aceleración Máxima 1g escalado en el tiempo de factor 10.
	Sismo Cinchona: Aceleración Máxima 1g sin escalar.
	Sismo de Chinchona: Ondas sinusoidales (caída bloque 1).
	Sismo de Chinchona: Ondas sinusoidales (caída bloque 2).
Pruebas iniciales **Montaje con arena**	
	Prueba realizada para verificar capacidades de la mesa. Se realizó un modelo con arena, el cual experimenta licuación.