

2024
CARACTERIZACIÓN DE TRES TIPOS DE SUELOS MEXICANOS
(GUADALAJARA, QUERÉTARO, SAN LUIS POTOSÍ)
MEDIANTE EL SISTEMA REVISADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Ing. Rafael
Ortiz Hernández



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería

CARACTERIZACIÓN DE TRES TIPOS DE SUELOS MEXICANOS
(GUADALAJARA, QUERÉTARO, SAN LUIS POTOSÍ)
MEDIANTE EL SISTEMA REVISADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Tesis

Que como parte de los requisitos para
obtener el Grado de

Maestro en Ciencias en Geotecnia

Presenta
Rafael Ortiz Hernández

Dirigido por:
Dr. Eduardo Rojas González

Querétaro, Qro. a 25 de Enero 2024



Dirección General de Bibliotecas y Servicios Digitales
de Información



Caracterización de tres tipos de suelos mexicanos
(Guadalajara, Querétaro, San Luis Potosí) mediante el
Sistema Revisado de Clasificación de Suelos

por

Rafael Ortiz Hernández

se distribuye bajo una [Licencia Creative Commons
Atribución-NoComercial-SinDerivadas 4.0 Internacional](#).

Clave RI: IGMAC-309203



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería
Maestría en Ciencias Línea Terminal Geotecnia

Caracterización de tres tipos de Suelos Mexicanos
(Guadalajara, Querétaro, San Luis Potosí)
mediante el Sistema Revisado de Clasificación de Suelos
Tesis

Que como parte de los requisitos para obtener el Grado de
Maestro en Ciencias Línea Terminal Geotecnia

Presenta
Rafael Ortiz Hernández

Dirigido por
Dr. Eduardo Rojas González

Dr. Eduardo Rojas González
Presidente
Dra. María de la Luz Pérez Rea
Secretario
Mtro. Gerardo Medellín Aguilar
Vocal
Dra. Teresa López Lara
Suplente
Dr. Omar Chávez Alegría
Suplente

Centro Universitario, Querétaro, Qro.
Enero, 2024
México

Dedicatorias

A mi familia, mis padres y mi hermana por el apoyo que me proporcionaron a lo largo de mi vida y en esta etapa de formación académica y de investigación.

A Julia M. Macias Ibarra por su atención y cariño durante esta etapa de mi vida y pese a la distancia y los tiempos.

A Alin Durán por el apoyo mutuo en este proceso tan complicado en nuestras vidas.

Al cuerpo estudiantil que formó la generación 2020-2023 del programa de posgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Querétaro y cuya convivencia y dialogo me hicieron una mejor persona.

Quiero dedicar esta tesis a todas las personas que incursan en el medio de la geotecnia y que piensan realizar un posgrado y especialización. Les deseo la mejor de las suertes en este maravilloso campo de la ingeniería.

A la memoria de la M. I. Gloria Irene Parra Salazar, maestra del programa de licenciatura de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Baja California en Mecánica de Suelos y quien me dio el primer acercamiento a esta rama de la ingeniería civil. Descanse en paz y se le recordará siempre.

Agradecimientos

Agradezco a la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Querétaro el darme la oportunidad de realizar mi Posgrado en su Universidad y al Dr. Eduardo Rojas González por su dirección y apoyo en la realización de esta tesis, además de mi comité integrado por la Dra. María de la Luz Pérez Rea, Mtro. Gerardo Medellín Aguilar, Dra. Teresa López Lara y el Dr. Omar Chávez Alegría cuyos comentarios y sugerencias me ayudaron a entregar la mejor versión de mi investigación.

Por parte de los servicios que la Facultad de Ingeniería ofrece a sus estudiantes, agradezco a la Lic. Rosalía Machuca Munguía por su apoyo en el servicio de atención psicológica para mantener una actitud positiva y cuidar la salud mental de los alumnos.

Agradezco a la empresa Ingeum Ingeniería S.A. de C.V., EPGC S. de R.L. de C.V., ROMA SOL INGENIERÍA y Grupo Sandstorm GAM por proporcionarme las instalaciones necesarias para realizar las pruebas de laboratorio. A por la facilidad de Grupo Sandstorm GAM, Dr. Gustavo Gallegos y a la M.C. Blanca Verdín por proporcionarme el material necesario para realizar los experimentos.

Agradezco a la Dr. Marisol Salva Ramírez, Dr. Gloria M. Castro Quintero y al Dr. Juan Carlos Santamarina de King Abdullah University of Science and Technology en Yeda, Arabia Saudita por su asesoría en la metodología de las pruebas de laboratorio bajo este nuevo protocolo de clasificación.

Agradezco de forma personal al M. I. Marco Vinicio Romano Cazares y a ROMA SOL Ingeniería por el financiamiento de esta investigación y la estancia en Querétaro.

Agradezco también a la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica por su apoyo al desarrollo de la profesión y el gremio de la Ingeniería Geotécnica en México.

Finalmente agradezco al Consejo Nacional de Humanidades, Ciencias y Tecnologías, CONAHCYT, en proporcionarme la facilidad de estudiar un posgrado por medio del Programa de Becas para Estudios de Posgrado.

Índice

1.	Resumen.....	1
2.	Abstract.....	2
3.	Introducción.....	3
3.1.	Justificación.....	4
4.	Antecedentes.....	7
4.1.	Métodos de Clasificación de Suelos.....	7
4.1.1.	Granulometría en Suelos.....	8
4.1.2.	Límites de consistencia en suelos.....	14
4.2.	El Sistema Revisado de Clasificación de Suelos.....	29
4.2.1.	Fundamentación teórica.....	29
4.2.2.	Metodología.....	31
4.2.3.	Caso Práctico – Mezclas de Suelos Gruesos y Finos.....	51
4.3.	Suelos Pumíticos.....	54
4.3.1.	Propiedades geotécnicas.....	54
4.3.2.	Comportamiento mecánico.....	57
4.3.3.	Comportamiento hidráulico.....	60
4.3.4.	Caso Guadalajara.....	60
4.4.	Suelos Expansivos.....	63
4.4.1.	Propiedades de Suelos Expansivos.....	63
4.4.2.	Mecanismo de expansión.....	67
4.4.3.	Determinación de expansión en suelos.....	68
4.4.4.	Estabilización de suelos expansivos.....	72
4.4.5.	Caso Querétaro.....	75
4.5.	Suelos Colapsables.....	79
4.5.1.	Identificación de suelos colapsables.....	81
4.5.2.	Mineralogía de suelos colapsables.....	82
4.5.3.	Propiedades de suelos colapsables.....	83
4.5.4.	Mecanismo de colapso.....	83
4.5.5.	Determinación de colapso en suelos.....	84
4.5.6.	Estabilización de suelos colapsables.....	88
4.5.7.	Caso Rioverde.....	90
5.	Hipótesis.....	91

6.	Objetivos	92
6.1.	Objetivo General	92
6.2.	Objetivos Específicos	92
7.	Metodología	93
7.1.	Determinación de los parámetros del suelo.....	93
7.1.1.	Muestreo de suelo	93
7.1.2.	Caracterización geotécnica bajo SUCS.....	98
7.1.3.	Caracterización geotécnica bajo SRCS.....	99
7.1.4.	Relaciones de vacíos máximas y mínimas de agregado grueso.....	100
7.1.5.	Pruebas complementarias para la Caracterización Geotécnica.....	101
7.1.6.	Determinación del grado de Expansión o Colapso de los materiales	102
7.2.	Análisis experimental	102
7.2.1.	Descripción de variables	102
7.2.2.	Diseño experimental.....	103
7.2.3.	Estabilización de materiales.....	105
7.3.	Experimentación final	106
7.3.1.	Mezcla ternaria.....	106
7.3.2.	Suelo de Querétaro.....	106
7.3.3.	Suelo de San Luis Potosí.....	107
8.	Resultados y Discusión	107
8.1.	Suelos de mezcla ternaria	109
8.1.1.	Análisis granulométrico	109
8.1.2.	Límite de consistencia.....	115
8.1.3.	Densidad de sólidos	116
8.1.4.	Redondez de las partículas de la fracción gruesa.....	117
8.1.5.	Relación de vacíos mínima y máxima de la fracción gruesa	119
8.1.6.	Clasificación del SRCS	122
8.1.7.	Comportamiento mecánico de las mezclas	124
8.1.8.	Comportamiento hidráulico de las mezclas	136
8.2.	Suelo de Querétaro	139
8.2.1.	Análisis granulométrico	139
8.2.2.	Límites de consistencia	143
8.2.3.	Densidad de sólidos	149

8.2.4.	Pruebas de expansión	149
8.2.5.	Superficie específica	150
8.2.6.	Clasificación del Sistema Revisado de Clasificación de Suelos	150
8.3.	Suelo de San Luis Potosí	151
8.3.1.	Análisis granulométrico	151
8.3.2.	Límites de consistencia	154
8.3.3.	Densidad de sólidos	159
8.3.4.	Pruebas de colapso	160
8.3.5.	Superficie específica	161
8.3.6.	Clasificación del Sistema Revisado de Clasificación de Suelos	161
9.	Conclusiones	162
10.	Referencias	166
ANEXO I: PRUEBAS DE LABORATORIO		193
ANEXO II: REPORTE FOTOGRÁFICO		254

Índice de Tablas

Tabla 1. Tamaños nominales de malla (en milímetros) utilizados en el análisis granulométrico de partículas de suelo de diferentes normativas. La precisión de los decimales se reproduce de acuerdo a cada norma.	9
Tabla 2. Clasificación de Suelos Finos de acuerdo con SUCS (ASTM, 2017).	17
Tabla 3. Límites de consistencia de minerales de arcilla a diferentes concentraciones de fracción de arena (Seed et al, 1964).	21
Tabla 4. Superficie específica y volumen de agua adsorbida en la doble capa (Fernandez y Quigley, 1985).	23
Tabla 5. Efectos de los factores fisicoquímicos en el límite líquido de los suelos (Sridharan y Prakash, 2000).	25
Tabla 6. Límites líquidos de varios suelos en dos condiciones de fluido de prueba y mediante el método de Copa de Casagrande y Penetrómetro Cónico (Sridharan y Prakash, 2000).	26
Tabla 7. Interpretación de índice de liquidez.	27
Tabla 8. Resumen de técnicas de medición de las relaciones de vacíos máximas y mínimas, principio físico y densidad de energía involucrada (Salva, 2020).	33
Tabla 9. Tamaños nominales de malla (en milímetros) utilizados en el análisis granulométrico para la fracción de gravas en diferentes normativas. La precisión de los decimales se reproduce de acuerdo con cada norma.	36
Tabla 10. Tamaños nominales de malla (en milímetros) utilizados en el análisis granulométrico para la fracción de arenas en diferentes normativas. La precisión de los decimales se reproduce de acuerdo con cada norma.	37
Tabla 11. Combinación de valores para determinar puntos límite para los tipos de suelo basados en el control mecánico del material y dibujarse en el diagrama triangular.	47
Tabla 12. Combinación de valores para determinar puntos límite para los tipos de suelo basados en el control de flujo de fluido del material y dibujarse en el diagrama triangular.	48

Tabla 13. Tipos de clasificación de suelo del RSCS basados en la respuesta mecánica y el flujo de fluido con una descripción del material.	49
Tabla 14. Mezclas de suelo utilizadas en el estudio de Kaothon et al (2022).....	51
Tabla 15. Mezclas de suelos que definen los límites de control mecánico o hidráulico.....	51
Tabla 16. Comparativa de clasificación de las mezclas de suelo de acuerdo con el SRCS y el SUCS.	52
Tabla 17. Densidad de sólidos de arenas pumíticas.....	55
Tabla 18. Redondez de arenas pumíticas de acuerdo con sus tamaños.	56
Tabla 19. Ángulos de fricción interna de arenas pumíticas de Guadalajara, Jalisco.	61
Tabla 20. Modificación de granulometría por computación dinámica (AASHTO Modificada) en muestras de suelo pumítico (adaptado de Zamudio et al, 2016).....	62
Tabla 21. Propiedades de arcillas expansivas (adaptado de Mitchell y Soga, 2005 y Woodward-Clyde & Associates, 1967).....	64
Tabla 22. Valores de límites de Atterberg para minerales de arcillas con cationes adsorbidos y su clasificación en el SUCS (adaptado de Chen, 1998 citando a White, 1949).	66
Tabla 23. Propuesta de clasificación de potencial de hinchamiento de acuerdo con resultados de Azul de Metileno (Yukselen y Kaya, 2008).	70
Tabla 24. Datos para hacer estimaciones de cambios de volumen probables para suelos expansivos (adaptado de Chen, 1998)	71
Tabla 25. Clasificación de suelos expansivos basados en suelos expansivos (adaptado de Asuri y Keshavamurthy, 2016).....	71
Tabla 26. Clasificación de potencial de hinchamiento de suelos de la USAEWES (O'Neill y Poormoayed, 1980).....	72
Tabla 27. Presiones de expansión e índices de expansión libre de suelos de Querétaro.	77
Tabla 28. Modificación de límites de consistencia en suelos estabilizados con cal (Rodríguez, 2018).....	78
Tabla 29. Efecto del tiempo en la aplicación de cal (7%) en un suelo de Querétaro (Guerrero, 2002).....	79
Tabla 30. Severidad del Potencial de Colapso (Clemence y Finbarr, 1981).....	84

Tabla 31. Criterios para el potencial de colapso (El Howayek et al, 2011 citando a Das, 2007 y Lutenegger y Saber, 1988).....	86
Tabla 32. Métodos de tratar cimentaciones colapsables (Bell y Culshaw, 1998 y Clemence y Finbarr, 1981).	88
Tabla 33. Caracterización geotécnica de suelos colapsables de Rioverde, San Luis Potosí (adaptado de Gallegos et al, 2014 y García-Ezquivel et al, 2023).	90
Tabla 34. Resultados de aplicación de criterios de potencial de colapso (Gallegos et al, 2014).	91
Tabla 35. Diseño experimental para ensayos de mezclas ternarias	104
Tabla 36. Diseño experimental para ensayos en suelo con potencial expansivo.	104
Tabla 37. Diseño experimental para ensayos en suelo con potencial colapsable.	104
Tabla 38. Listado de pruebas ejecutadas para la tesis.....	107
Tabla 39. Granulometría básica de mezclas de suelo (Zamudio et al, 2018).....	109
Tabla 40. Distribución granulométrica detallada de la fracción gruesa de las mezclas de suelo (Zamudio et al, 2018).	110
Tabla 41. Distribución granulométrica detallada de la fracción fina de las mezclas de suelo (Zamudio et al, 2018).	111
Tabla 42. Granulometría específica de la fracción de gravas de cada mezcla con parámetros de análisis granulométrico.	113
Tabla 43. Granulometría específica de arenas para cada mezcla con parámetros de análisis granulométrico.....	114
Tabla 44. Resultados de límite líquido de la fracción fina de las mezclas de suelo ante diferentes fluidos.	115
Tabla 45. Resultados de densidad de sólidos de acuerdo con el tipo de mezclas (Zamudio et al, 2018).....	116
Tabla 46. Resultados de densidad de sólidos de la fracción de gravas.	117
Tabla 47. Redondez de la fracción gruesa de suelos pumíticos.....	117
Tabla 48. Pesos volumétricos obtenidos mediante pruebas de compactación de mesa vibratoria.....	119

Tabla 49. Relación de vacíos obtenido mediante correlaciones de granulometría y redondez del grano.	120
Tabla 50. Pesos volumétricos obtenidos mediante pruebas de compactación de mesa vibratoria.....	120
Tabla 51. Propiedades de mezclas utilizadas para el trazo del diagrama ternario del SRCS.	122
Tabla 52. Clasificación de mezclas de suelo de acuerdo con el RSCS y descripción.	123
Tabla 53. Resultados de ensayos de corte directo en mezcla de suelo Jal 100% (datos de Zamudio et al, 2018).....	125
Tabla 54. Resultados de ensayos de corte directo en mezcla de suelo Jal 66% - Tepetate 33% (datos de Zamudio et al, 2018).	127
Tabla 55. Resultados de ensayos de corte directo en mezcla de suelo Jal 33% - Tepetate 66% (datos de Zamudio et al, 2018).	129
Tabla 56. Resultados de ensayos de corte directo en mezcla de suelo Tepetate 100% (datos de Zamudio et al, 2018).	131
Tabla 57. Resumen de pruebas de conductividad ejecutadas en mezclas de suelo (Zamudio et al, 2018).	136
Tabla 58. Granulometría básica de suelo expansivo (Verdín, 2022).	139
Tabla 59. Distribución granulométrica detallada de la fracción gruesa del suelo de Querétaro (Verdín, 2022).	140
Tabla 60. Distribución granulométrica detallada de la fracción fina de suelo de Querétaro (adaptado de Verdín, 2022).	141
Tabla 61. Límites de consistencia del material de Queretaro (Verdín, 2022).....	143
Tabla 62. Resultados de límite líquido de la fracción fina de suelo expansivo a diferentes niveles de estabilización ante diferentes fluidos.....	144
Tabla 63. Resultados de límite líquido de la fracción fina de suelo expansivo a diferentes niveles de estabilización ante diferentes fluidos.....	145
Tabla 64. Resumen de resultados de límites líquidos de agua salina corregidos y sensibilidad del limo a diferentes condiciones de estabilización.....	146

Tabla 65. Resultados de pruebas de expansión a condiciones naturales, 3% y 5% de concentración de agente estabilizador.	149
Tabla 66. Resultados de pruebas de expansión a condiciones naturales, 3%, 5%, 10%, 15% y 20% de concentración de agente estabilizador.	149
Tabla 67. Resultados de Superficie Específica del suelo expansivo en condiciones naturales, 3% y 5% de concentración de agente estabilizador.....	150
Tabla 68. Clasificación de mezclas de suelo de acuerdo con el RSCS y descripción.	150
Tabla 69. Granulometría básica de suelo de San Luis Potosí (Gallegos, 2014).	151
Tabla 70. Distribución granulométrica detallada de la fracción gruesa del suelo de San Luis Potosí (interpretado de Gallegos, 2014).	152
Tabla 71. Distribución granulométrica detallada de la fracción fina de suelo de San Luis Potosí (adaptado de Gallegos et al, 2014).	153
Tabla 72. Límites de consistencia del material de San Luis Potosí (Gallegos, 2018)	154
Tabla 73. Resultados de límite líquido de la fracción fina de suelo colapsable a diferentes niveles de estabilización ante diferentes fluidos.....	156
Tabla 74. Resumen de resultados de límites líquidos de agua salina corregidos y sensibilidad del material expansivo a diferentes condiciones de estabilización.....	157
Tabla 75. Resultados de pruebas de colapso en condiciones naturales, 3% y 5% de concentración de agente estabilizador.	160
Tabla 76. Resultados de Superficie Específica del suelo colapsable en condiciones naturales, 3% y 5% de concentración de agente estabilizador.....	161
Tabla 77. Clasificación de mezclas de suelo de acuerdo con el RSCS y descripción.	161

Índice de Figuras

Figura 1. Suelos pumíticos en un corte artificial (Rodríguez, 2022)	4
Figura 2. Agrietamiento de residencia del Fraccionamiento Misión del Parque en Santiago de Querétaro por presencia de suelos expansivos (Vázquez, 2022)	5
Figura 3. Suelos colapsables de Rioverde, San Luis Potosí: Oquedades en el subsuelo (izquierda), cavernas (centro) y estructuras colapsadas (derecha) (García-Ezquivel et al, 2023).....	6
Figura 4. Diferentes curvas granulométricas con comportamientos diferentes (adaptado de Briaud, 2013).....	11
Figura 5. Carta de Plasticidad para Sistema de Clasificación de Aeropistas (redibujado de Casagrande, 1948).....	15
Figura 6. Carta de Plasticidad para Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (redibujada de ASTM, 2017).....	16
Figura 7. Diferencia de resultados de límite líquido de acuerdo con el cribado del material y al método de prueba (datos obtenidos de Kayabali, 2011).	20
Figura 8. Efecto de la adición de arena fina en límites de consistencia de dos minerales representativos de arcilla (adaptado de Seed et al, 1964).	21
Figura 9. Ubicación de minerales de arcilla en la Carta de Plasticidad (redibujado de Okkels, 2019).....	22
Figura 10. Flujo de trabajo para utilizar el SRCS (adaptado de Castro et al, 2022).	32
Figura 11. Diagrama de una partícula y su diámetro de círculo circunscrito.	38
Figura 12. Carta Comparativa Visual de Esfericidad y Redondez de granos (Krumbein y Sloss, 1963).....	39
Figura 13. Carta de respuesta de conductividad y permisividad de fluido del suelo (Santamarina, 2017).	44
Figura 14. Carta de clasificación de finos en base a la sensibilidad eléctrica y el límite líquido, la línea azul y roja marcan los horizontes de la clasificación de sensibilidad eléctrica definidos en la Figura 3 (adaptado de Santamarina, 2017).	45
Figura 15. Mineralogía de suelos representada en la Carta de Plasticidad del RSCS y en la Carta de Sensibilidad Eléctrica (adaptado de Jang y Santamarina, 2017).	46

Figura 16. Diagrama triangular de un suelo con cada arista siendo un porcentaje de grava, arena y finos. Los grupos están definidos por medio de las relaciones de vacíos máxima y mínima de las gravas, arenas y el límite líquido de la fracción fina (Park y Santamarina, 2017).....	49
Figura 17. Hoja de Cálculo del RSCS (EGEL KAUST)	50
Figura 18. Comportamiento de las mezclas de suelo en el diagrama triangular del SRCS. 52	
Figura 19. Comparación de límites de comportamiento de mezclas de suelos determinados por Kaouthon et al (2022) y el SRCS.....	53
Figura 20. Valores de peso específico de las arenas pumíticas de acuerdo con el tamaño de partícula y método de prueba.	55
Figura 21. Curvas esfuerzo-deformación de pruebas triaxiales drenadas de arenas pumíticas en dos estados de densidad y dos niveles de confinamiento (adaptado de Wesley, 2010).....	57
Figura 22. Comparativa de resultados de resistencia al cono para (a) arena pumítica y (b) arena de cuarzo, en estados suelto y denso (adaptado de Wesley et al, 1999)..	58
Figura 23. Resultados de ensayos de compresibilidad por edómetro de muestras de arenas pumíticas y de arenas de cuarzo (adaptado de Wesley, 2010).	59
Figura 24. Espesor del suelo de la AMG (adaptado de Zamudio et al, 2020).	61
Figura 25. Tamaños relativos de las capas de agua adsorbida en montmorillonita sódica y caolinita de sodio (redibujado de Lambe, 1958).	67
Figura 26. Zonas potenciales de suelos expansivos en la República Mexicana (Zepeda y Castañeda, 1992).	75
Figura 27. Zonificación geotécnica de la zona metropolitana de Querétaro (Álvarez et al, 2017).....	76
Figura 28. Familia de suelos colapsables (adaptado de Rogers, 1994).....	80
Figura 29. Límites de consistencia de suelos colapsables compilados de la literatura (adaptado de Howayek et al, 2011).	81
Figura 30. Ubicación de los sitios de origen de las muestras a nivel nacional.	93
Figura 31. Ubicación del muestreo del suelo de Guadalajara, Jalisco.	96

Figura 32. Ubicación del muestreo del suelo de Santiago de Querétaro (redibujado de Verdín, 2022).....	97
Figura 33. Ubicación del muestreo del suelo de Rioverde, San Luis Potosí (redibujado de Gallegos et al, 2014).....	97
Figura 34. Distribución de la granulometría de las mezclas de suelo (datos tomados de Zamudio et al, 2018).	109
Figura 35. Distribución de granulometrías gruesas de la mezcla de suelo (datos basados de Zamudio et al, 2018).	111
Figura 36. Granulometría gruesa y fina de las mezclas de suelo (Zamudio et al, 2018)...	112
Figura 37. Curvas granulométricas de la fracción de gravas de las mezclas de suelos.	114
Figura 38. Curvas granulométricas de la fracción de arenas de las mezclas de suelos.....	115
Figura 39. Cartas de Clasificación de Finos y de Sensibilidad de Química del Fluido (adaptado de EGEL KAUST).	116
Figura 40. Distribución de la redondez y esfericidad de la fracción de gravas de suelos pumíticos.....	118
Figura 41. Distribución de la redondez y esfericidad de la fracción de arenas de suelos pumíticos.....	118
Figura 42. Relaciones de vacíos mínimas y máximas obtenidas para la fracción de gravas y fracción de arenas.....	121
Figura 43. Diagramas ternarios de las mezclas: (a) Jal 100% (b) Jal 66% - Tepetate 33% (c) Jal 33% - Tepetate 66% (d) Tepetate 100% (EGEL KAUST).....	123
Figura 44. Diagrama de esfuerzo normal aplicado contra esfuerzo cortante de la mezcla Jal 100%.....	126
Figura 45. Diagrama de esfuerzo normal aplicado contra esfuerzo cortante de la mezcla Jal 66% - Tepetate 33%.	128
Figura 46. Diagrama de esfuerzo normal aplicado contra esfuerzo cortante de la mezcla Jal 33% - Tepetate 66%.	130
Figura 47. Diagrama de esfuerzo normal aplicado contra esfuerzo cortante de la mezcla Tepetate 100%.....	132

Figura 48. Comportamiento mecánico en termino de esfuerzos cortantes pico de las mezclas de suelo con respecto a su contenido de finos y niveles de esfuerzos normales aplicados.....	135
Figura 49. Comportamiento mecánico en termino de esfuerzos cortantes residuales de las mezclas de suelo con respecto a su contenido de finos y niveles de esfuerzos normales aplicados.	135
Figura 50. Comportamiento de conductividad de mezclas de suelo de acuerdo con el contenido de finos con escala de conductividad en escala logarítmica (datos de Zamudio et al, 2018).	137
Figura 51. Comportamiento de conductividad de mezclas de suelo de acuerdo con el contenido de finos con escala de conductividad en escala linear (datos de Zamudio et al, 2018).	138
Figura 52. Distribución de la granulometría del suelo de Querétaro (datos tomados de Verdín, 2022).....	139
Figura 53. Distribución de granulometrías gruesas del suelo de Querétaro (datos basados de Verdín, 2022).	141
Figura 54. Granulometría gruesa y fina del suelo de Querétaro (adaptado de Verdín, 2022).	142
Figura 55. Valores de suelo expansivo en la carta de plasticidad del SUCS (adaptado de ASTM, 2017).	144
Figura 56. Cartas de Clasificación de Finos y de Sensibilidad de Química del Fluido para la fracción fina en condiciones naturales (adaptado de EGEL KAUST).....	146
Figura 57. Cartas de Clasificación de Finos y de Sensibilidad de Química del Fluido para la fracción fina estabilizadas con 3% de cal (adaptado de EGEL KAUST).	147
Figura 58. Cartas de Clasificación de Finos y de Sensibilidad de Química del Fluido para la fracción fina estabilizadas con 5% de cal (adaptado de EGEL KAUST).	147
Figura 59. Evolución de la fracción fina del material de acuerdo con su estabilización con cal en las Cartas de Clasificación de Finos y de Sensibilidad de Química del Fluido (adaptado de EGEL KAUST).	148

Figura 60. Evolución de la fracción fina del material de acuerdo con su estabilización con arena sílice en las Cartas de Clasificación de Finos y de Sensibilidad de Química del Fluido (adaptado de EGEL KAUST).	148
Figura 61. Distribución de la granulometría del suelo de San Luis Potosí (datos tomados de Gallegos, 2022).	151
Figura 62. Distribución de granulometrías gruesas del suelo de San Luis Potosí (datos basados de Gallegos et al, 2014).	152
Figura 63. Granulometría gruesa y fina del suelo de San Luis Potosí (Gallegos et al, 2014).	154
Figura 64. Valores de suelo expansivo en la carta de plasticidad del SUCS (adaptado de ASTM, 2017).	155
Figura 65. Cartas de Clasificación de Finos y de Sensibilidad de Química del Fluido para la fracción fina en condiciones naturales (adaptado de EGEL KAUST).....	157
Figura 66. Cartas de Clasificación de Finos y de Sensibilidad de Química del Fluido para la fracción fina estabilizadas con 3% de cemento (adaptado de EGEL KAUST).	158
Figura 67. Cartas de Clasificación de Finos y de Sensibilidad de Química del Fluido para la fracción fina estabilizadas con 5% de cemento (adaptado de EGEL KAUST).	158
Figura 68. Evolución de la fracción fina del material de acuerdo a su estabilización en las Cartas de Clasificación de Finos y de Sensibilidad de Química del Fluido (adaptado de EGEL KAUST).	159

1. Resumen

Los Sistemas de Clasificación de Suelos se han utilizado para definir el comportamiento de los materiales naturales por medio de pruebas índices que cuantifican algunas características fundamentales de los suelos como su composición granulométrica y plasticidad. Uno de los sistemas más utilizados en México y el mundo es el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

La práctica profesional ha establecido correlaciones de los resultados de estas pruebas índices con el comportamiento de suelos especiales como los pumíticos, expansivos, dispersivos o colapsables. La identificación de estos suelos es importante para la implementación de técnicas de prevención o remediación y tiene como consecuencia la reducción de costos en cimentaciones.

Se ha propuesto un nuevo sistema de clasificación de suelos denominado Sistema Revisado de Clasificación de Suelos (SRCS) que consiste en la revisión de las pruebas índice del Sistema Unificado tales como granulometría y plasticidad y establece un modelo para los límites de comportamiento mecánico e hidráulico, así como una nueva clasificación de suelos finos en función de su respuesta ante condiciones químicas extremas.

Esta investigación utiliza este nuevo sistema de clasificación con tres suelos de diferentes Estados de la República Mexicana: Guadalajara, Querétaro y San Luis Potosí. El primero, permite comparar el comportamiento mecánico e hidráulico esperado de los suelos pumíticos con algunos resultados experimentales. El segundo y tercero se utilizan para la identificación de suelos expansivos y colapsables y comparar su comportamiento esperado con algunos resultados experimentales bajo dos niveles de estabilización química.

Los resultados de la aplicación de este nuevo sistema de clasificación apuntan a que el comportamiento mecánico e hidráulico de los suelos pumíticos no se describe adecuadamente, mientras que el comportamiento de plasticidad de los suelos expansivos y colapsables ante diferentes niveles de estabilización química no es lineal como en el SUCS.

Palabras claves: *SUCS, SRCS, Suelos pumíticos, Suelos expansivos, Suelos colapsables.*

2. Abstract

Soil Classification Systems have been used to define the behavior of natural materials through index tests that represent fundamental properties of soils such as their grain size composition and plasticity. One of the most widely used systems in Mexico and the world is the Unified Soil Classification System (SUCS).

In the Professional Practice, correlations have been established between the results of these index tests with behaviors of special soils such as pumice, expansive or collapsible soils. The identification of these soils is important for the implementation of preventive or remediation techniques and has the consequence of reducing costs in foundations.

A new classification system called the Revised Soil Classification System (RSCS) has been proposed, which consists of the revision of the index tests of the Unified System of the grain size analysis and plasticity tests and offers a model that establishes the limits of mechanical, hydraulic behavior and a new classification of fine soils based on their response to extreme chemical conditions.

This research uses this new classification system with three soils of different States of the Mexican Republic: Guadalajara, Queretaro, and San Luis Potosí. The first, allows the comparison of the expected mechanical and hydraulic behavior of pumice soils with some experimental results. The second and third soils are used to identify expansive or collapsible soils and compare their behavior with some experimental results under two levels of chemical stabilization.

The results of the application of this new classification system indicate that the mechanical and hydraulic behavior of pumice soils is not adequately described, while the plasticity behavior of expansive and collapsible soils under different levels of chemical stabilization is not linear as expressed in the USCS.

Keywords: USCS, RSCS, Pumice soils, Expansive soils, Collapsible soils.

3. Introducción

Para fines de facilitar la comunicación entre ingenieros se ha tenido la necesidad de sistematizar la forma de clasificar los suelos tomando en cuenta su comportamiento.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) es mundialmente aceptado por los ingenieros ya que les permite anticipar el comportamiento de los suelos al agruparlos en varias categorías de respuesta basado en las propiedades índice de granulometría y plasticidad (WES, 1960). Las pruebas de este sistema son relativamente sencillas y forman parte de cualquier equipo de laboratorio de mecánica de suelos. En México este sistema ha sido adoptado para la clasificación de suelos bajo la norma NMX-C-536-ONNCCE (ONNCCE, 2017).

Los resultados de pruebas índices se han utilizado para describir suelos con propiedades especiales como lo son suelos pumíticos, expansivos o colapsables. Estas correlaciones son útiles como una primera aproximación de los riesgos asociados de estos suelos y punto de partida para la realización de pruebas adicionales como pruebas mecánicas y pruebas de expansión y colapso.

Con mayor cantidad de información a lo largo de más de 60 años desde la aceptación del SUCS se ha propuesto un nuevo sistema apegado al comportamiento e hidráulico de los materiales denominado Sistema Revisado de Clasificación de Suelos (SRCS) (Park y Santamarina, 2017). Esta propuesta está basada en las propiedades físicas de los suelos y tiene el objetivo de tomar una mayor consideración en:

- a) la plasticidad de mezclas de suelos gruesos y finos
- b) el efecto de la forma y gradación en la densidad de empaque de la fracción gruesa del suelo (gravas y arenas)
- c) el efecto de los finos plásticos en las propiedades mecánicas y de conducción del suelo que no es caracterizada por los límites de 50% y 5%-12% del SUCS
- d) reflejar el juego que la superficie específica y la química del fluido de poro tiene con el comportamiento de los finos.

Estos 4 puntos no se encuentran cubiertos por el SUCS y el RSCS se propone como una alternativa para abarcar estas omisiones, ya que se ha demostrado que estos efectos tienen un impacto en el comportamiento de los materiales. Queda comprobar si estas pruebas índices revisadas pueden ayudarnos con una identificación clara de suelos especiales como los pumíticos, expansivos o colapsables.

3.1. Justificación

Los suelos pumíticos son suelos que tienen variaciones en su comportamiento mecánico a diferentes estados de esfuerzos (Lazcano, 2018; Wesley et al, 1999). Este comportamiento ha sido estudiado, pero no ha sido completamente entendido. Estos materiales se encuentran en regiones geológicas con alta actividad volcánica (Wesley et al, 1999) y en los cuales hay desarrollos humanos de alta densidad como en Italia (Morrone et al, 2020), Nueva Zelanda (Pullar et al, 1977), Japón (Kikkawa et al, 2013) y en México (Lazcano, 2004).



Figura 1. Suelos pumíticos en un corte artificial (Rodríguez, 2022)

Los suelos expansivos tienen una cobertura en el territorio mexicano cercano al 8% (SEMARNAT, 2013) en los Estados de Querétaro, Guanajuato, Michoacán, Tamaulipas, Morelos, Sonora, Baja California Norte y Sur, Veracruz, Chiapas y Campeche (Zepeda, 2004). El monto de las pérdidas producidas anualmente por los daños de suelos expansivos es mayor al de los daños producidos por la acción de inundaciones, huracanes, sismos y tornados (González et al, 2012). Un dato histórico es la pérdida económica de \$2.3 mil millones de dólares americanos que Jones y Holtz estimaron en 1973 para EE. UU. por afectaciones de suelos expansivos. Esta cantidad ajustada para 2023 es de aproximadamente \$12.1 millones de dólares americanos (Alioth Finance, 2023) o \$230.3 mil millones de pesos mexicanos (Wolfram|Alpha, 2023).



Figura 2. Agrietamiento de residencia del Fraccionamiento Misión del Parque en Santiago de Querétaro por presencia de suelos expansivos (Vázquez, 2022)

Los suelos colapsables tienen una cobertura del 10% de la superficie de la Tierra (Jefferson y Rogers, 1999) se ubican en las zonas áridas y semiáridas, como en la región Norte (Cabello, 1990) y en la región Centro (Gallegos et al, 2014). La presencia de este tipo de materiales

puede resultar en un incremento en costes para su remediación, como en el caso histórico de una carretera construida en Luisiana, EE. UU. en 1973 donde fue necesario incrementar el coste de la carretera por \$2.5 millones de dólares americanos (\$16,779,842.34 en dólares americanos actuales) (Arman y Thorton, 1973) para resolver el problema de suelo colapsable presente en el trazo de la vía.



Figura 3. Suelos colapsables de Rioverde, San Luis Potosí: Oquedades en el subsuelo (izquierda), cavernas (centro) y estructuras colapsadas (derecha) (García-Ezquivel et al, 2023).

Por lo cual, el poder tener métodos sencillos de identificación para estos tipos de suelos problemáticos y su potencial de riesgo es útil para la práctica de ingeniería geotécnica y la toma de decisiones para la construcción de cimentaciones.

4. Antecedentes

4.1. Métodos de Clasificación de Suelos

La clasificación de los suelos es el primer paso para cualquier proyecto geotécnico (Davis, 2008) para poder darse una idea del comportamiento mecánico, hidráulico o de deformación de las capas de materiales que componen el suelo de desplante de las estructuras.

Uno de los sistemas más implementados en ingeniería es el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), desarrollado por el Dr. Arthur Casagrande en 1948. Este sistema fue desarrollado para su uso en aeródromos durante la Segunda Guerra Mundial para los EE. UU. y posteriormente fue utilizado por agencias americanas para fines de ingeniería (Buró de Reclamación y el Cuerpo de Ingenieros del Ejército), culminando en su publicación con el nombre actual en 1952 (Gobins, 2014). El sistema ha sido reconocido e implementado en normativas y estándares internacionales (ASTM D2487, 2017; ISO 14688:1, 2018) y nacionales (ONNCCE, 2017; IMT, 2003).

El propósito de este sistema es el de proveer de un método sistemático de categorizar a los suelos de acuerdo con su comportamiento ingenieril y permitir el acceso de la experiencia de otros ingenieros (Gobins, 2008 citando a Holtz et al, 1981).

El SUCS clasifica a los suelos de la siguiente forma (Das y González, 2015):

1. Suelos de grano grueso que son de una naturaleza gravosa o arenosa con menos del 50% del material que pasa por la malla de 0.075 mm (Malla #200). El símbolo de grupo empieza con un prefijo de G o S. G es para grava o suelo gravoso, S es para arena o suelos arenosos (*sand* en inglés).
2. Suelos de grano fino que tienen un 50% o más de material que pasa por la malla de 0.075 mm (Malla #200). Los símbolos del grupo empiezan con los prefijos de M (limo inorgánico), C (arcillas inorgánicas) u O (limos o arcillas orgánicas). El símbolo Pt se usa para turbas, lodos o suelos altamente orgánicos.

Esta clasificación es de manera gravimétrica, donde el parámetro de control es la cantidad de peso de partículas con un horizonte de tamaño. La justificación de este tamaño como horizonte es que las partículas con tamaño menor a 0.075 mm interactúan con las fuerzas eléctricas (van der Waals, efecto de doble capa) (Narsilio y Santamarina, 2016).

En suelos de grano grueso, las arenas se diferencian de las gravas por medio de otro horizonte de tamaño, 4.75 mm (Malla #40) que aproximadamente establece el límite en que las fuerzas capilares afectan a las partículas del suelo (Narsilio y Santamarina, 2016).

En el caso de suelos gruesos, los tamaños y distribución de sus partículas son parámetros fundamentales para entender el tipo de comportamiento que el suelo puede exhibir. Esta propiedad se le denomina granulometría.

En suelos de grano fino también existe un horizonte de tamaño de partícula que separa a los limos de las arcillas, el cual se ha establecido de 0.002 mm (2 μ m). A estas escalas de tamaños la granulometría deja de tener importancia en el comportamiento y el parámetro de control para los suelos finos es su plasticidad, expresado en términos de sus límites de consistencia. Estos límites definen el estado físico del material ante su contenido de agua.

Este sistema no contempla la propiedad de la capacidad de intercambio catiónico del suelo como parámetro de clasificación, el cual es un parámetro útil para estimar su mineralogía o definir el potencial de expansión de suelos arcillosos.

4.1.1. Granulometría en Suelos

Se entiende como granulometría como el análisis de los tamaños de grano que componen la fracción de sólidos (no orgánicos) del suelo.

4.1.1.1. Métodos de determinación

Se tienen dos métodos para analizar el tamaño de grano de las partículas y está definido en el límite de tamaño de la partícula: la fracción gruesa se considera como toda partícula con un tamaño nominal mayor o igual a 0.075 mm (Malla #200) y la fracción fina como toda partícula con tamaño nominal menor a 0.075 mm (Malla #200).

4.1.1.1.1. En la fracción gruesa

En la fracción con tamaño mayor a 0.075 mm se utilizan mallas con una serie de tamaños nominales en los cuales se atraviesa el suelo en estado disgregado y seco. Al pasar todo el material por las mallas, se mide la masa retenida en cada malla y se tabulan estos valores.

Existe una normativa nacional que establece los tamaños nominales de las mallas, NMX-C-496-ONNCCE-2014 emitida por el Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación (ONNCCE). En la práctica de laboratorios de terracerías se tiene el estándar publicado por el Instituto Mexicano del Transporte denominado M-MMP-1-06/03. Internacionalmente se tiene el estándar D6913 emitida por ASTM y el estándar 17892 emitido por la ISO.

El tamaño nominal de estas mallas se resume en la Tabla 1 de acuerdo con su normativa.

Tabla 1. Tamaños nominales de malla (en milímetros) utilizados en el análisis granulométrico de partículas de suelo de diferentes normativas. La precisión de los decimales se reproduce de acuerdo a cada norma.

ONNCCE^a	IMT^b	ASTM^c	ISO^d
75.0	75	75	63.0
50.0	50	50	50.0
			45.0
37.5	37.5	37.5	37.5
25.0	25	25.0	28.0
			22.4
19.0	19	19.0	20.0
			16.0
			14.0
12.5	12.5	12.5	
			11.2
			10.0
9.5	9.5	9.5	
			8.0
6.3	6.3		6.3
			5.6
			5.0
4.75	4.75	4.75	
2	2.0	2.00	2.0
0.850	0.850	0.850	0.850
0.425	0.425	0.425	0.425
0.250	0.250	0.250	0.250
0.150	0.150	0.150	0.150
		0.106	
0.075	0.075	0.075	0.075

^a NMX-C-496-ONNCCE-2014 (ONNCCE, 2014), ^b M-MMP-1-06 (IMT, 2003), ^c D6913, (ASTM, 2017),

^d ISO/TS 17892-4:2004 (ISO, 2014)

En la Tabla 1 se observa que no todos los estándares usan las mismas mallas, por lo que, dependiendo del estándar utilizado, la apreciación de los parámetros que describen la curva granulométrica generada puede no ser la misma.

Se observa que el tamaño de partícula 4.75 mm (Malla #4), el tamaño que separa las gravas de las arenas coincide en los estándares de ONNCCE, IMT y ASTM, pero no en la ISO, que usa un tamaño de 2.0 mm para definir a la grava (ISO 14688-1, 2002).

En el tamaño límite de 0.075 mm (Malla #200) ocurre algo similar, para el ISO, un material fino es aquel con un tamaño menor de partícula de 0.063 mm. La diferencia posiblemente radica en la estandarización métrica europea en la fabricación de las mallas.

Es importante señalar que el tamaño registrado en el análisis granulométrico por mallas es la segunda dimensión más larga que puede pasar por la abertura de la malla (Briaud, 2013). Esto es debido a que la malla es una superficie plana y no considera las tres dimensiones de la partícula sólida que se retiene.

El producto de una prueba de granulometría es una curva granulométrica. La curva se genera en una gráfica semilogarítmica donde el eje de las abscisas es el tamaño de la partícula (en escala logarítmica) y en el eje de las ordenadas el material que pasa el tamaño de esa partícula (en escala lineal).

Los parámetros que describen una curva granulométrica son los coeficientes de uniformidad y curvatura.

El coeficiente de uniformidad (c_u) describe la variación y proporción del tamaño del grupo de partículas de la siguiente forma.

$$c_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Si el coeficiente de uniformidad es menor de 5 la granulometría es uniforme, si está comprendido entre 5 y 20 el suelo es poco uniforme y si es mayor de 20 se trata de un suelo bien graduado (Juárez et al, 2008).

El coeficiente de curvatura (c_c) describe la convexidad de la curva granulométrica y la presencia de diámetros extremos (Narsilio y Santamarina, 2016). Se define como:

$$c_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} D_{60}}$$

Dónde:

D_{60} Diámetro o tamaño por debajo del cual queda el 60% del suelo, en peso,

D_{30} Diámetro o tamaño por debajo del cual queda el 30% del suelo, en peso,

D_{10} Diámetro o tamaño por debajo del cual queda el 10% del suelo, en peso.

Los valores de D_{60} , D_{30} y D_{10} pueden interpolarse de la curva si este valor no se presenta en el valor de una malla.

La Figura 4 presenta diferentes comportamientos que puede exhibir la curva granulométrica:

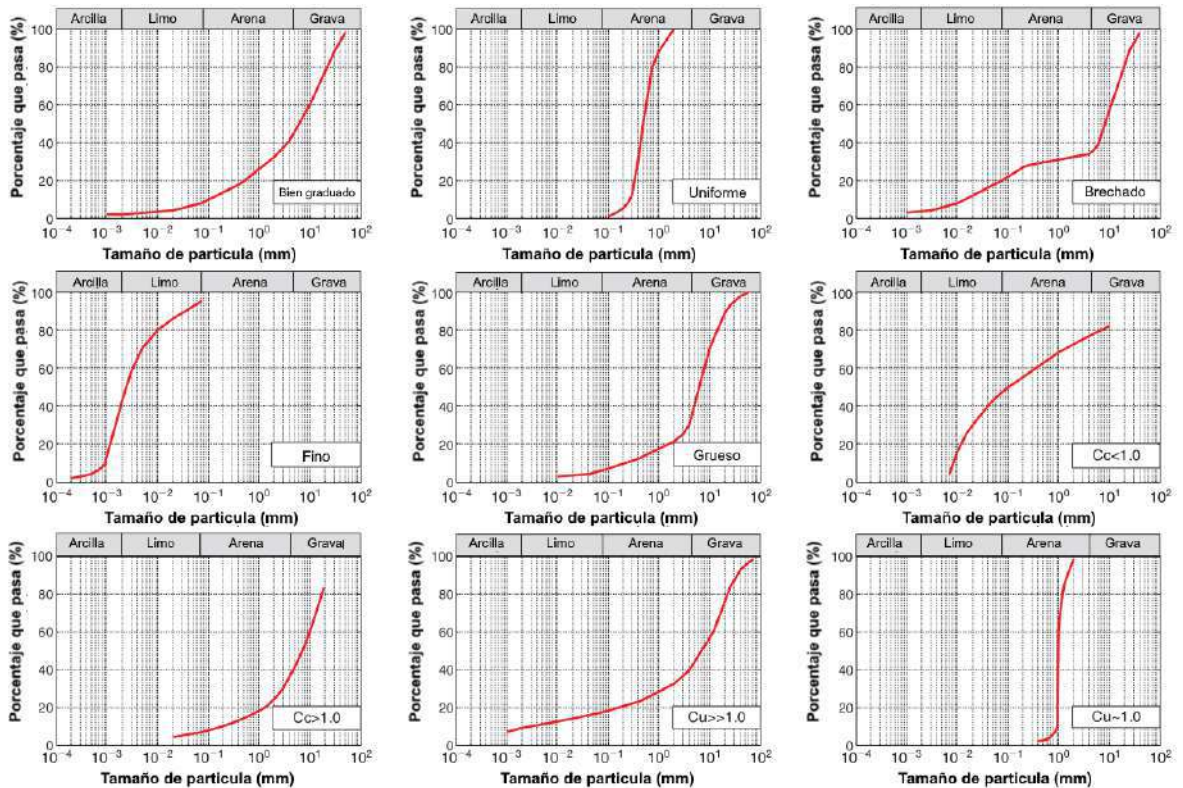


Figura 4. Diferentes curvas granulométricas con comportamientos diferentes (adaptado de Briaud, 2013).

En el caso de que se requiera determinar la granulometría específica de una fracción como la grava o la arena, uno simplemente puede tomar los valores de retención parcial del análisis completo, la suma de pesos obtenido de la fracción y determinar los coeficientes de curvatura de acuerdo con los tamaños D_{10} , D_{30} y D_{60} de la fracción de interés.

4.1.1.1.2. En la fracción fina

En la fracción con tamaño menor a 0.075 mm la granulometría se determina por la sedimentación del suelo al medir la densidad de una mezcla de agua, suelo y un defloculante a lo largo del tiempo. El defloculante se introduce en esta mezcla para evitar que las partículas de suelo se aglomeren y generen tamaños que provoquen errores en la prueba. Para medir la densidad de esta solución se utiliza un dispositivo llamado hidrómetro, lo que causa que en la práctica de ingeniería se le refiera a esta prueba con ese nombre. Esta prueba se encuentra estandarizada como D7928 (ASTM, 2021) y la ISO 17872-4 (ISO, 2004).

El método de hidrómetro tiene el problema la ley de Stokes, usado en la interpretación del mecanismo de sedimentación de la partícula, tiene la suposición fundamental que la partícula que sedimenta es esférica. En el caso de suelos de grano fino la mayoría de las partículas de arcilla son de forma de láminas o en pocos casos, tubos o listones (Mitchell y Soga, 2005), por lo que la prueba nos está diciendo el diámetro esférico equivalente (Briaud, 2013).

Adicionalmente se tiene que algunos materiales de origen volcánico no defloculan con las soluciones estándar de la prueba, dando resultados erróneos del tamaño de las partículas (Herrera et al, 2007).

Existe un método experimental que utiliza difracción mediante un rayo láser y se mide la reducción en la intensidad del rayo láser para poder determinar el tamaño de la partícula.

De estos dos métodos, la fracción de arcilla tiende a ser sobrestimada por el hidrómetro mientras que la difracción laser la subestima (Šinkoviová et al, 2017).

La granulometría por sedimentación de la fracción fina no es usada en el SUCS ya que no es de gran impacto como su comportamiento como lo son los límites de consistencia.

4.1.1.2. Implicaciones en propiedades geotécnicas del suelo

Los tamaños y distribución de las partículas tienen consecuencia en el arrastre (sufusión), transporte, deposición, porosidad, permeabilidad, resistencia a la carga y reactividad química (Blott y Pye, 2012). Otro estudio demuestra que la resistencia al corte y la rigidez de bajas deformaciones se afecta en el contenido de finos (Zuo y Baudet, 2016).

El coeficiente de uniformidad, junto con la forma de la partícula afecta en las relaciones de vacíos máximas y mínimas del material (Youd, 1973) y por lo tanto en su densidad relativa. Esta densidad relativa está asociada con la resistencia pico de los materiales en una relación proporcional (González de Celis et al, 2014).

La cantidad de la fracción fina en la masa de suelo tiene efectos en las propiedades de resistencia y la hidráulica del suelo (El-Husseiny, 2021 citando a Hwang et al 2017, Koltermann, et al, 1995, El Husseiny et al, 2017, Salgado et al, 2000 y Selig et al, 1973 y a Kamann, et al, 2007). Es por ello que en el SUCS en la clasificación de suelos gruesos se tiene una provisión en donde la presencia de un contenido de finos mayor al 15% la segunda letra de la nomenclatura, que usualmente corresponde a la gradación del material grueso se sustituye por la letra del comportamiento del material fino M, limo o C, arcilla (ASTM, 2018).

El incremento del contenido de la fracción fina incrementa la densidad de los materiales hasta un punto, después de ello el material tiende a reducirse. Este efecto depende también de la plasticidad de la fracción fina.

El efecto de la fracción fina, de acuerdo con un modelo inicialmente desarrollado por Zhang et al en 2011 y modificado y expandido por El-Husseiny en 2021 para la determinación de la conductividad hidráulica de un suelo está en función en la forma en que la fracción fina se encuentra en el empaquetamiento de la fracción gruesa, su grado de plasticidad y su potencial de hinchamiento.

En cuanto a hinchamiento, se ha demostrado que la presencia de arena en la muestra de suelo afecta en el índice de hinchamiento del suelo (Afolagboye et al, 2021).

Otro punto para desarrollar en la granulometría es que este no solo puede determinar la porosidad de la masa de suelo, sino el tamaño de los poros, que es un factor de mayor afectación en la conductividad hidráulica (Nimmo, 2004).

En estudios de sufusión determinar la granulometría del suelo nos ayuda a entenderlo como una composición de dos fracciones de partículas, una inmóvil, denominada textura principal y partículas sueltas localizadas en los huecos formados por la parte inmóvil. En simulaciones numéricas hechas en materiales esféricos con diferentes coeficientes de uniformidad y arreglos de acomodo se determinó que la curva granulométrica y su coeficiente de uniformidad nos indican la contribución de la masa de partículas a la textura principal, pero esto también depende del acomodo de las partículas de suelo. Adicionalmente no hay un límite específico que separa la fracción inmóvil de la móvil, y hay un rango de traslape en los tamaños de partícula (To et al, 2015).

En la práctica de ingeniería se tienen materiales denominados CFM (Coarse-Fines Mixtures, mezclas de gruesos-finos). Los cuales se han estudiado y se señala que el SUCS no puede representar apropiadamente los comportamientos transicionales de estas mezclas de suelo (Ekici, et al, 2022) debido a los límites establecidos para separar los comportamientos.

4.1.2. Límites de consistencia en suelos

Los límites de consistencia en la práctica de ingeniería se le conocen también como Límites de Atterberg debido a que inicialmente fueron propuestos por el químico y agrónomo sueco Albert Atterberg en 1911 en sus investigaciones para clasificar los estados del suelo. Para Atterberg, el suelo tenía 4 estados principales (sólido, semisólido, plástico y líquido), marcados por 3 horizontes (límite líquido, límite plástico y límite de contracción) que definen los puntos de transición para cada estado (Seed et al, 1964).

El Dr. Arthur Casagrande tomó como base los conceptos de Atterberg para su sistema de clasificación y consideró el límite líquido e índice plástico como referentes para el comportamiento de los suelos finos (Casagrande, 1948). Dentro del desarrollo de esta clasificación surgió el concepto del índice plástico, que marca el rango de contenido de agua en el cual el suelo se comporta plásticamente (Dumbleton y West, 1966).

El índice plástico (IP) es una medida de la plasticidad del suelo, ya que señala el rango en el cual el suelo presenta propiedades plásticas. Se define como la diferencia del Límite Líquido (LL) con el Límite Plástico (LP):

$$IP = LL - LP$$

Casagrande tomó como parámetros de referencia el límite líquido y el índice plástico para describir el comportamiento de los suelos finos y los agrupó para formar la primera Carta de Plasticidad como parte del Sistema de Clasificación de Aeropistas (ACS, por sus siglas en inglés) para la Oficina de Jefe de Ingenieros de EE. UU. (Casagrande, 1948). Esta primera carta se muestra en la Figura 5.

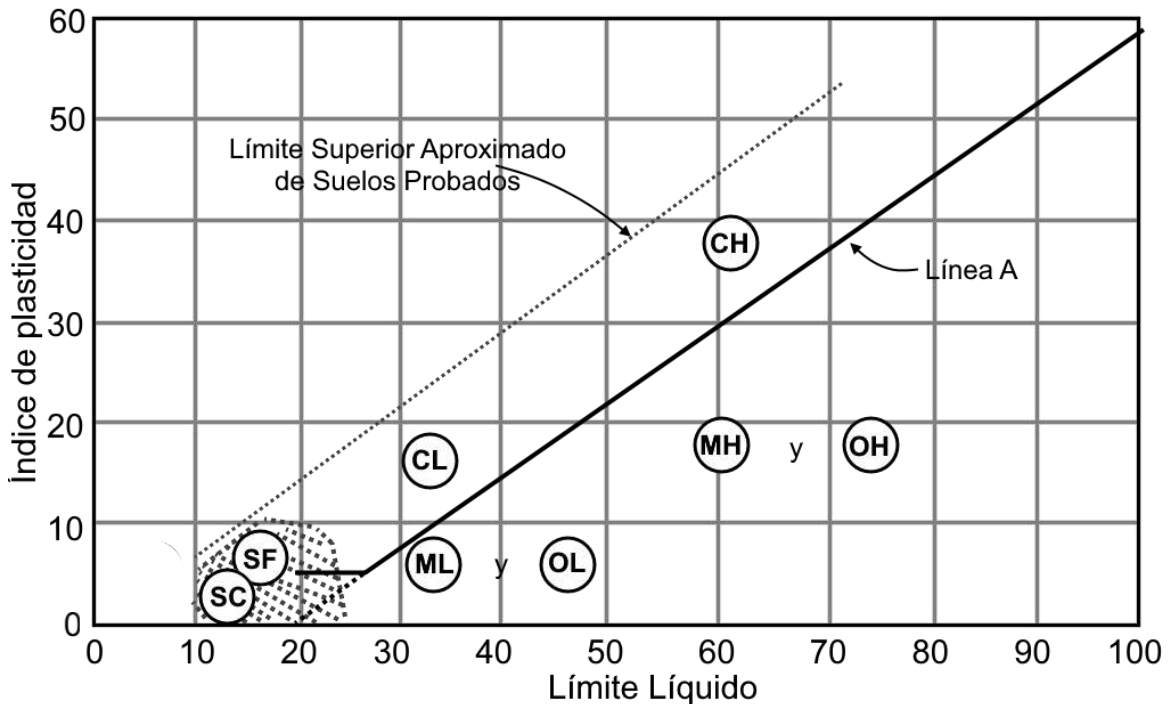


Figura 5. Carta de Plasticidad para Sistema de Clasificación de Aeropistas (redibujado de Casagrande, 1948)

Tiempo después el sistema ACS pasaría a ser llamado Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) cuando varias Agencias del Gobierno de EE. UU. empezaron a utilizar una modificación del sistema ACS en 1952 (ASTM, 2017).

En la versión modificada para el SUCS (Figura 6), la Carta tiene 5 clasificaciones principales colocadas en zonas divididas de acuerdo con 3 líneas principales graficadas en un espacio cartesiano con el eje horizontal representando el Límite Líquido y el eje vertical representando el Índice Plástico.

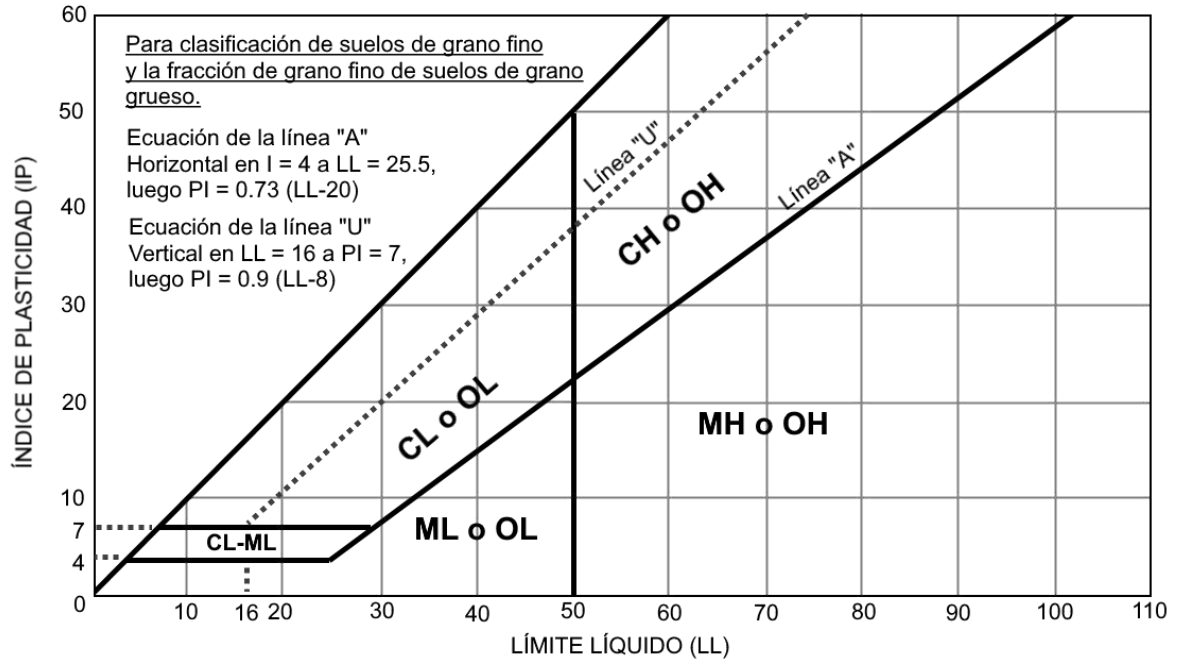


Figura 6. Carta de Plasticidad para Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (redibujada de ASTM, 2017).

La primera línea, que marca la diferencia entre suelos de baja (L) y alta (H) compresibilidad, se traza dibujando una línea recta vertical en el punto de $LL = 50\%$.

La segunda línea, conocida como la línea A, marca la diferencia empírica entre el grupo de Arcillas (C) y Limos (M), se traza con las siguientes ecuaciones:

$$\begin{cases} \text{Horizontal de } PI = 4 \text{ a } LL = 25.5 \\ PI = 0.73(LL - 20) \text{ de } LL > 25.5 \end{cases}$$

La tercer y última línea, conocida como la línea U, que marca el límite empírico del espacio de resultados posibles se traza con las ecuaciones:

$$\begin{cases} \text{Vertical de } LL = 16 \text{ a } PI = 7 \\ PI = 0.9(LL - 8) \text{ de } LL > 16 \end{cases}$$

La zona de arcillas limosas (CL-ML) se genera dibujando una línea recta en $PI = 7$ de $LL = 0$ hasta $LL = 29.59$ (Punto de intercepción con línea A).

Los grupos de clasificación se resumen en la Tabla 2.

Tabla 2. Clasificación de Suelos Finos de acuerdo con SUCS (ASTM, 2017).

Símbolo de grupo	Nombre	Condiciones
CL	Arcilla de baja compresibilidad Arcilla ligera	Límite líquido < 50 y IP ubicado por encima de la línea A.
CH	Arcilla de alta compresibilidad Arcilla gruesa	Límite líquido > 50 y IP ubicado por encima de la línea A.
ML	Limo de baja compresibilidad Limo	Límite líquido < 50 y IP ubicado por debajo de la línea A.
MH	Limo de alta compresibilidad Limo elástico	Límite líquido > 50 y IP ubicado por debajo de la línea A.
CL-ML	Arcilla limosa	IP entre 4-7 y LL ente 5-25
OL	Suelo orgánico de baja compresibilidad	Relación entre Límite líquido en condiciones naturales y Límite líquido después de secado en horno < 0.75 y Límite líquido en condiciones naturales < 50
OH	Suelo orgánico de baja compresibilidad	Relación entre Límite líquido en condiciones naturales y Límite líquido después de secado en horno < 0.75 y Límite líquido en condiciones naturales < 50

En la clasificación del SUCS se tiene que las iniciales L y H en este sistema aluden a su comportamiento de su compresibilidad y no a su plasticidad. Se considera hacer esta distinción ya que se suele confundir estos términos al momento de generar la descripción por la clasificación SUCS (Juárez y Rodríguez, 2008). Sin embargo, en el sistema de descripción ASTM e ISO, ellos utilizan la palabra “*plasticity*” (plasticidad) para referirse a la clasificación de los suelos finos, que puede ser la razón por la que se continúa con esta discrepancia en terminología al traducirse al español.

4.1.2.1. Métodos de determinación de límites de consistencia

A la fecha el SUCS bajo el estándar ASTM D2487 permite únicamente el uso de la Copa de Casagrande para la determinación del límite líquido y el uso de los rollos para determinar el límite líquido mediante el estándar ASTM D4318 (ASTM, 2017).

El principio físico de la Copa de Casagrande es el de la resistencia de un talud sometido a fuerzas dinámicas por medio de la percusión de la copa. La resistencia varía en el material debido al contenido de agua de la masa de suelo ensayada. Un análisis de la mecánica de la prueba se encuentra resumida en Haigh (2012) y se desarrolla en Wroth (1979).

Se debe mencionar que existe una variación en la prueba de la Copa de Casagrande por la base en donde se golpea la copa. Existen variantes de una base blanda y una base rígida. Haigh (2016) analizó las diferencias entre valores y se determinó que la variación entre ambos tipos de pruebas puede definirse mediante la siguiente ecuación:

$$LL_{rígida} = 0.845LL_{blanda} + 4.7\%$$

Dónde:

$LL_{rígida}$ Límite líquido obtenido mediante una Copa de Casagrande con base rígida
 LL_{blanda} Límite líquido obtenido mediante una Copa de Casagrande con base blanda

Existe otro método de determinar el límite líquido mediante el uso de un penetrómetro cónico estandarizado y es el más usado en países europeos (Haigh, 2012). El mecanismo de la prueba viene desarrollado por Houlsby (1982) y Koumoto y Holsby (2001).

Estas dos pruebas tienen la diferencia fundamental que la Copa de Casagrande es la medición de una resistencia específica y el Cono mide la resistencia no drenada (Haigh, 2012).

La diferencia entre los dos métodos ha sido estudiada por varios autores: Sridharan et al, 2000; Mendoza et al, 2001; Schmitz et al, 2004; Orhan et al, 2006; Dragoni et al, 2008; Ozer, 2009; Shimobe, 2010; Karakan, 2020; y Crevelin et al, 2019. Campbell et al (1984) resumen las diferencias de este modo:

- El Cono no resulta en un tiempo más rápido de realización de pruebas que la Copa de Casagrande.
- El aparato de cono es más fácil de mantener en un ajuste correcto que el dispositivo de la Copa.
- Ambos métodos son sensibles a variaciones en la manufactura. El Cono aparenta ser menos sensible a estas variaciones que la Copa.
- El método del Cono da resultados más reproducibles que el método de Casagrande.
- El método de Cono permite determinar el límite líquido en materiales de baja plasticidad que no pueden ensayarse con el método de Casagrande.
- El método de cono es menos sensible por el operador que el método de Casagrande.
- Es posible correlacionar el límite plástico con un valor de penetración usando el dispositivo del Cono.
- El uso del método del cono tiene el potencial de mejorar el entendimiento de la resistencia al corte del suelo cerca del límite líquido.

Los resultados de la investigación de Crevelin y Bicalho (2019) es que la diferencia entre ambas pruebas es menor en suelos con un límite líquido menor a 100% y mayor en suelos con límite líquido mayor a 200%.

Si se considera que el coeficiente de variación de este parámetro está reconocido en un 10 a 20% (Ameratunga y Das, 2016) entonces la variación entre métodos está dentro de la variación natural de la prueba.

4.1.2.2. Efectos de la granulometría en los límites de consistencia

El SUCS especifica que las pruebas de límites de consistencia se realicen en materiales con el 50% de su masa se conforme de partículas que tengan un tamaño de grano menor a 0.075 mm (Malla #200) (ASTM, 2021). Sin embargo, en la norma de la determinación de límite líquido especifican que el material de la prueba sea de un tamaño de partícula máximo menor a 0.420 mm (Malla #40). Esto implica que la prueba tiene un contenido de arena disuelto en la fracción fina a ensayar.

La presencia de esta arena tiene consecuencias en los valores de límite líquido, en estudios realizados donde se controla la fracción de arena se demuestra que la adición de esta arena reduce el límite líquido de la muestra y por lo tanto cambia la clasificación de la fracción fina (Afolagboye et al, 2021; Kayabali, 2011).

En un estudio realizador Topcu (2011) la diferencia entre valores puede ser de hasta 30% y puede variar con la mineralogía de la fracción fina.

De acuerdo con la investigación de Kayabali (2011), se realizaron 60 ensayos de límite líquido en suelos considerando el cribado del material, por medio de la malla de 0.425 mm (Malla #40) y de 0.075 mm (Malla #200) y en ambos materiales por medio del método de la Copa de Casagrande y por el Penetrómetro de Cono. Los resultados de estos ensayos se muestran en la Figura 7, donde se observa que los límites líquidos cribados al tamaño de sueño fino tienden a tener un mayor límite líquido, independiente del método de prueba. El método de prueba del cono tiende a tener diferencias con la Copa de aproximadamente 6%.

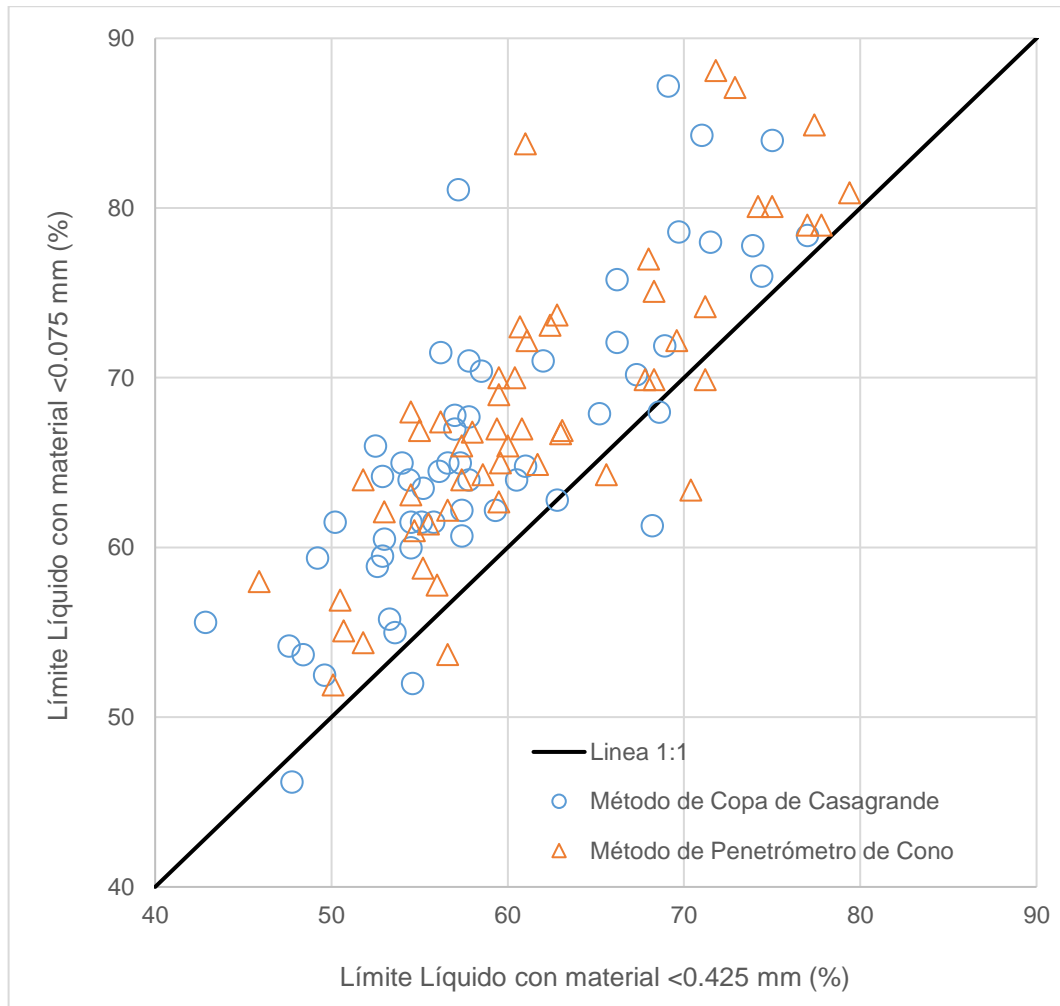


Figura 7. Diferencia de resultados de límite líquido de acuerdo con el cribado del material y al método de prueba (datos obtenidos de Kayabali, 2011).

Seed et al, (1964) realizaron un estudio de los valores de los límites de consistencia en minerales de arcilla de caolinita y montmorillonita en estado puro junto con la adición de arena fina silíceosa (<0.420 mm) en varias proporciones. Los resultados se muestran en la Tabla 3 y se muestran gráficamente en la Figura 8.

Tabla 3. Límites de consistencia de minerales de arcilla a diferentes concentraciones de fracción de arena (Seed et al, 1964).

Muestras		Porcentaje <2µm (%)							
		30	40	50	60	70	80	90	100
Caolinita	LL (%)	13.5	18.0	22.5	27.0	31.5	36.0	40.5	45
	LP (%)	8.7	11.6	14.5	17.4	20.3	23.2	26.1	29
	IP (%)	4.8	6.4	8.0	9.6	11.2	12.8	14.4	16
Montmorillonita	LL (%)	61.5	82.0	102.5	123.0	143.5	164.0	184.5	205
	LP (%)	10.5	14.0	17.5	21.0	24.5	28.0	31.5	35
	IP (%)	51.0	68.0	85.0	102.0	119.0	136.0	153.0	170

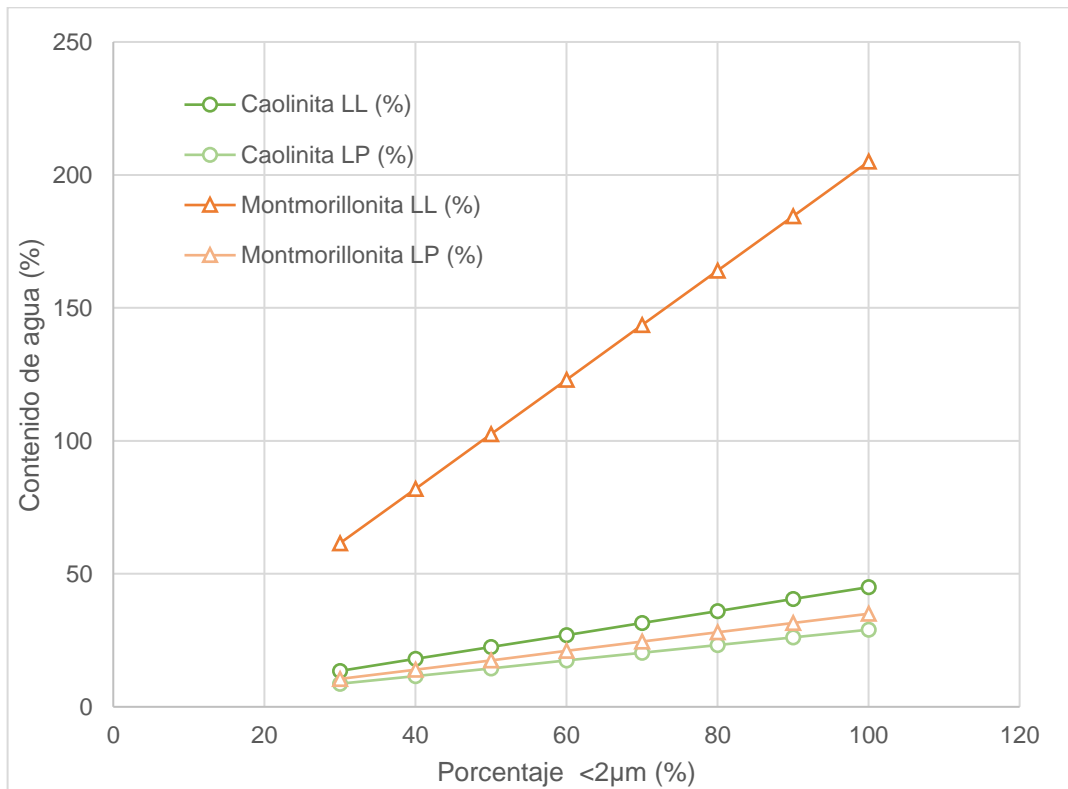


Figura 8. Efecto de la adición de arena fina en límites de consistencia de dos minerales representativos de arcilla (adaptado de Seed et al, 1964).

4.1.2.3. Efectos de la Mineralogía en Límites de Consistencia

Los límites de consistencia se han asociado al comportamiento de la mineralogía predominante de los suelos finos, como se muestra en la Figura 4.

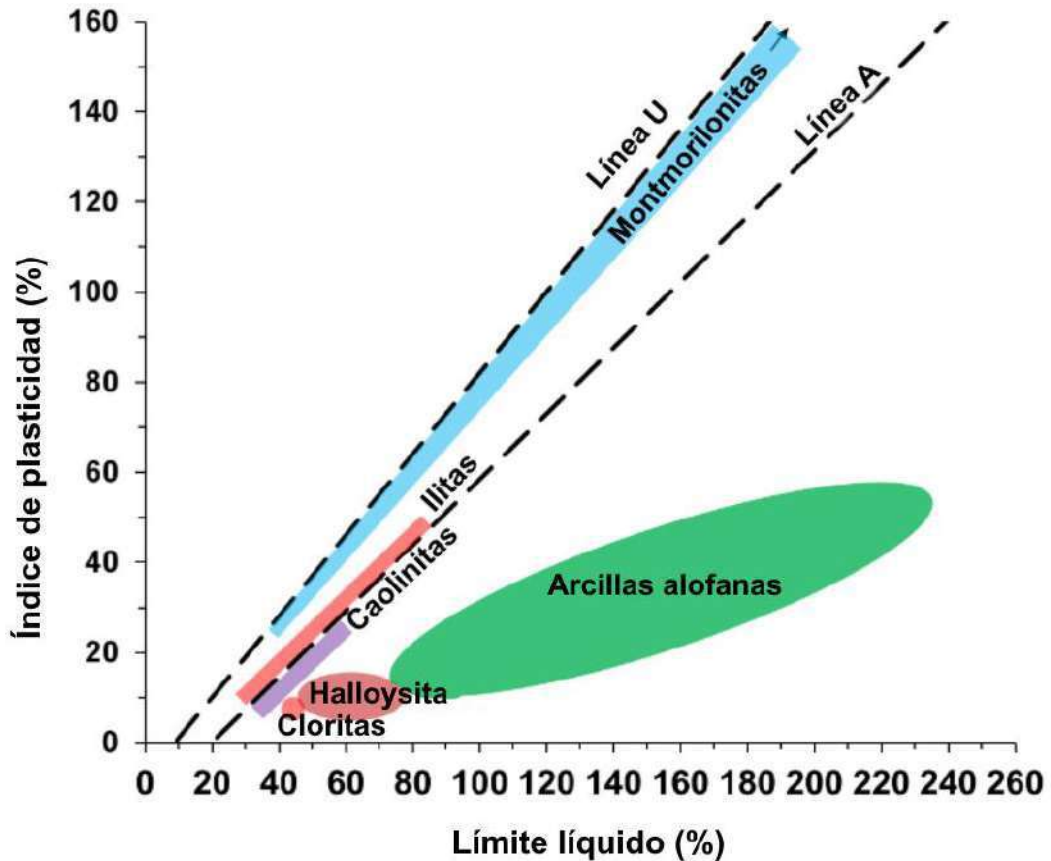


Figura 9. Ubicación de minerales de arcilla en la Carta de Plasticidad (redibujado de Okkels, 2019).

Lo interesante de esta gráfica es el hecho que hay minerales de arcillas, como las caolinitas, arcillas alófanas, halloysitas y cloritas cuyo comportamiento plástico es similar a los limos de baja o alta compresibilidad, independientemente del tamaño de partícula de estos minerales. Polidori (2003) señala que Casagrande no había considerado el contenido de arcilla al momento de elaborar la Carta de Plasticidad que se usa hoy en día.

Una de las propiedades asociadas con la mineralogía es la superficie de área de las partículas finas que tiene fuertes implicaciones en cuanto al límite líquido (Sridharan et al, 2000) y propiedades mecánicas y de deformación del suelo (De Bruyn et al, 1957).

Conceptualmente, la superficie específica de una partícula es el área total de superficie contenido en una unidad de masa. Esta propiedad tiene una consecuencia en el volumen de agua adsorbida. Un ejemplo de esto es la Tabla 4, donde se observa la relación entre 3 minerales principales de arcilla.

Tabla 4. Superficie específica y volumen de agua adsorbida en la doble capa (Fernandez y Quigley, 1985).

Mineral de arcilla	Superficie específica (m ² /g)	Volumen de agua adsorbida en capa doble (% en volumen de poro)
Caolinita	20	2
Ilita	100	9
Montmorillonita	800	70

Sin embargo, la medición de esta propiedad de las partículas de suelo tiene un problema debido a que en suelos naturales debido al gran número de partículas de diferentes tamaños, formas y orientación, los pretratamientos químicos y el secado de las muestras presentan efectos en la medición de la superficie específica (Mojid, 2006).

Se ha propuesto que la superficie específica para suelos de grano fino puede estimarse de acuerdo con su límite líquido mediante la siguiente ecuación (Ren y Santamarina, 2018 citando a Farrar et al, 1967, Muhunthan, 1991 y Santamarina et al, 2002):

$$S_e = 1.8 LL - 34$$

Dónde:

S_e Superficie específica (m²/g)
 LL Límite líquido de la fracción fina

El límite líquido de los suelos de montmorillonita se gobierna principalmente por el espesor de la doble capa difusa, mientras que en suelos de caolinita el límite líquido está controlado por el arreglo de las partículas determinado por las fuerzas de atracción y repulsión entre partículas (Sridharan et al, 2000). La doble capa difusa y las fuerzas entre partículas están en función de la química del fluido de poro, el cual describimos a continuación.

4.1.2.4. Efectos de la Química del Fluido

Una de las especificaciones que se mencionan en el ASTM D4318 es el uso de agua destilada o desmineralizada durante trabajos de la prueba. En la Sección 8, referente a Reactivos y Materiales menciona que el uso de agua del grifo puede alterar los resultados de la prueba debido a la presencia de cationes de sales presentes en el agua, también hace la recomendación que agua con un contenido mayor a 100 mg/L de sólidos disueltos no se debe usar para el proceso de la prueba (ASTM, 2017).

El estándar 17892-12 (ISO, 2004) referente al límite consistencia señala que el uso de agua destilada diluye el fluido de poro, por lo que puede afectar la medición del límite líquido. Una de las recomendaciones es que se debería de usar agua tomada in-situ en el caso de que este efecto fuera significativo.

Esto se debe a que la plasticidad del suelo está en función de la química del fluido. Sridharan et al (2000) hacen referencia a los estudios de los siguientes autores que han investigado esta relación: White 1949; Havlicek et al 1961; Warkentin 1961; Warkentin et al 1962; Mesri y Olson 1970; Venkatappa 1972; Moore 1991, 1992; Sridharan 1991.

La química del fluido controla adicionalmente la repulsión entre las partículas sólidas y esto a su vez tiene un rol en controlar el cambio de volumen y la resistencia al corte de suelos arcillosos bajo carga controlada (Man y Graham, 2010 citando a Barbour y Yang, 1993 y Mitchell y Soga, 2005).

Sridharan y Prakash (2000) señalan que la Caolinita y la Montmorillonita son dos extremos de tipos de minerales de arcilla con comportamientos diferentes en ambientes fisicoquímicos. Los efectos en la mineralogía de acuerdo con el factor fisicoquímico de fluido de poro se resumen en la Tabla 5.

Tabla 5. Efectos de los factores fisicoquímicos en el límite líquido de los suelos (Sridharan y Prakash, 2000).

Factores fisicoquímicos	Límite líquido de:	
	Suelos montmorilloníticos	Suelos caoliníticos
Incremento en:		
a) Constante dieléctrica	Incrementa	Reduce
b) Concentración electrolítica	Reduce	Incrementa
c) Valencia catiónica	Reduce	Incrementa
d) Radio catiónico hidratado	Incrementa	Reduce

La doble capa difusa (DCD) de una partícula de arcilla se refiere al fenómeno que ocurre en la interfaz de la superficie de arcilla y la solución del suelo. Estas capas se conforman de la carga negativa permanente de la arcilla y los cationes de la solución del suelo que balancean esta carga negativa. La DCD está en función de la mineralogía de arcilla, la química del fluido de poro (concentración de sales y tipos de cationes) y su tamaño está en función del contenido de agua y la temperatura. La DCD se expande completamente solamente en abundancia de agua (Mitchell y Soga, 2005).

Específicamente la DCD consiste en una primera capa ubicada en la cara de la partícula que está sujeta fuertemente por la partícula de arcilla y se denomina la “capa de agua adsorbida”. La orientación del agua alrededor de las partículas de arcilla les da las propiedades plásticas.

Como ejemplo en la variación del comportamiento del suelo de acuerdo con la química del fluido, Sridharan y Prakash (2000) realizaron experimentos con agua destilada y tetracloruro de carbono (CCl₄), un fluido no polar con baja constante dieléctrica ($\epsilon_r = 2.2379\epsilon_0$) que reduce el espesor de la DCD.

Tabla 6. Límites líquidos de varios suelos en dos condiciones de fluido de prueba y mediante el método de Copa de Casagrande y Penetrómetro Cónico (Sridharan y Prakash, 2000).

Suelo	Límites líquidos (%)				Mineralogía de arcilla
	Agua		Tetracloruro de carbono		
	Copa de Casagrande	Penetrómetro Cónico	Copa de Casagrande	Penetrómetro Cónico	
Bentonita	393.4	331.5	ND*	54.3	Montmorillonita
Suelo de algodón negro-1	100.8	92.2	ND	45.2	Montmorillonita
Suelo de algodón negro-1	76.6	71.9	ND	44.4	Montmorillonita
Suelo café	64.6	59.8	ND	48.6	Montmorillonita
Suelo H.P	58.5	58.6	ND	45.9	Montmorillonita y caolinita
Caolinita fina	46.8	49.0	ND	80.5	Caolinita
Suelo limoso	41.4	39.0	ND	51.8	Caolinita
Tierra roja-1	38.6	36.3	ND	39.4	Caolinita
Tierra roja-2	38.5	48.0	ND	52.6	Caolinita
Tierra roja-3	29.8	31.5	ND	48.9	Caolinita
Caolinita gruesa	NP	48.0	ND	68.6	Caolinita
Arcilla Kundara	NP	38.4	ND	73.2	Caolinita

Nota: Los límites líquidos determinados con tetracloruro de carbono se determinaron de acuerdo con el peso, corregido para el efecto de la densidad del fluido del poro.

** ND: No fue posible determinar.*

De acuerdo con los resultados de la Tabla 6, se puede observar que en los suelos de montmorillonita el tetracloruro de carbono reduce los límites líquidos, mientras que en los suelos de caolinita el valor se incrementa, lo que valida la aserción que el efecto de la DCD gobierna la plasticidad en suelos de montmorillonita y no tanto en suelos de caolinita. También es importante señalar que ante el colapso de la DCD no es posible el uso de la Copa de Casagrande para las pruebas de límite líquido, por lo que un dispositivo que pueda realizar pruebas ante diferentes condiciones de fluidos es deseable.

4.1.2.5. Implicaciones de los Límites de Consistencia

4.1.2.5.1. Mecánicas

Como parte de los parámetros índice de comportamiento de suelos, se tiene el índice de liquidez, que es una relación del contenido de agua del material con respecto al límite líquido y el índice plástico:

$$I_L = \frac{\omega - LP}{IP} = \frac{\omega - LP}{LL - LP}$$

Dónde:

I_L Índice de liquidez
 LP Límite plástico
 ω Contenido de agua
 IP Índice plástico
 LL Límite líquido

Este valor se puede interpretar de la siguiente manera:

Tabla 7. Interpretación de índice de liquidez.

Valor	Condición del suelo
$0 < I_L < 1$	Estado plástico
$I_L < 0$	Semi-plástico o sólido
$I_L > 1$	Estado líquido

El valor de índice de liquidez ha sido usado para correlacionar la resistencia al corte de los materiales de grano fino (Yilmaz, 2000).

Los límites de consistencia, en la forma de índice plástico se ha utilizado para determinar la relación de resistencia al corte no drenado y el esfuerzo normal aplicado (Das, 2015):

$$(c_u/\sigma') = 0.11 + 0.0037I_p$$

Dónde:

c_u Resistencia al corte no drenado
 σ' Esfuerzo vertical efectivo
 I_p Índice plástico

Bjerrum recomienda utilizar el valor de índice líquido en un factor de corrección para la prueba de veleta, que es una prueba de campo para medir la resistencia in-situ (Bjerrum, 1973).

4.1.2.5.2. Hidráulica

La conductividad de un material se relaciona con el límite líquido (Sridharan y Nagaraj, 2005; Dolinar, 2009 y Dolinar y Škrabl, 2013) que en sí es una medición de la superficie específica del material (Ren et al, 2017). Como se menciona en la sección 1.2.4, esta propiedad puede afectarse de acuerdo con la química del fluido de poro.

En un trabajo realizado para por Francisca et al. (2010) para establecer las relaciones macroscópicas de suelos y su DCD encontraron los siguientes puntos:

La conductividad de un material se reduce cuando el fluido tiene una permisividad dieléctrica mayor que incrementa el espesor de la DCD.

En experimentos con keroseno se encontró que la conductividad de los materiales es mayor con respecto al agua debido a que el espacio de poros está disponible para el desplazamiento del líquido.

En materiales con alta superficie específica, la conductividad del material se reduce cuando el límite líquido se incrementa por mecanismos de interacción de la partícula y los fluidos. El espesor de la DCD es la responsable por la baja conductividad observada en suelos con alta plasticidad.

4.2. El Sistema Revisado de Clasificación de Suelos

Al tener mayor cantidad de información a lo largo de más de 60 años de experiencia desde la aceptación del SUCS se ha propuesto un nuevo sistema apegado al comportamiento mecánico de los materiales y a su comportamiento en flujo de agua denominado como el Sistema Revisado de Clasificación de Suelos (RSCS, por sus siglas en inglés) (Park y Santamarina, 2017). Esta propuesta está basada en las propiedades físicas de los suelos y tiene el objetivo de tomar una mayor consideración en:

- a) La plasticidad de mezclas de suelos gruesos y finos.
- b) El efecto de la forma y gradación en la densidad de empaque de la fracción gruesa del suelo (gravas y arenas).
- c) El efecto de los finos plásticos en las propiedades mecánicas y de conducción del suelo que no es caracterizada por los límites de 50% y 5%-12% del SUCS.
- d) Reflejar el juego que la superficie específica y la química del fluido de poro tiene con el comportamiento de los finos.

4.2.1. Fundamentación teórica

4.2.1.1. Granulometría por fracciones – Implicaciones

El RSCS puede trabajar con suelos que son la mezcla de dos o tres elementos: Grava, Arena y Finos. Utilizando un análisis gravimétrico-volumétrico se puede hacer la suposición que los vacíos que tenga la fracción de gravas (e_G) será rellenado por arena, la cual a su vez sus vacíos (e_S) serán rellenados por finos (e_F). Es por ello la importancia de poder determinar las relaciones de vacíos máximas y mínimas de las fracciones para estimar su empacamiento y determinar la fracción que controla el comportamiento mecánico del suelo.

En la fracción de gravas y arenas, el empacamiento no es función del esfuerzo efectivo a los que están sometidos y por lo tanto es posible estimar los valores de relación de vacíos máximos y mínimos por medio de pruebas de laboratorio y correlaciones con la redondez de grano y el coeficiente de uniformidad (distribución de los granos).

La distribución de tamaños de grano determina las fuerzas gobernantes a nivel de partícula, empacamiento entre partículas y el comportamiento a macro escala (Cho et al, 2006) por lo cual se ha utilizado como variable fundamental en los sistemas de clasificación de suelos.

La forma de los granos se establece en tres escalas: la forma global, la escala de las características superficiales principales y la escala de la rugosidad superficial. Cada escala participa en el comportamiento global de la masa de suelo, desde su empacamiento hasta respuesta mecánica.

La forma de estos granos puede describirse por medio de su esfericidad (en vez de ser elíptica o en forma de placa), redondez (en vez de ser angulosa) y suavidad (en vez de ser rugosa).

Se entiende como esfericidad la relación de diámetros entre la esfera inscrita más grande y la esfera inscrita más pequeña.

La redondez es el radio promedio de curvatura en las superficies relativo al radio de la esfera más grande que se puede inscribir en la partícula.

4.2.1.2. Comportamiento de Suelos Finos ante la Química del Fluido

En suelos finos, la carga de las superficies minerales y sus bordes dependen de la concentración iónica y pH del fluido que le rodea, y se compensa por la nube de contra-iones que rodea a la partícula. Las fuerzas inter-particulares eléctricas resultantes incluyen fuerzas de atracción de Coulomb entre bordes positivamente cargados y caras negativamente cargadas, repulsión de doble capa y la atracción de van der Waals (Cho et al, 2006). Esto se define en 4 comportamientos de partículas finas:

- Dispersas: en donde el fluido de poro con baja concentración iónica y que el pH está alejado del pH del mineral (la repulsión de la doble capa previene la asociación de la partícula).
- Borde-a-cara: donde el pH está entre los puntos isoeléctricos así que los bordes y las caras tienen cargas diferentes. Las partículas deben ser gruesas para que la doble capa de la cara no oculte la carga del borde (p.e. la caolinita), de otra manera la floculación del borde-a-cara no se observará (p.e. la montmorillonita).
- Cara-a-cara: cuando la atracción de van der Waals prevalece a altas concentraciones iónicas.

- Borde-a-borde: Condición intermedia entre la floculación de Borde-a-cara y la agregación Cara-a-Cara.

Los efectos de la doble capa y las fuerzas de van der Waals se han correlacionado con la conductividad eléctrica y la permisividad del fluido ante el suelo (Israelachvili, 2011).

Es por ello que el SRCS propone tres fluidos de prueba: agua desionizada, agua salina en una concentración de 2 M NaCl y keroseno para revisar la plasticidad de los finos y su conductividad eléctrica ante diferentes situaciones de saturación.

Al igual que el SUCS, este sistema no contempla directamente el uso de la propiedad de Capacidad de Intercambio Catiónico como parámetro de clasificación de la mineralogía o potencial de expansión en suelos arcillosos.

4.2.2. Metodología

Las variables obtenidas de las pruebas de laboratorio y necesarias para aplicar el RSCS son:

- Porcentajes de grava, arena y finos
- Las relaciones máximas y mínimas de vacíos en la fracción de gravas y arenas, por separado.
- Opcionalmente se pueden obtener las curvas granulométricas, coeficientes de uniformidad, curvatura y redondez de los granos para determinar las relaciones de vacíos de los materiales de la fracción de grava y de la fracción de arena.
- En la fracción fina se deben obtener los límites líquidos de acuerdo al agua desionizada, agua salina (alta conductividad eléctrica, efectos sobre la doble capa) y keroseno (baja constante dieléctrica, efectos de las fuerzas de van der Waals).

El SRCS se puede resumir con un diagrama de flujo que se presenta en la Figura 10.

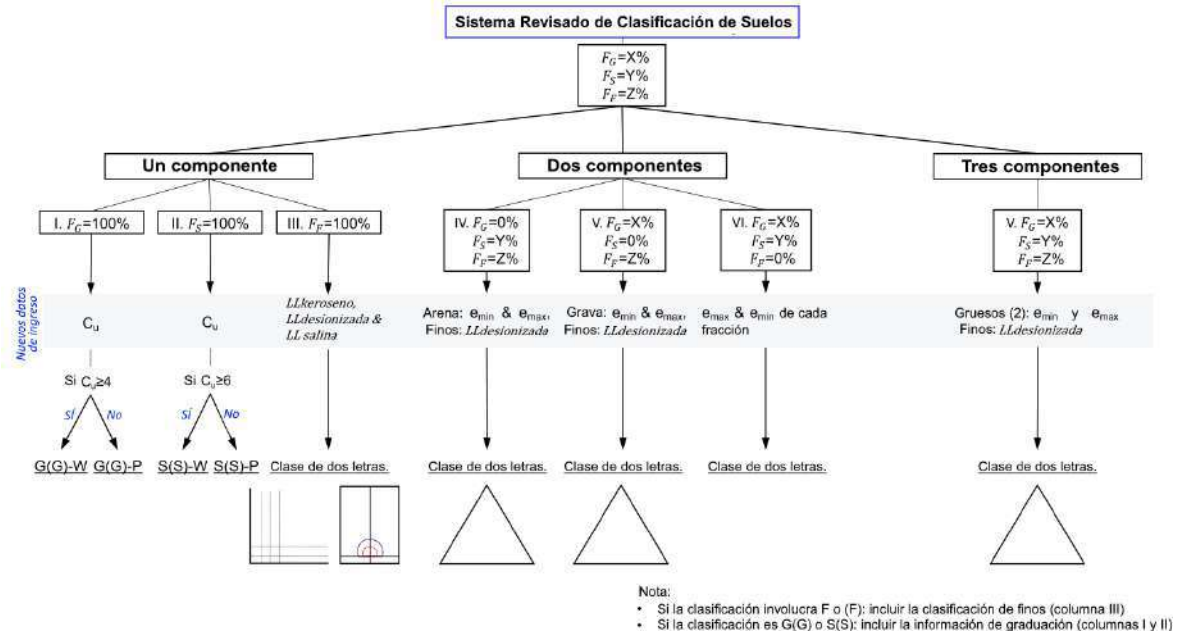


Figura 10. Flujo de trabajo para utilizar el SRCS (adaptado de Castro et al, 2022).

4.2.2.1. Métodos de prueba

4.2.2.1.1. Porcentajes de Grava, Arena y Finos

Para determinar estos porcentajes es necesario pasar el suelo por las mallas de 4.75 mm (Malla #4) y de 0.075 mm (Malla #200) por vía húmeda para separar el fino pegado a las partículas gruesas.

4.2.2.1.2. Relaciones máximas y mínimas de la fracción gruesa

La relación de vacíos es un parámetro del suelo que indica la relación de volumen de vacíos sobre el volumen de sólidos:

$$e = V_v/V_s$$

Dónde:

- e Relación de vacíos
- V_v Volumen de vacíos
- V_s Volumen de sólidos

En el caso de la relación de vacíos máxima (e_{\max}) es el estado más suelto que puede estar el suelo, mientras que la relación de vacíos mínima es el estado más denso/compacto (Briaud, 2013).

El rango de relación de vacíos combina la influencia de los tamaños y formas de grano de todas las fracciones que constituyen un suelo (Salva, 2020 citando a Cubrinovski e Ishihara, 2002).

En la tesis doctoral de Salva (2020) se plantean las diferentes metodologías en obtener las relaciones de vacíos necesarias las cuales se resumen en la Tabla 8.

Tabla 8. Resumen de técnicas de medición de las relaciones de vacíos máximas y mínimas, principio físico y densidad de energía involucrada (Salva, 2020).

Relación de vacíos	Técnica de medición	Principio físico	Densidad de energía involucrada (J/m³)
e_{\min}	ASTM D4253-16 Índice Máximo de Densidad y peso volumétrico de suelos	Sobrecarga y vibración	1×10^{12}
	ASTM D698 o D1557 Prueba de compactación por impacto Proctor o Prueba de Compactación Proctor Modificado	Compactación de impacto	$6 \times 10^5 - 2.7 \times 10^6$
	Aparato de compactación Harvard miniatura	Compactación de impacto	4×10^5
	Sociedad Geotécnica Japonesa (Método de prueba de densidades mínimas y máximas de Arenas – JIS A 1224 2009)	Toques	2.6×10^5
	Lade et al, 1998	Toques	5×10^3
	Oda, 1976	Sobrecarga y toques	4×10^4
	Carrera et al, 2011	Edómetro denso	-
	BS 1377 Métodos de Prueba para Suelos para Propósitos de Ingeniería, 1990 (Estándares Británicos) Determinación de las densidades máximas y mínimas secas para suelos granulares	Martillo de vibración	-

Relación de vacíos	Técnica de medición	Principio físico	Densidad de energía involucrada (J/m ³)
e_{max}	ASTM D4254-16 Índice Mínimo de Densidad y peso volumétrico de suelos Tipo A	Colocación en molde mediante embudo o a mano	$3 - 6 \times 10^2$
	ASTM D4254-16 Índice Mínimo de Densidad y peso volumétrico de suelos Tipo B	Deposición en molde de un tubo lleno de suelo	-
	ASTM D4254-16 Índice Mínimo de Densidad y peso volumétrico de suelos Tipo C	Invertir un cilindro graduado	-
	Lade et al, 1998	Invertir un cilindro graduado	-
	Muszynski, 2006	tamaños de espécimen más pequeños (embudo a un molde)	-
	Yoshimi et al, 1973	Inclinación	-
	Sociedad Geotécnica Japonesa (Método de prueba de densidades mínimas y máximas de Arenas – JIS A 1224 2009)	Depositar a una altura de caída cero	-
	Vaid y Negusse, 1998	Pluviación	-
	Kolbuszewski, 1948	Deposición de la muestra por agua	-
	Cresswell et al, 1999	Pluviación	-
Bachus et al, 2019	Formación bajo cortante: rotar e inclinar un cilindro	1.5×10^{-1}	

Es importante señalar que estos métodos no obtienen de manera directa la relación de vacíos, sino que utilizan los valores de peso volumétrico generado en la prueba. En el caso de las pruebas para determinar la relación de vacíos mínima, e_{min} , se utiliza el valor de peso volumétrico seco mínimo, $\gamma_{d_{min}}$; para la relación de vacíos máxima, e_{max} , el peso volumétrico seco máximo $\gamma_{d_{max}}$ es el valor utilizado.

En el caso de relación de vacíos mínima es:

$$e_{min} = \frac{\rho_w \cdot G_s}{\rho_{d_{max}}} - 1$$

Dónde

ρ_w Densidad del agua en 20°C o igual a 1 g/cm³

G_s Peso específico del material

$\rho_{d_{\max}}$ Densidad seca máxima del material

En el caso de la relación de vacíos máxima la fórmula es similar, solamente cambiando la densidad seca máxima del material por la mínima.

Investigaciones realizadas por Lunne et al (2019) con los métodos NGI, ASTM, Geolabs, DIN, DGF, BS y Fugro para determinar las relaciones de vacíos máximas y mínimas de materiales como arenas de diferente distribución granulométrica y compresibilidad apuntan a que existe una gran variación de resultados. Los resultados de esta investigación señalan:

- Los métodos NGI, DIN, DGF tienden a tener los valores de $\gamma_{d_{\min}}$, mientras que los métodos ASTM tienden a tener los valores más altos.
- Los valores más bajos de $\gamma_{d_{\max}}$ se obtuvieron con el método DIN y DGF, seguidos del NGI y DIN. Los valores más altos se produjeron con los métodos Geolabs, Fugro, BS.
- Los métodos Fugro, ASTM y NGI presentan evidencia de rompimiento de partículas. Esto no se presentó en los métodos DIN, DGF y Geolabs.

Como parte de la metodología propuesta por Salva (2020) se intentó determinar mediante un cortante cíclico aplicado a una muestra seca con un dispositivo de corte simple y se compararon los resultados con la forma propuesta en los estándares de la Sociedad Geotécnica Japonesa, señalando que estos tienen resultados consistentes y repetitivos con suelos con un contenido de finos de hasta 30% y no inducen a un rompimiento de partículas (Salva, 2020 citando a Cubrinovski e Ishihara, 2002).

El método japonés aplica en arenas con un tamaño de partícula menor a 2 mm y con un contenido de finos menor a 5% (JGS, 2009). Utiliza un molde estandarizado de 60.00±0.05 mm de diámetro interior con un fondo de 40.00±0.05 mm (volumen interior de 452.4±0.9 cm³). Para cada prueba se recomienda la preparación de 500 gr del material en estado seco.

En muchos de los métodos de la Tabla 8 se tiene el problema de la necesidad de una gran cantidad de material para realizarla, por lo que es necesario el muestreo de gran volumen ya sea con perforaciones de gran diámetro o de pozos a cielo abierto.

4.2.2.1.3. Curvas granulométricas y coeficientes de uniformidad y curvatura de las fracciones gruesas

Las granulometrías de la fracción gruesa se hacen por separado, utilizando los materiales fraccionados y retenidos por las mallas de (Malla #4, para las gravas) y de 0.075 mm (Malla #200, para las arenas).

Como se ve en la Tabla 1 y repetimos en la Tabla 9, dependiendo del estándar aplicado a la granulometría, en la fracción de gravas se pueden aplicar diferentes mallas por lo que puede haber una diferencia entre los resultados de las curvas granulométricas. Por ejemplo, el estándar D6913 tiene 8 mallas mientras que el estándar 17892-4 tiene 15.

Tabla 9. Tamaños nominales de malla (en milímetros) utilizados en el análisis granulométrico para la fracción de gravas en diferentes normativas. La precisión de los decimales se reproduce de acuerdo con cada norma.

ONNCCE ^a	IMT ^b	ASTM ^c	ISO ^d
75.0	75	75	63.0
50.0	50	50	50.0
			45.0
37.5	37.5	37.5	37.5
25.0	25	25.0	28.0
			22.4
19.0	19	19.0	20.0
			16.0
			14.0
12.5	12.5	12.5	
			11.2
			10.0
9.5	9.5	9.5	
			8.0
6.3	6.3		6.3
			5.6
			5.0
4.75	4.75	4.75	

^a NMX-C-496-ONNCCE-2014 (ONNCCE, 2014), ^b M-MMP-1-06 (IMT, 2003), ^c D6913, (ASTM, 2017),

^d ISO/TS 17892-4:2004 (ISO, 2014)

En cambio, en la fracción de arenas (Tabla 10) el estándar D6913 tiene una malla adicional mientras que los 4 estándares más comunes tienen la misma cantidad de mallas: 6. Por lo cual no se considera que exista una diferencia significativa entre las curvas granulométricas.

Tabla 10. Tamaños nominales de malla (en milímetros) utilizados en el análisis granulométrico para la fracción de arenas en diferentes normativas. La precisión de los decimales se reproduce de acuerdo con cada norma.

ONNCCE ^a	IMT ^b	ASTM ^c	ISO ^d
2	2.0	2.00	2.0
0.850	0.850	0.850	0.850
0.425	0.425	0.425	0.425
0.250	0.250	0.250	0.250
0.150	0.150	0.150	0.150
		0.106	
0.075	0.075	0.075	0.075

^a NMX-C-496-ONNCCE-2014 (ONNCCE, 2014), ^b M-MMP-1-06 (IMT, 2003), ^c D6913, (ASTM, 2017),

^d ISO/TS 17892-4:2004 (ISO, 2014)

En cada curva granulométrica (gravas y arenas) se deben determinar los valores de D₁₀, D₃₀ y D₆₀ para poder el coeficiente de uniformidad y curvatura en la fracción de gravas y arenas.

4.2.2.1.4. Redondez de los granos

La redondez de los granos tiene efectos en la alineación de las partículas y tiende a generar un comportamiento anisotrópico. La irregularidad puede resultar en el amarre de la porosidad, lo que impacta en la densidad de empacamiento, compresibilidad y rigidez (Salva, 2020).

El SRCS propone que por medio de fotografías digitales se procese mediante un algoritmo de computadora desarrollado por Zheng y Hryciw (2015) el cual determina la redondez y esfericidad de una partícula. Las fotografías deben tener una resolución mínima de 200 pixeles considerando el diámetro de círculo circunscrito, como se muestra en la Figura 11.

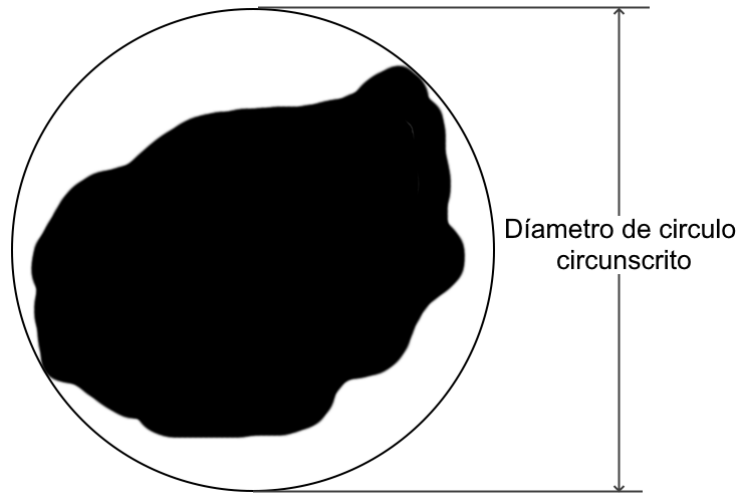


Figura 11. Diagrama de una partícula y su diámetro de círculo circunscrito.

Esta redondez se clasifica de acuerdo con una tabla de referencia (Figura 12) propuesta por Krumbein & Sloss (1963) la cual utiliza la siguiente relación para definir la redondez:

$$R = \frac{\frac{\sum r_i}{n}}{R_{\max}}$$

Dónde:

$\frac{\sum r_i}{n}$ Promedio de los radios en las esquinas y bordes de la partícula,

R_{\max} Radio de máximo círculo inscrito.

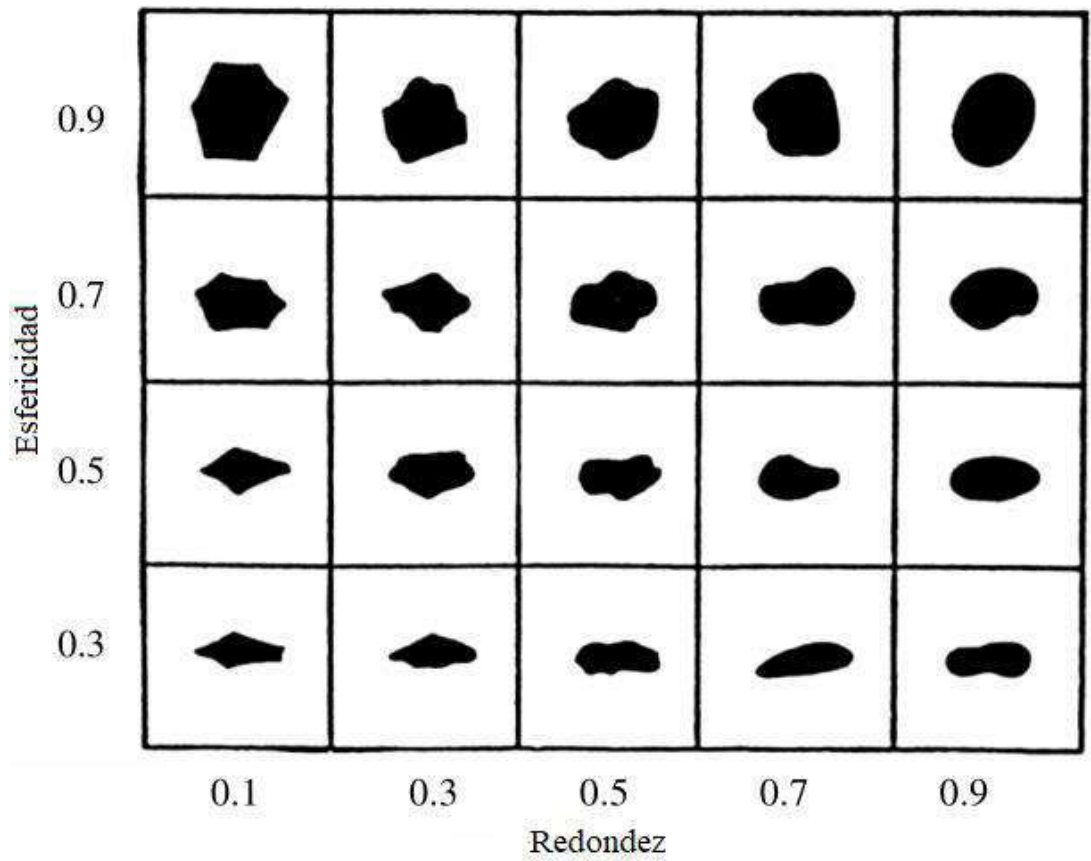


Figura 12. Carta Comparativa Visual de Esfericidad y Redondez de granos (Krumbein y Sloss, 1963).

4.2.2.1.5. Límites líquidos en diferentes condiciones de química de fluido

El SRCS clasifica a los suelos finos utilizando los valores de límites líquidos obtenidos con diferentes fluidos ya que se ha identificado que el comportamiento de un suelo fino está sujeto a la química del fluido de poro (Jang y Santamarina, 2017).

Los fluidos de prueba son agua desionizada, agua salina con 2 M NaCl y keroseno. El agua desionizada magnifica los efectos de doble capa y previene de formación de agregación cara-cara, el agua salina colapsa la doble capa y el keroseno interviene en las fuerzas de Van der Waals (Castro et al, 2021).

Los tres líquidos generan dos relaciones (keroseno/salina y desionizada/salina) que reflejan la sensibilidad del fino a la conductividad y permisibilidad eléctrica del fluido.

El SRCS solicita que estos límites se obtengan utilizando únicamente la fracción fina del suelo, es decir, solo aquella cuya granulometría pase la malla de 0.075 mm (No. 200) y por medio del Cono Inglés, ya que cuenta con mayor repetibilidad en resultados (Jang y Santamarina, 2017; Castro et al, 2021).

4.2.2.2. Cálculos

4.2.2.2.1. Fracción Gruesa

En el caso de no poder determinar directamente los valores de relación de vacíos máximo o mínimo, el RSCS recomienda utilizar unas correlaciones propuesta por Youd (1973):

$$e_c^{max} = 0.032 + \frac{0.154}{R} + \frac{0.522}{C_u}$$
$$e_c^{min} = -0.012 + \frac{0.082}{R} + \frac{0.371}{C_u}$$

Donde:

R Redondez obtenida de la evaluación visual del grano
 C_u Coeficiente de uniformidad

La relación de vacíos en suelos finos depende de la plasticidad del material y el esfuerzo efectivo a lo que está sometido. Debido a que el esfuerzo efectivo no es una propiedad índice, sino es un estado de esfuerzo en el material, el método RSCS establece utilizar una correlación con propiedades índice para determinar una relación de vacíos en 2 estados de esfuerzo representativos (10 kPa y 10 MPa) en ausencia o imposibilidad de realizar pruebas de consolidación en el material. Los valores de 10 kPa y 1 MPa representan las condiciones de suelo blando y suelo rígido relevantes a las aplicaciones ingenieriles superficiales (Park et al, 2017).

Las correlaciones para utilizar son las siguientes:

$$e_F|^{10kPa} = e_F|^{1kPa} - C_c = 0.026LL + 0.07$$

$$e_F|^{1MPa} = e_F|^{1kPa} - 3C_c = 0.011LL + 0.21$$

Donde:

$e_F|^{1kPa}$ Relación de vacíos a 1 kPa de esfuerzo efectivo

C_c Índice de compresibilidad

LL Límite líquido obtenido únicamente de la fracción fina del suelo (<75 μm) por medio de agua desionizada.

Estas correlaciones publicadas dan valores de límite inferior a la relación de vacíos en estos estados de esfuerzo y se aplican a arcillas no sensibles o en condiciones remoldeadas (Burland, 1990; Chong y Santamarina, 2016).

El valor de relación de vacíos en el límite líquido: $e_F|^{1kPa} = G_s LL/100$ es un estimado de la relación de vacíos a un esfuerzo efectivo de $\sigma' = 1 \text{ kPa}$ porque $e_F|^{1kPa} = 5/4 e_F|^{LL} = 0.033LL$ (Chong y Santamarina, 2016) y de los sedimentos de grano fino $C_c = 0.007(LL - 10)$ (Skempton y Jones, 1944).

Usando los 6 valores de relación de vacíos, se obtienen las fracciones de control para gravas, arenas y finos por medio de las siguientes relaciones:

$$F_G = \frac{1}{\left(1 + \frac{e_G}{1 + e_S} + \frac{e_S}{1 + e_F} \frac{e_G}{1 + e_S}\right)}$$

$$F_S = \frac{1}{\left(\frac{1 + e_S}{e_G} + 1 + \frac{e_S}{1 + e_F}\right)}$$

$$F_F = 1 - (F_G + F_S)$$

Donde:

- F_G Fracción de grava
- F_S Fracción de arena
- F_F Fracción fina
- e_G Relación de vacíos de la fracción de grava
- e_S Relación de vacíos de la fracción de arena
- e_F Relación de vacíos de la fracción fina.

4.2.2.2.2. Fracción Fina

Los resultados de los límites líquidos con diferentes fluidos son utilizados para determinar un valor de Sensibilidad Eléctrica con 2 relaciones importantes:

$$S_E = \sqrt{\left(\frac{LL_{DW}}{LL_{brine}} \Big|_{corr} - 1\right)^2 + \left(\frac{LL_{ker}}{LL_{brine}} \Big|_{corr} - 1\right)^2}$$

Donde:

S_E Sensibilidad eléctrica (sin unidades)

$\frac{LL_{DW}}{LL_{brine}} \Big|_{corr}$ Relación corregida entre el límite líquido obtenido por agua desionizada y el límite obtenido por el agua salina. La corrección se obtiene de la siguiente forma:

$$\frac{LL_{DW}}{LL_{brine}} \Big|_{corr} = \frac{LL_{DW}}{LL_{brine}} (1 - c_{brine} LL_{brine})$$

c_{brine} La concentración de sal NaCl del agua salina utilizado en la prueba

LL_{DW}	Límite líquido obtenido al utilizar agua desionizada
LL_{brine}	Límite líquido obtenido al utilizar agua salina
$\frac{LL_{DW}}{LL_{ker}} \Big _{corr}$	Relación corregida entre el límite líquido obtenido por agua desionizada y el límite obtenido por el keroseno. La corrección se obtiene de la siguiente forma:
$\frac{LL_{DW}}{LL_{ker}} \Big _{corr} = \frac{LL_{DW}}{LL_{ker}} G_{ker}, \quad G_{ker} = \frac{\gamma_{ker}}{\gamma_w}$	
LL_{ker}	Límite líquido obtenido al utilizar keroseno
G_{ker}	Superficie específica del keroseno que es una relación entre pesos volumétricos del agua y keroseno
γ_{ker}	Peso volumétrico del keroseno
γ_w	Peso volumétrico del agua

La sensibilidad eléctrica anticipa los cambios potenciales cuando los finos se sujetan ante cambios y los efectos que pueden tener en el comportamiento mecánico e hidráulico (Salva et al, 2021).

Estos valores se pueden utilizar para una gráfica que muestra los cambios de la conductividad y permeabilidad del fluido. Se entiende la permeabilidad de fluido como la relación entre los límites líquidos de agua salina y keroseno y la conductividad del fluido como la relación entre los límites líquidos del agua desionizada y el agua salina (Figura 13).

Se consideran 3 clases de sensibilidad eléctrica:

- Baja sensibilidad eléctrica (0 – 0.4); suelos no plásticos: arenosos, limosos, diatomeas
- Sensibilidad eléctrica intermedia (0.4 – 1); suelos como caolinitas
- Alta sensibilidad eléctrica (1 – 4, o mayor): suelos como montmorillonitas.

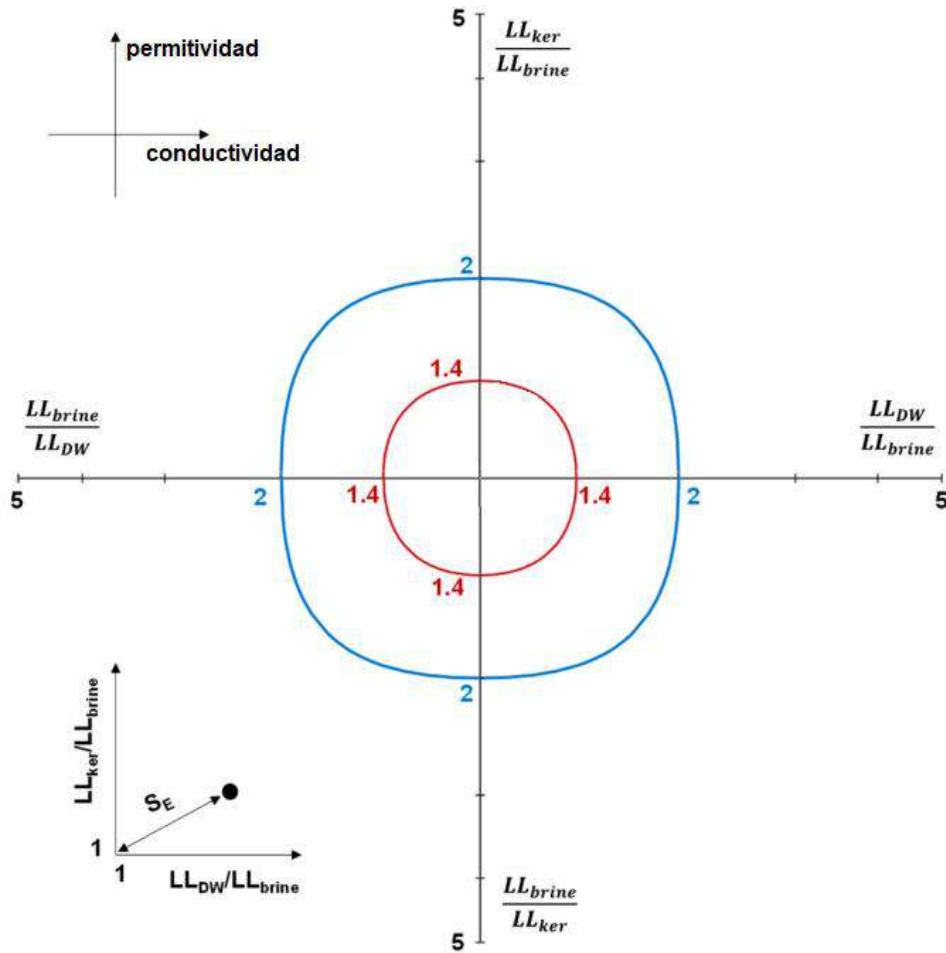


Figura 13. Carta de respuesta de conductividad y permisividad de fluido del suelo (Santamarina, 2017).

En la gráfica de la Figura 14 los puntos se obtienen de acuerdo con las relaciones de los valores de límites líquidos ante diferentes fluidos. El inserto superior marca los ejes de conductividad y permisividad y el inserto inferior muestra la definición de sensibilidad eléctrica. Las líneas roja y azul marcan la clasificación de sensibilidad eléctrica

Una vez que se obtiene el valor de sensibilidad de suelo, ahora se puede clasificar la plasticidad del fino por medio de la carta de plasticidad del RSCS que utiliza el valor de límite líquido obtenido por agua salina y la sensibilidad eléctrica (Figura 14).

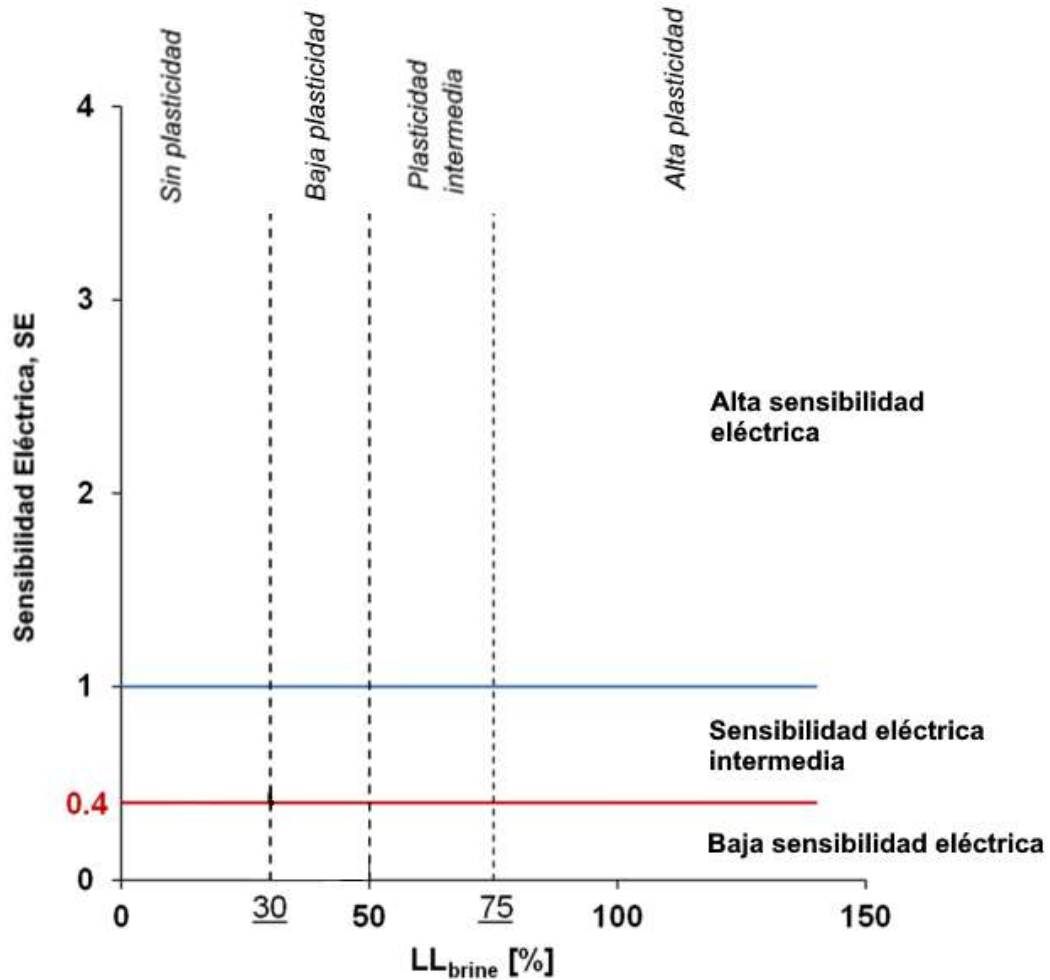


Figura 14. Carta de clasificación de finos en base a la sensibilidad eléctrica y el límite líquido, la línea azul y roja marcan los horizontes de la clasificación de sensibilidad eléctrica definidos en la Figura 3 (adaptado de Santamarina, 2017).

Los horizontes de separación de plasticidad reflejan los siguientes efectos (Castro et al, 2021):

- $LL_{brine} = 30$. El contenido máximo de agua que arenas muy sueltas y limos no plásticos pueden alcanzar.
- $LL_{brine} = 30 - 50$. Finos plásticos intermedio.
- $LL_{brine} = 75$. Separación de la caolinita e ilita de las esmécticas.

Estos límites se determinan al observar cómo estos materiales se expresan en las cartas de plasticidad y de sensibilidad eléctrica (Figura 15) y son comparables con los comportamientos de la carta de plasticidad de la Figura 9.

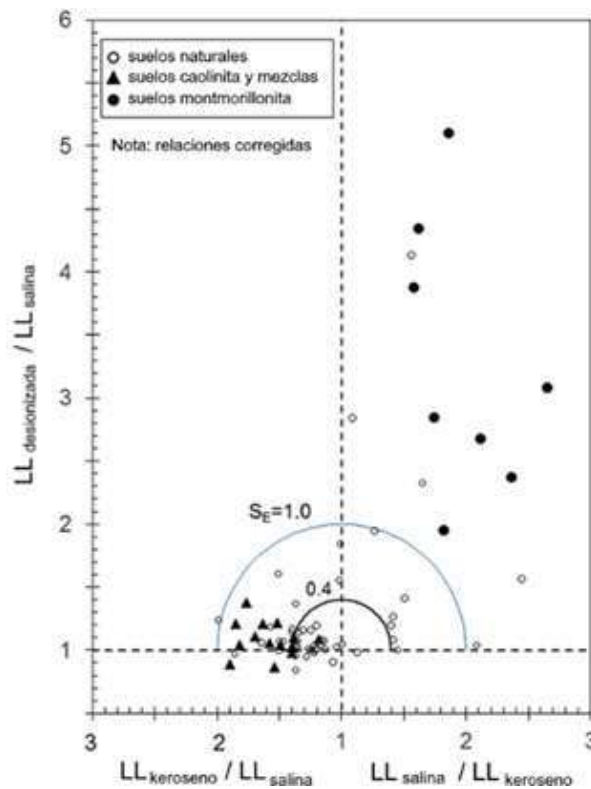
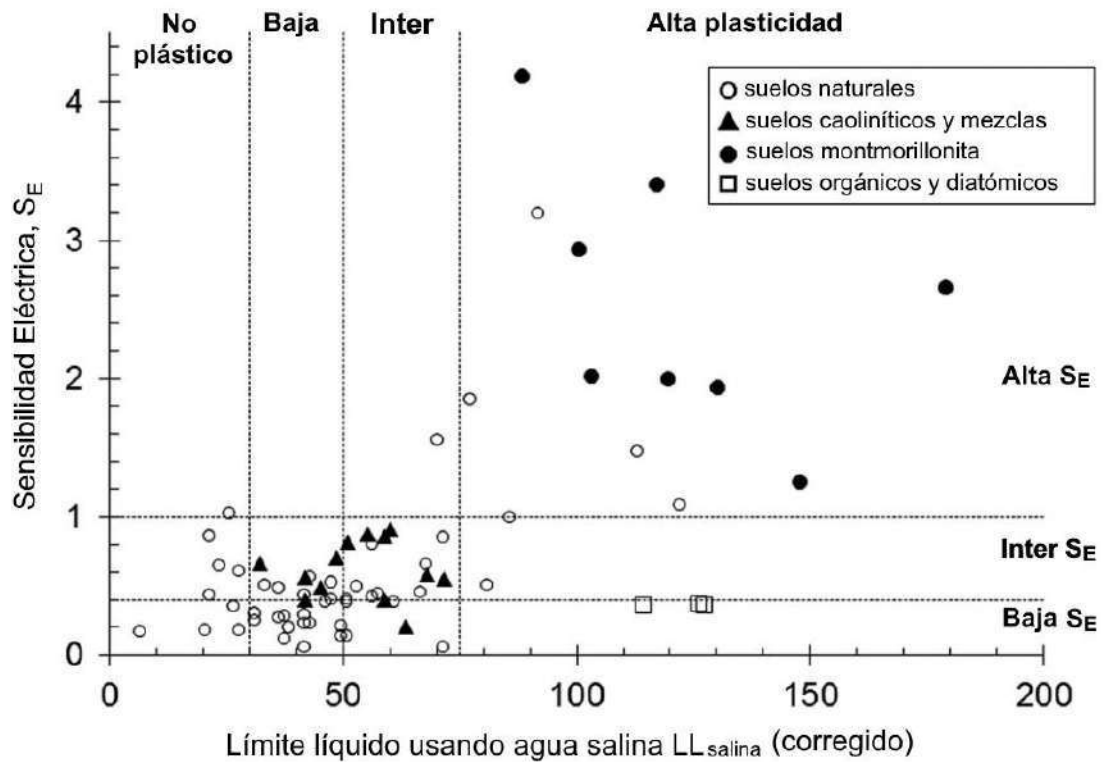


Figura 15. Mineralogía de suelos representada en la Carta de Plasticidad del RSCS y en la Carta de Sensibilidad Eléctrica (adaptado de Jang y Santamarina, 2017).

4.2.2.3. Resultados

Con estos resultados se establecen puntos de control de los tipos de materiales que están considerados dentro de la clasificación del RSCS para definir el control mecánico y se trazan los horizontes en el diagrama triangular. Las combinaciones de valores se resumen en la Tabla 11.

Tabla 11. Combinación de valores para determinar puntos límite para los tipos de suelo basados en el control mecánico del material y dibujarse en el diagrama triangular.

Control	Fracción Control	Mezcla N°	Condición de empaque		
			Grava	Arena	Fino
Control Mecánico	Controlado por Grava	1	e_G^{\min}	-	$e_F ^{10\text{ kPa}}$
		2	e_G^{\min}	e_S^{\max}	-
		3	e_G^{\min}	e_S^{\max}	$e_F ^{10\text{ kPa}}$
	Controlado por Arena	4	-	e_S^{\min}	$e_F ^{10\text{ kPa}}$
		5	$2.5e_G^{\max}$	e_S^{\min}	-
		6	$2.5e_G^{\max}$	e_S^{\min}	$e_F ^{10\text{ kPa}}$
	Controlado por Finos	7	$1.3e_G^{\max}$	-	$e_F ^{1\text{ MPa}}$
		8	-	$1.3e_S^{\max}$	$e_F ^{1\text{ MPa}}$
		9	$2.5e_G^{\max}$	$1.3e_S^{\max}$	$e_F ^{1\text{ MPa}}$

El RSCS también puede definir el control de flujo de agua por medio de las relaciones de empacamiento y el parámetro de empaque de los finos en condición de flujo:

$$e_F|^{flujo} = \lambda e_F|^{LL}$$

$$\lambda = 2 \log(LL - 25) \geq 1$$

$$e_F|^{LL} = \frac{G_s \cdot LL}{100}$$

Donde:

$e_F ^{flujo}$	Relación de vacíos en condición de flujo
λ	Factor de ajuste basado en el límite líquido
$e_F ^{LL}$	Relación de vacíos al límite líquido
G_s	Peso específico del material
LL	Límite líquido

El valor de la relación de vacíos en condición de flujo con se utiliza para combinarse con los datos de relación de vacíos de las fracciones de gravas y arenas para generar los puntos que definen los tipos de suelo cuyo control de fluido de flujo está controlado por la fracción de finos. Estos puntos se encuentran definidos en la Tabla 12.

Tabla 12. Combinación de valores para determinar puntos límite para los tipos de suelo basados en el control de flujo de fluido del material y dibujarse en el diagrama triangular

Control	Fracción Control	Mezcla N°	Condición de empaque		
Control de Flujo Fluido	Controlado por Finos	10	e_G^{\min}	-	$\lambda e_F ^{LL}$
		11	e_G^{\min}	e_S^{\max}	$\lambda e_F ^{LL}$
		12	$2.5e_G^{\max}$	e_S^{\min}	$\lambda e_F ^{LL}$
		13	-	e_S^{\min}	$\lambda e_F ^{LL}$

Obteniendo estas 12 mezclas se puede dibujar el diagrama triangular con los 10 tipos de suelo que ofrece este sistema de clasificación, el cual se muestra en la Figura 16:

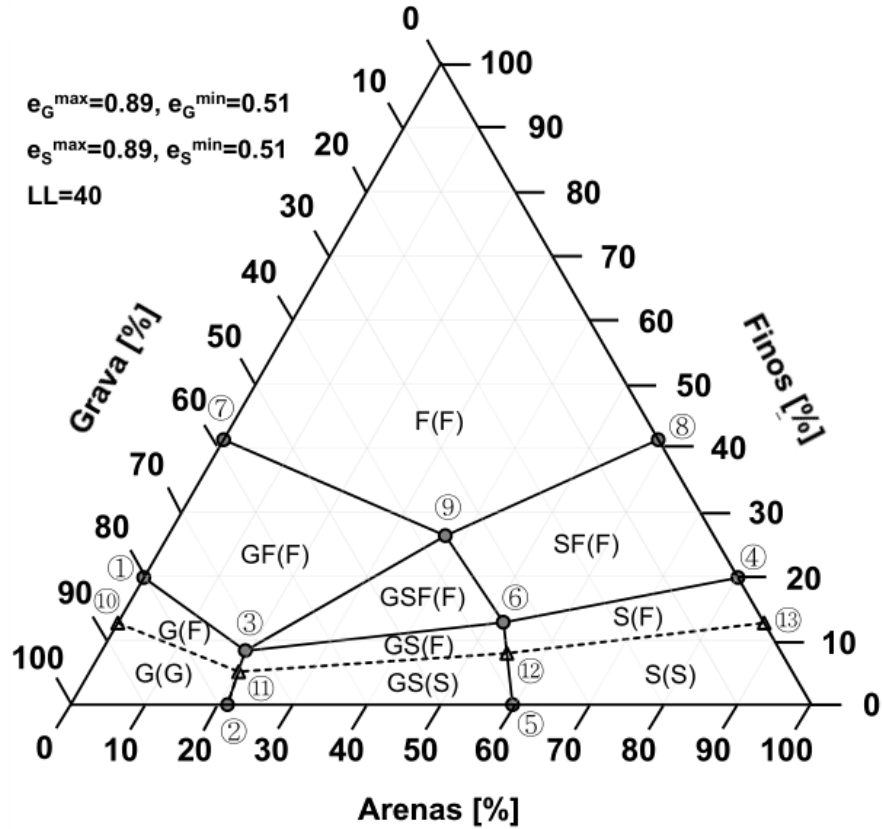


Figura 16. Diagrama triangular de un suelo con cada arista siendo un porcentaje de grava, arena y finos. Los grupos están definidos por medio de las relaciones de vacíos máxima y mínima de las gravas, arenas y el límite líquido de la fracción fina (Park y Santamarina, 2017).

Los grupos de suelos que esta clasificación ofrece se resumen en la Tabla 13:

Tabla 13. Tipos de clasificación de suelo del RSCS basados en la respuesta mecánica y el flujo de fluido con una descripción del material.

Grupo	Fracción de control		Descripción
	Respuesta mecánica	Flujo de fluido	
F(F)	Finos	Finos	Suelo de grano fino
GF(F)	Gravas y Finos	Finos	Mezcla transicional
SF(F)	Arena y Finos	Finos	Mezcla transicional
GS(F)	Grava y Arena	Finos	Mezcla transicional
GSF(F)	Grava-Arena-Finos	Finos	Mezcla transicional
G(F)	Grava	Finos	Grava con finos
S(F)	Arena	Finos	Arena con finos
G(G)	Grava	Grava	Grava limpia
S(S)	Arena	Arena	Arena limpia
GS(S)	Grava y Arena	Arena	Mezcla limpia de Grava-Arena

Los datos de laboratorio se analizarán por medio de herramientas estadísticas comunes (R) y se utilizará una hoja de cálculo (en Microsoft Excel) provista por el equipo de Santamarina para insertar los datos y generar la caracterización del RSCS (Figura 17):

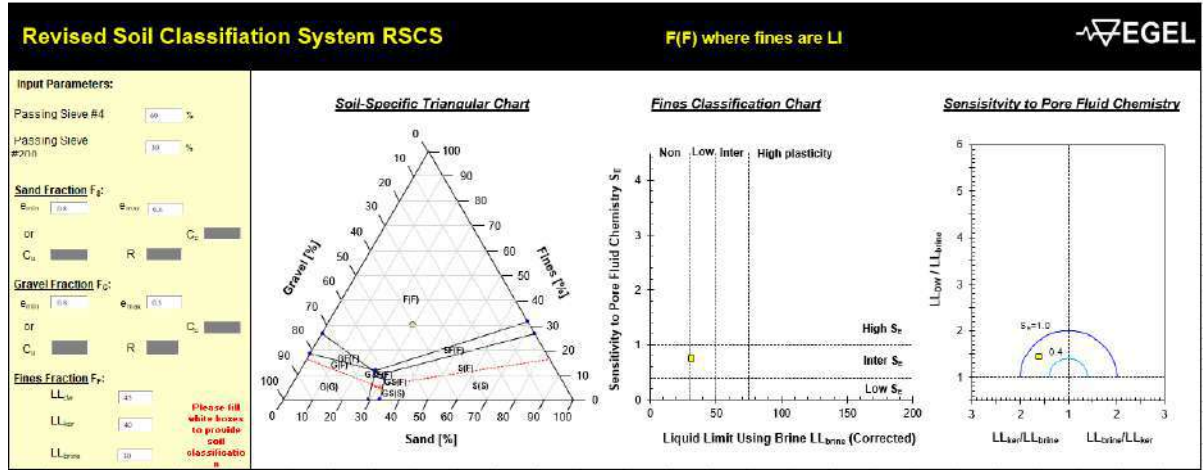


Figura 17. Hoja de Cálculo del RSCS (EGEL KAUST)

La hoja de cálculo funciona al colocar los datos de porcentaje de suelo que pasa por la malla No. 4 (4.75 mm) y la malla No. 200 (75 μ m) en la esquina superior izquierda, con estos dos datos se pueden definir las fracciones de gravas, arenas y finos.

Una vez colocados estos datos, si existen las 3 fracciones de suelo (gravas, arenas y finos) se abren las celdas de “Sand Fraction FS” y “Gravel Fraction FG” donde se pueden ingresar los pares de datos “emin y emax” o “Cu y R”. En la sección de “Fines Fraction FF” se solicita la información de Límite Líquido con agua desionizada determinado por Cono Inglés.

Dependiendo de la zona donde cae el punto amarillo dibujado en el diagrama denominado “Soil-Specific Triangular Chart” y dibujado con las combinaciones, si en suelo cae en una región con un símbolo (F).

4.2.3. Caso Práctico – Mezclas de Suelos Gruesos y Finos

En 2022 se realizaron una serie de experimentos de mezclas de suelos gruesos y finos (caolinitas) para establecer los cambios en comportamiento del suelo de acuerdo con las proporciones de las mezclas que se resumen en la Tabla 14.

Tabla 14. Mezclas de suelo utilizadas en el estudio de Kaothon et al (2022).

Mezcla	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)
KC10	0.00	89.62	10.38
KC15	0.00	84.10	15.90
KC20	0.00	79.59	20.41
KC25	0.00	73.67	26.33
KC30	0.00	68.19	31.81
KC40	0.00	58.69	41.31
KC50	0.00	39.51	60.49
KC60	0.00	28.05	71.95

Como parte de este estudio, se evaluaron los resultados de estas mezclas de acuerdo con el criterio del SRCS y ver si los límites de comportamiento son similares a los resultados experimentales. En este caso, debido a que las mezclas son binarias (solo arenas y finos), los horizontes de control se definen con solo 3 mezclas, resumidas en la Tabla 15.

Tabla 15. Mezclas de suelos que definen los límites de control mecánico o hidráulico.

Control	Fracción	Mezcla No.	Condición de empaque	
			Arena	Finos
Mecánica	Arena	4	e_S^{\min}	$e_F ^{10\text{ kPa}}$
	Finos	8	$1.3e_S^{\max}$	$e_F ^{1\text{ MPa}}$
Hidráulico	Finos	13	e_S^{\min}	$\lambda e_F ^{LL}$

Los valores de relaciones de vacíos publicados de las arenas fueron de $e^{\min} = 0.7$ y $e^{\max} = 0.49$ (Kaothon et al, 2022). Los valores de relación de vacíos se determinaron con la correlación de límite líquido de la fracción fina, $LL = 34.98\%$ (Ibid.) al ingresarse en la Hoja de Cálculo del SRCS.

Las mezclas de suelo entonces se definen con el SRCS y se obtiene que las 8 mezclas del experimento se agrupan en 4 clasificaciones principales, resumidas en la Tabla 16 y la evolución de la mezcla se muestra en la Figura 18.

Tabla 16. Comparativa de clasificación de las mezclas de suelo de acuerdo con el SRCS y el SUCS.

Material	Clasificación SRCS	Clasificación SUCS
KC10	S(S), Arena limpia, mal graduada	SW-SC, Arena bien graduada con arcilla
KC15	S(F), Arena con finos	SW-SC, Arena bien graduada con arcilla
KC20	S(F), Arena con finos	CL, Arcilla ligera con arena
KC25	SF(F), Mezcla transicional	CL, Arcilla ligera con arena
KC30	SF(F), Mezcla transicional	CL, Arcilla ligera arenosa
KC40	F(F), Suelo de grano fino	CL, Arcilla ligera arenosa
KC50	F(F), Suelo de grano fino	CL, Arcilla ligera arenosa
KC60	F(F), Suelo de grano Fino	ML, Limo arenoso

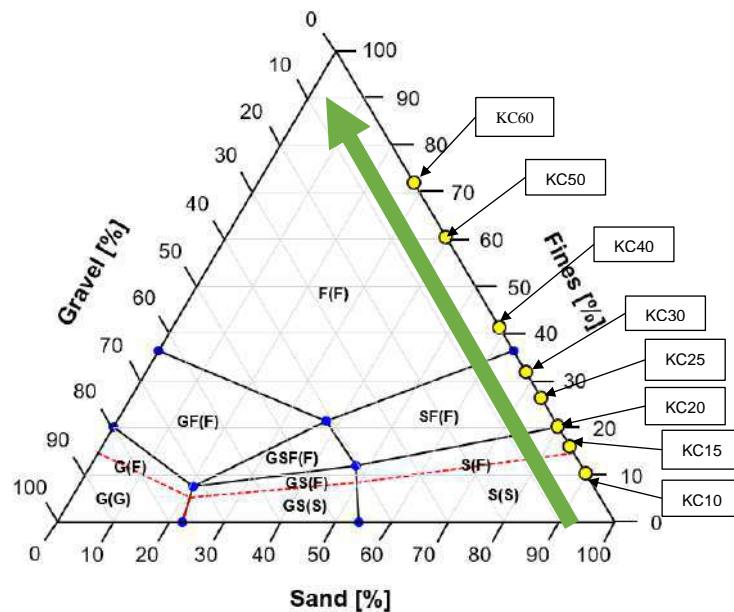
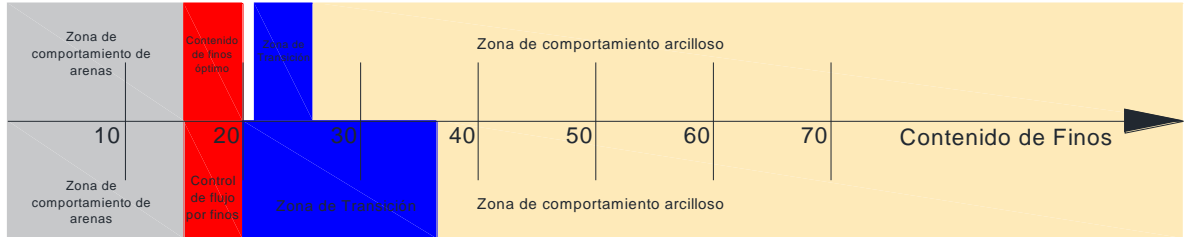


Figura 18. Comportamiento de las mezclas de suelo en el diagrama triangular del SRCS.

El diagrama triangular de las 7 mezclas de suelo tiene la distinción de tener 4 grupos: el primero es donde el control mecánico e hidráulico depende en la fracción de arena (KC10). El segundo grupo es donde la arena controla la respuesta mecánica mientras que los finos controlan la respuesta hidráulica (KC15 y KC20). El tercer grupo es donde es una zona transicional donde la arena y los finos interactúan en el control mecánico, pero el control hidráulico está definido por los finos (KC25 y KC30). Finalmente, el último grupo es donde los finos controlan el comportamiento hidráulico y mecánico (KC40, KC50 y KC60).

Kaothon et al (2022) resume el comportamiento de las mezclas de suelo con un diagrama lineal de acuerdo con la concentración de finos en la mezcla y se compara con los límites generados en el SRCS (Figura 19):

Zonas de comportamiento establecidos por Kaothon et al (2022):



Zonas de comportamiento establecidos por el Sistema Revisado de Clasificación de Suelos

Figura 19. Comparación de límites de comportamiento de mezclas de suelos determinados por Kaothon et al (2022) y el SRCS.

Se observa que ambas clasificaciones tienen una zona gris denominada “Zona de comportamiento de arenas” (clasificado en el RSCS como S(S)) es la misma propuesta que Kaothon et al (2022), terminando en aproximadamente en un 15% de contenido de finos. En el análisis de Kaothon el contenido de finos óptimo, en color rojo, se puede interpretar como “Arena con Finos, S(F)” en el RSCS en donde los finos controlan el comportamiento hidráulico y ambos se limitan en el 20% de contenido de finos. La diferencia entre ambos es el rango de la Zona de Transición de color azul, mientras que Kaothon la establece de un 21% a 26%, el RSCS tiene un rango mayor de 20% a 36.5%. La última zona, “Zona de Comportamiento Arcilloso”, de color crema, representa la zona en donde los Finos controlan la respuesta mecánica e hidráulica de la mezcla de suelo.

En ambos casos de zonificación de comportamiento, es importante señalar que el umbral del 50% de contenido de finos no es adecuado para describir al suelo, ya que solo se necesita un contenido de finos menor a este horizonte para que el agregado grueso deje de participar en el comportamiento.

4.3. Suelos Pumíticos

Los suelos pumíticos son el resultado de actividad volcánica en la forma de materiales piroclásticos y depositados por flujo hidráulico o por aire (Esposito y Guadagno, 1998). Estos suelos son el producto de erupciones de riolita y consisten predominantemente de cuarzo. Se caracterizan en que sus partículas presentan vesículas, una densa red de agujeros finos que pueden estar interconectados y abierto a la superficie, mientras que otros están aislados dentro de la partícula (Wesley, 2010).

4.3.1. Propiedades geotécnicas

El comportamiento geotécnico de los suelos pumíticos está influenciado por la presencia de poros de la partícula y los poros intersticiales entre clastos. La penetración del agua en los poros de partículas modifica las relaciones volumétricas-gravimétricas y el comportamiento del suelo y en el peso de las partículas. Esto tiene consecuencias en el comportamiento dinámico del material y en el desarrollo de presiones de poro y en tratamientos de mejoramiento de suelos y se considera que es la causa principal en el comportamiento anómalo de estos materiales (Esposito y Guadagno, 1998).

Los suelos pumíticos suelen tener un amplio rango de granulometría, desde materiales finos (menor a 0.075 mm) a gravas gruesas (75 mm), la naturaleza vesicular de las partículas resulta en un peso ligero y tienen un peso específico de acuerdo con su granulometría (Esposito y Guadagno, 1998; Wesley et al, 1999).

Debido a la naturaleza vesicular con la presencia de vacíos aislados se recomienda que al realizar la medición del peso específico del grano se use el método de desplazamiento simple (Wesley et al, 1999 y Porras, 1984) a diferencia del método clásico de matraz y vacío (ASTM D854) ya que el vacío toma en cuenta los poros aislados que no interactúan (Figura 20).

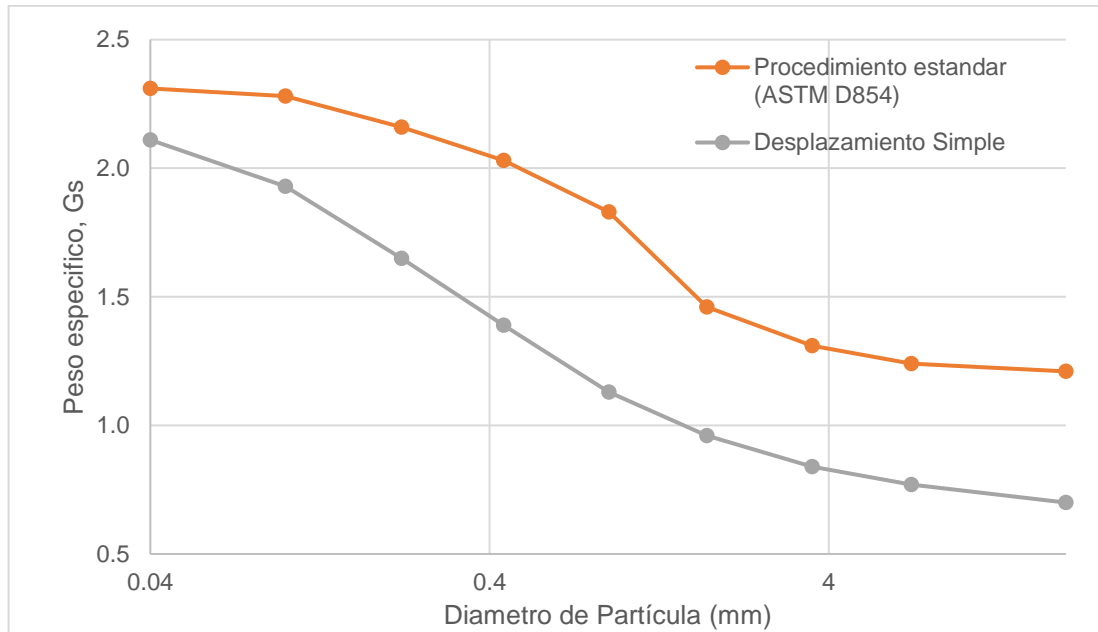


Figura 20. Valores de peso específico de las arenas pumíticas de acuerdo con el tamaño de partícula y método de prueba.

La Tabla 17 presenta un resumen de los diversos valores de densidad de sólidos de trabajos de investigación relacionados con las arenas pumíticas.

Tabla 17. Densidad de sólidos de arenas pumíticas.

Densidad de sólidos (G_s)	Referencia
1.95, 2.50	Asadi et al, 2017
2.48, 2.53, 2.54	Asadi et al, 2019a
2.09, 2.45, 2.50, 2.53, 2.54	Asadi et al, 2019b
2.09	Asadi et al, 2021
2.47 – 2.50	Esposito y Guadagno, 1998
2.47 – 2.67	Herrera et al, 2007
1.92 – 2.67	
2.50 – 2.67	
2.58 – 2.59 (Ecuador)	
2.67 – 2.74 (Japón)	
2.28 – 2.65 (Fiji)	
2.2	Kikkawa et al, 2013
2.51	Licata et al, 2017
1.95, 2.10	Orense, 2013
1.95	Orense et al, 2013
1.95, 2.49, 2.52	Orense y Pender, 2013
1.95, 2.10, 2.38	Orense y Pender, 2015
1.95, 2.30	Orense et al, 2012

Densidad de sólidos (G_s)	Referencia
1.56, 1.64, 1.66, 1.80, 2.32, 1.67 (Guadalajara, rigurosa) 0.94 (Guadalajara, aparente, desplazamiento simple) 0.79 (Guadalajara, aparente, inmersión en mercurio)	Porras, 1984
1.77	Pender et al, 2006
1.1 – 1.4	Stanley, 1978
1.21 – 2.31 (Procedimiento estándar) 0.70 – 2.11 (Desplazamiento simple)	Wesley et al, 1999
1.88, 2.02, 2.17, 2.31	Zamudio et al, 2016

La diferencia entre valores de peso específico de las arenas genera diferencias significativas en las relaciones volumétricas-gravimétricas, por lo que se recomienda que en cálculos que involucren el parámetro de relaciones de vacíos se utilice en su lugar el valor de peso volumétrico seco (Pender et al, 2006).

En cuanto a la forma de las partículas diversos autores han realizados estudios mediante análisis computacionales mediante fotografías digitales. La Tabla 18 recopila los datos de estas investigaciones.

Tabla 18. Redondez de arenas pumíticas de acuerdo con sus tamaños.

Redondez, R_c	Tamaños de partículas analizadas	Referencia
0.724	0.6 a 1.18 mm	Zhang et al, 2020
1.703, 1.801	0.075 a 3 mm	Asadi et al, 2017
0.8 a 0.9	40 a 70 mm	Stanley, 1978
1.58	1.18 a 2.34 mm	Kikkawa et al, 2013
1.66	0.1 a 2 mm	Orense y Pender, 2013
1.56	1.18 a 2.36 mm	Orense y Pender, 2015

Los valores de redondez superior a 1 indican que la partícula tiene una forma elipsoidal (Asadi et al, 2017).

Una particularidad de estas partículas es que presentan una facilidad de romperse ante fuerzas estáticas o dinámicas más fácilmente que con las arenas de cuarzo (Wesley, 2010), lo que lleva a tener consecuencias en su comportamiento mecánico que describimos en la siguiente sección.

4.3.2. Comportamiento mecánico

Una de las características de interés de los suelos pumíticos es que su resistencia (que usualmente son ángulos de fricción elevados) no depende del nivel de confinamiento (Wesley, 2010, Pender et al 2006).

El comportamiento drenado de los materiales muestra que las arenas pumíticas en estado suelto muestran un comportamiento contractivo independiente del nivel de confinamiento. En un estado denso la arena presenta un esfuerzo pico desviador a bajos niveles de confinamiento (50 kPa), pero no a un nivel elevado de confinamiento (300 kPa). Estos comportamientos se muestran en la Figura 21:

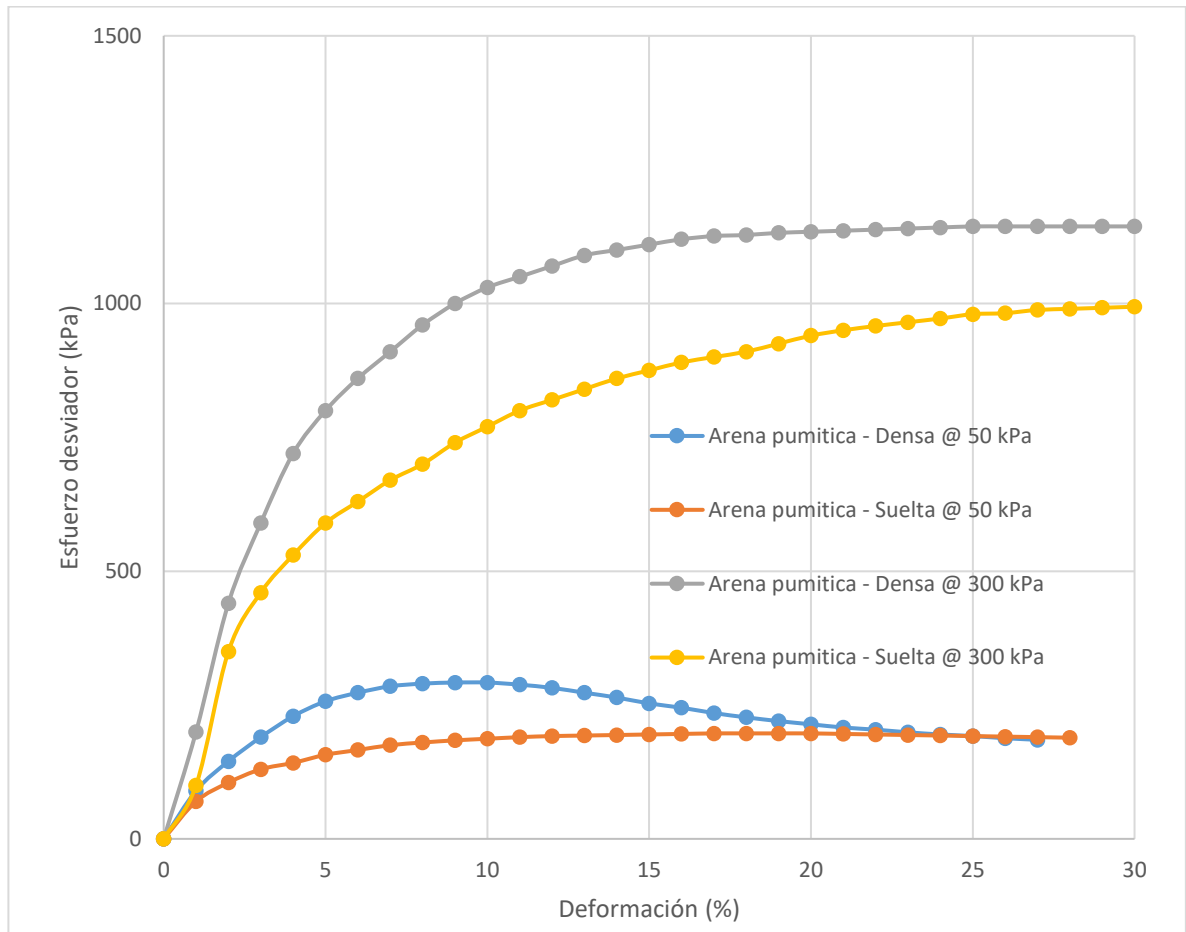


Figura 21. Curvas esfuerzo-deformación de pruebas triaxiales drenadas de arenas pumíticas en dos estados de densidad y dos niveles de confinamiento (adaptado de Wesley, 2010).

Este comportamiento también se expresa en una simulación de prueba de campo, donde material pumítico compactado a un nivel suelto y un nivel denso en una cámara de calibración fue ensayado con un penetrómetro de cono como lo muestra la Figura 22:

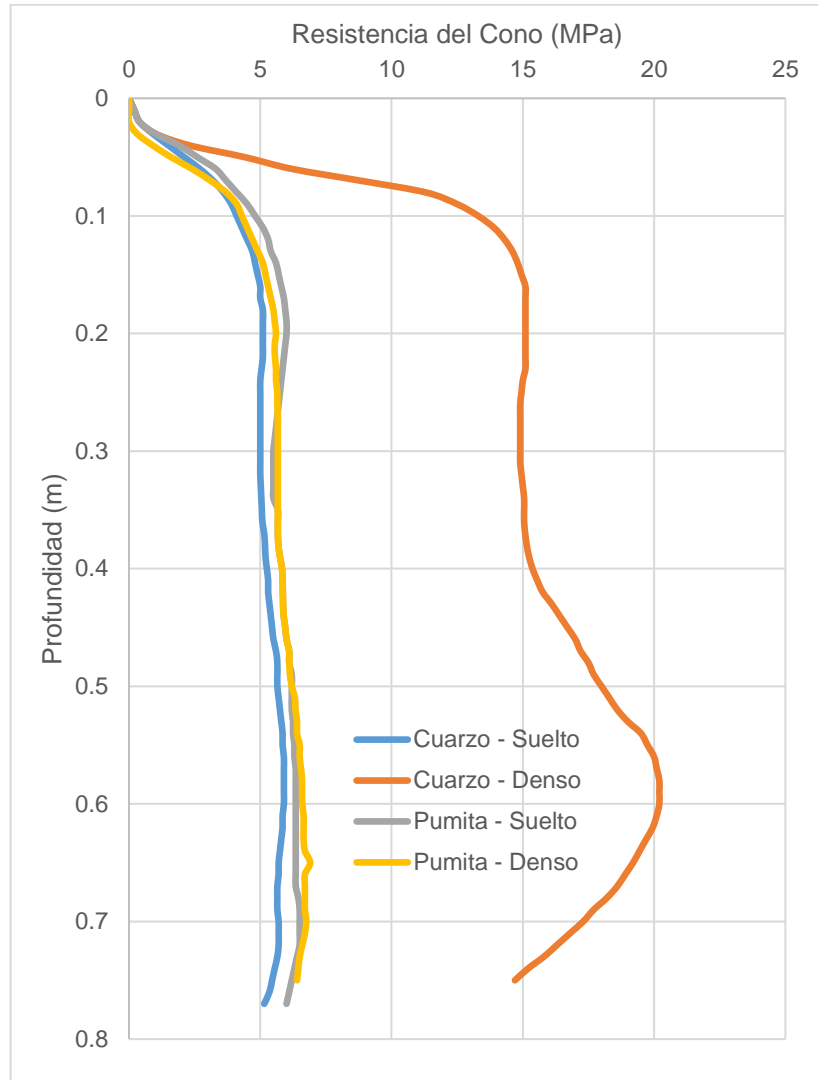


Figura 22. Comparativa de resultados de resistencia al cono para (a) arena pumítica y (b) arena de cuarzo, en estados suelto y denso (adaptado de Wesley et al, 1999).

Las investigaciones de Pender et al (2006) señalan que la trituración de las partículas, incluso a niveles modestos de esfuerzos confinantes, domina las propiedades de resistencia al corte y rigidez de las arenas pumíticas. Este rompimiento también afecta en el comportamiento del material bajo el Estado Crítico a altos niveles de esfuerzo.

Las arenas pumíticas son más compresibles que las arenas de cuarzo, como lo demuestran los experimentos con edómetro (Wesley, 2010) se representan gráficamente en la Figura 23.

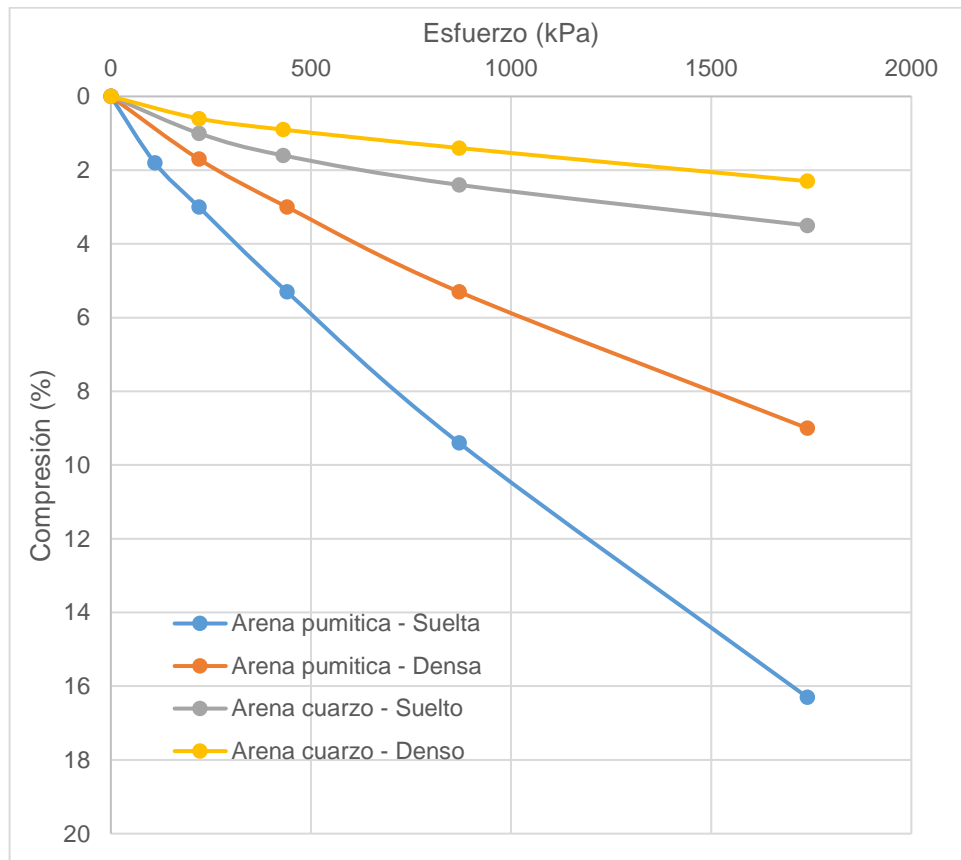


Figura 23. Resultados de ensayos de compresibilidad por edómetro de muestras de arenas pumíticas y de arenas de cuarzo (adaptado de Wesley, 2010).

4.3.3. Comportamiento hidráulico

Debido a su alta porosidad por la presencia de vesículas, los suelos pumíticos tienen una alta conductividad: una medición en laboratorio registra una conductividad en estado saturado de 2.1×10^{-4} m/s en laboratorio y en campo se tiene una conductividad saturada de 5.0×10^{-5} (Rees et al, 2020). Estos valores son de materiales altamente (1×10^{-2} m/s) a muy conductivos (1×10^{-3} m/s) (CFE, 2021).

4.3.4. Caso Guadalajara

En el Área Metropolitana de Guadalajara (AMG) los depósitos de suelo son productos de la actividad volcánica del Conjunto de La Primavera. Los suelos de la zona se componen de capas intercaladas de gravas y arenas pumíticas con un contenido de finos de 25% a 40%. Los materiales locales del tipo arena pumítica limosa con gravas medias y finas se denominan “jal” y las arenas limosas sin gravas o limos arenosos se denominan “tepetate” (Lazcano, 2001).

Las arenas presentan un alto grado de porosidad y bajo peso volumétrico (Saborío et al., 1970, Padilla Corona et al., 1980, Padilla Corona, 1988 y Lazcano, 2001) y fragilidad ante aplicación de cargas estáticas o accidentales (Saborío et al., 1970 y Fernández Loaiza et al., 1995).

El espesor de estos materiales puede ser desde 0.5 m, al este de la AMG (municipios de Ixtlahuacán del Río, Guadalajara, Tonalá, El Salto, Juanacatlán e Ixtlahuacán de los Membrillos) hasta 150 m, al noroeste (municipio de Zapopan) (Zamudio et al, 2019). La distribución espacial puede verse en la Figura 24.

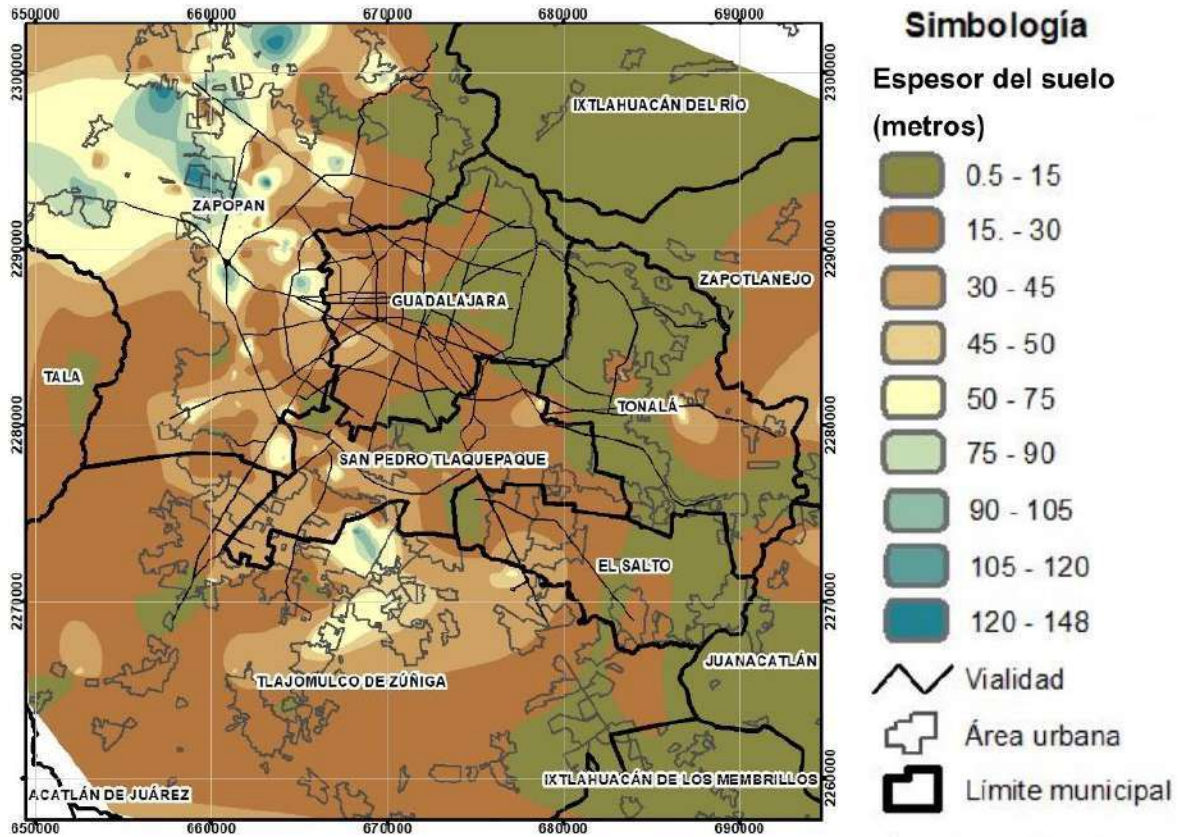


Figura 24. Espesor del suelo de la AMG (adaptado de Zamudio et al, 2020).

La resistencia de estos materiales pumíticos se ha registrado en pruebas de campo y laboratorio por diferentes autores. La Tabla 19 resume estas investigaciones y pruebas realizadas en los materiales.

Tabla 19. Ángulos de fricción interna de arenas pumíticas de Guadalajara, Jalisco.

Tipo de prueba	Ángulo de fricción	Referencia
Corte Directo Consolidada Drenada (CD)	41 – 42°	Hess y Padilla, 1986
Corte Directo CD	31 – 57°	Vargas et al, 2014 Ochoa-González et al, 2014
Triaxial CD y Corte Directo CD	35 – 40°	Saborío et al, 1970
Triaxial CD	38 – 52°	Porras, 1984
Triaxial CD	31 – 42°	Ochoa-González, et al, 2014
Triaxial CD y Corte Directo CD	16 – 73° (Jal) 38 – 46° (Tepetate)	Zamudio et al, 2018
Triaxial Cíclica CD	40°	Zamudio et al, 2004
Ficómetro	40 – 48°	Martínez et al, 2022

Se puede verificar que los ángulos de los materiales son elevados, similares a los de una arena de compacidad media a densa (Terzaghi et al, 1996).

Se tiene evidencia de la trituración de las partículas con energías de 2,700 kN-m/m³ (ASTM D698) al realizar pruebas de compactación para la realización de probetas para ensayos triaxiales como se muestra en la Tabla 20. La modificación de la granulometría se reduce conforme se tiene una mayor cantidad de finos.

Tabla 20. Modificación de granulometría por computación dinámica (AASHTO Modificada) en muestras de suelo pumítico (adaptado de Zamudio et al, 2016).

Condición	Porcentaje que pasa la malla de 0.075 mm (No. 200)			
	Jal	Jal-Tepe	Tepe-Jal	Tepetate
Antes	5%	12%	27%	33%
Después	20%	24%	35%	38%
Incremento de fino	+15%	+12%	+8%	+5%

La conductividad hidráulica registrada por Comisión Nacional del Agua la conductividad de las arenas pumíticas es de 1×10^{-3} m/s en pruebas de pozos (CONAGUA, 1993). En pruebas de conductividad a escala laboratorio con mezclas de suelos de arena pumítica con limos pumíticos dan valores de 2.73×10^{-3} m/s (muy conductivo) a 3.66×10^{-5} m/s (poco conductivo) (Zamudio et al, 2016). La reducción de conductividad se debe al incremento de finos y la tortuosidad del medio.

Se ha señalado que este tipo de suelos tiene problemas de flujo de agua dentro de la masa de suelo. Estas condiciones pueden provocar el fenómeno de lavado de finos que reduce la resistencia de los estratos de arena en los casos que el flujo sea reducido. Para los casos en que el flujo de agua es abundante se pueden generar oquedades dentro de la masa de suelo, las cuales se vuelven inestables ante cambios en los estados de esfuerzos por la presencia de estructuras. El colapso de estas oquedades puede provocar inestabilidades de las estructuras desplantadas en las inmediaciones de estas oquedades (Padilla y Corona, 1988; Padilla y Corona, 2004).

4.4. Suelos Expansivos

Los suelos expansivos son suelos que cambian su volumen de acuerdo con su grado de saturación y pueden provocar daños en las estructuras desplantadas sobre este tipo de suelo (Zha et al, 2008). Estas estructuras pueden ser cimentaciones, pavimentos, pisos, vigas, canales y recubrimientos de reservorios (Johnson, 1969).

La presencia de los suelos expansivos se ubica en áreas tropicales y se han detectado en el suroeste de EE. UU., Sudamérica, Canadá, África, Australia, Europa, India, China y el Medio Este (Sriharan y Prakash, 2000).

4.4.1. Propiedades de Suelos Expansivos

4.4.1.1. Granulometría

Los suelos expansivos usualmente se componen principalmente de materiales de grano fino como arcilla. Se considera que las arcillas tienen un tamaño de 0.002 mm o 2 μm y este tamaño permite más absorción de agua por volumen de partícula (Johnson, 1969). La presencia de arena puede reducir el potencial de expansión de estos suelos y este efecto suele usarse como estabilizante (Atemimi, 2020).

4.4.1.2. Mineralogía de suelos expansivos

Los principales grupos de minerales de arcilla son: alófanas, caolinitas, esméctica, saponitas, ilitas, vermiculitas, cloritas y las estructuras de cadenas (sepiolita, atapulgita) (Mitchell y Soga, 2005).

De acuerdo con las características de cada tipo de mineralogía de la arcilla es posible deducir el comportamiento en este sentido de los suelos correspondientes. Por ejemplo, la montmorillonita y la nontronita, o también la vermiculita, con partículas aplanadas y pequeñas, gran densidad de carga y altas capacidades de cambio catiónico, serán muy expansivas. La illita o la caolinita lo serán menos, y la pirofilita o la serpentina muy poco o nada (Barrera y Garnica, 2002).

En el estudio de suelos expansivos, se considera que en la mineralogía se tienen 3 grupos relevantes. En orden de mayor a menor potencial de expansión se tienen la montmorillonita, illita y caolinita (Johnson, 1969).

El origen de los minerales expansivos se define en dos grupos (Donaldson, 1969): El primer grupo es de rocas ígneas básicas como basaltos, dolerita y gabros donde los minerales de feldespato y piroxena se descomponen para formar la montmorillonita. El segundo grupo se compone de rocas sedimentarias que contienen montmorillonita que se descompone físicamente para formar suelos expansivos. Algunas de estas rocas sedimentarias son lutitas, lutitas margas y calizas.

Los suelos expansivos se encuentran en las regiones áridas y semi-áridas del mundo y la presencia de arcillas tipo montmorillonitas les da a estos suelos un potencial alto de hinchamiento y reducción (Chen et al, 1998). La falta de lluvia ha impedido que el mineral montmorillonita se meteorice a minerales con menor actividad como la illita y caolinita (Al-Rawas et al, 2006).

Los minerales de las arcillas expansivas tienen las siguientes características (Asuri y Keshavamurthy, 2016):

- Fuerzas de Van der Waals muy débiles entre las celdas adyacentes del mineral.
- Sustitución isomorfa apreciable durante la formación del mineral de arcilla, dando lugar a cargas superficiales altamente negativas.
- Alta capacidad de intercambio catiónico (80 – 150 meq/100 g).
- Gran superficie específica (400 – 900 m²/g).

Algunas de estas características se muestran con datos en la Tabla 21:

Tabla 21. Propiedades de arcillas expansivas (adaptado de Mitchell y Soga, 2005 y Woodward-Clyde & Associates, 1967).

Mineral de Arcilla	Forma	Espesor de partícula (µm)	Diámetro de partícula (µm)	Capacidad de Intercambio Catiónico (meq/100 gr)	Superficie específica (m²/g)
Montmorillonita	Hojuelas equidimensionales	>9.5×10 ⁻⁵	0.05 – 10	80 – 150 70 - 80	50 – 120 Primaria 700 – 840 Secundaria
Illita	Laminas	0.003 – 0.1	0.5 – 10	10 – 40 10 - 20	65-100 65 – 180
Caolinita	Escamas de 6 lados	0.5 – 2	0.5 - 4	3 – 15	10 – 20

Los métodos de identificación de mineralogía son los siguientes y deberían de usarse en conjunto para resultados más confiable (Chen et al, 1998):

- Análisis de difracción de rayos X.
- Análisis diferencial térmico.
- Adsorción de tinte.
- Análisis clínico.
- Microscopia de electrónico de barrido.

Sin embargo, varios autores señalan que estos métodos son costosos por los equipos involucrados y el nivel de experiencia para interpretar los resultados (Asuri y Keshavamurthy, 2016). Por lo que se han recurrido a otras propiedades, como los límites de consistencia para identificar la mineralogía de manera indirecta para fines de ingeniería práctica (Chen et al, 1998).

4.4.1.3. Superficie específica

Como se mencionó en la sección anterior, la propiedad de superficie específica es un indicador importante para el mineral dado que los minerales expansivos tienen una alta superficie específica como lo muestra la Tabla 20 en la subsección anterior. Esta propiedad también se ha relacionado con los valores de límite líquido, capacidad de intercambio catiónico e índice de expansión libre suelo (Arnepalli et al, 2008).

Para poder determinar esta superficie específica existen varios métodos de prueba:

- Absorción de Azul de Metileno
- Adsorción de Gas Nitrógeno (N₂)
- Absorción de Éter Monoetílico de Etilenglicol (EGME)
- Porosimetría de Intrusión de Mercurio
- Adsorción de aire

Dentro de estas pruebas, las investigaciones han demostrado que los métodos de Absorción, ya sea de Azul de Metileno o EGME dan resultados del área total de superficie específica que gobiernan el comportamiento real del suelo (Arnepalli et al, 2008).

4.4.1.4. Límites de consistencia

Dado que los suelos expansivos son predominantemente finos, los estados de consistencia como el límite líquido y plástico son utilizados para su clasificación. Los suelos expansivos como la ilita y la montmorillonita suelen clasificarse como CL, CH o MH en la Carta de Plasticidad del SUCS. Se han realizado pruebas de límites líquidos con los 3 grupos principales de minerales de arcilla expansiva con sus variantes de cationes absorbidos: Sodio (Na), Potasio (K), Calcio (Ca) y Magnesio (Mg) y se presentan en la Tabla 22.

Tabla 22. Valores de límites de Atterberg para minerales de arcillas con cationes adsorbidos y su clasificación en el SUCS (adaptado de Chen, 1998 citando a White, 1949).

Mineral	Catión	LL (%)	LP (%)	IP (%)	SUCS
Caolinita	Na ⁺	29	28	1	ML
	K ⁺	35	28	7	ML
	Ca ⁺⁺	34	26	8	ML
	Mg ⁺⁺	39	28	11	ML
Iilita	Na ⁺	61	34	27	MH
	K ⁺	81	43	38	MH
	Ca ⁺⁺	90	40	50	MH
	Mg ⁺⁺	83	39	44	MH
Montmorillonita	Na ⁺	344	93	251	CH
	K ⁺	161	57	104	CH
	Ca ⁺⁺	166	65	101	MH
	Mg ⁺⁺	158	59	99	MH

Se puede observar que los minerales de arcilla más expansivos como la montmorillonita e ilita en sus 4 cationes adsorbidos tienen un valor más alto de límite líquido, superior al 50%.

El límite líquido se ha relacionado con la superficie específica por varios autores.

Farrar y Coleman (1967):

$$S_e \left[\frac{m^2}{g} \right] = 1.8 \cdot LL[\%] - 3.4$$

LL Límite líquido (%)

S_e Superficie específica (m²/g)

Arnepalli et al (2008):

$$LL = 0.1(S_e)^{1.33}$$

Donde:

LL Límite líquido (%)
 S_e Superficie específica (m²/g)

Se señala que la relación de Farrar y Coleman es lineal, mientras que la relación de Arnepalli es polinomial. Esta diferencia tiene consecuencias significativas en valores elevados de superficie específica.

4.4.2. Mecanismo de expansión

Una explicación del fenómeno del hinchamiento de las arcillas, de acuerdo con Bell (1998), es que estas partículas tienen una carga negativa y atraen las cargas de los iones disponibles del agua de poro del suelo. Cuando el agua está disponible, las partículas atraen capas de agua unidades a esta, por el efecto de la doble capa difusa (DCD), y el espaciamiento entre partículas de arcilla se incrementa.

En el caso de la DCD, en la Figura 25 se tiene un ejemplo de dos minerales de arcilla (Tabla 22) y el tamaño de la capa de agua adsorbida. Se puede ver que el tamaño de ambas capas es el mismo, pero por los tamaños de las partículas, la montmorillonita tendrá mayor actividad, plasticidad, y grandes cambios en su volumen.

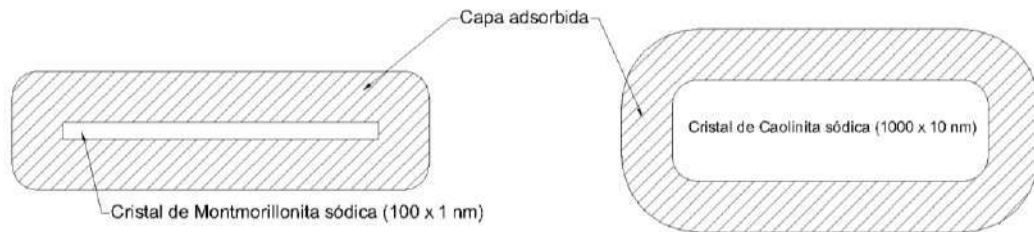


Figura 25. Tamaños relativos de las capas de agua adsorbida en montmorillonita sódica y caolinita de sodio (redibujado de Lambe, 1958).

El hinchamiento en suelos puede provocarse por una menor concentración de cationes, los cationes que están más concentrados en la superficie de la partícula de arcilla forman la fuerza repulsiva entre las DCD.

Otra explicación de la expansión en arcillas de illita y montmorillonita es por el exceso de presión osmótica en la capa adsorbida de iones. La osmosis es el paso de un solvente por medio de una membrana semipermeable de una solución de menor concentración a una de mayor concentración. La presión osmótica es a presión que se debe de aplicar a la solución para prevenir el flujo de solvente que intenta diluir la solución.

En los suelos la presión osmótica ocurre en el sistema suelo-agua junto con el sistema de doble capa en la malla de suelo, la concentración de iones que están sujetos a la fuerza atractiva previene que estos iones se alejen de la doble capa. Sin embargo, el agua tiene la movilidad de poder diluir la concentración y se logra obtener el efecto de la membrana semipermeable (Chen, 1998).

G.H. Bolt (1956) explica en su investigación que la presión osmótica del sistema agua- arcilla de 4.79 MPa a 9.58 MPa y las arcillas pueden alcanzar 2.39 MPa (Chen, 1998).

El hecho que el SRCS tenga dentro del protocolo de ensayos a suelos finos pruebas para medir los efectos de la doble capa difusa de las partículas de arcilla puede ser de utilidad para la detección de suelos expansivos. Las pruebas aplicadas es el uso de agua desionizada para incrementar los efectos de esta doble capa difusa y el uso de agua salina a 2 M NaCl para colapsar los efectos.

4.4.3. Determinación de expansión en suelos

4.4.3.1. Métodos directos

En la práctica de ingeniería existe el estándar de prueba ASTM D4546 (ASTM, 2021b), la versión más reciente es del 2021.

Este estándar cubre dos pruebas de laboratorio para medir la magnitud del expansión o colapso de suelos no saturados (Métodos A y B) y un método de medir la compresión subsecuente inducida por carga subsecuente a la deformación inducida por la saturación (Método C) (ASTM, 2021b).

Los métodos, como se explican en el estándar D4546, se desarrollan de la siguiente manera (ASTM, 2021b):

El método A es un procedimiento para medir la expansión o hidrocompresión (colapso) inducido por la saturación de especímenes reconstituidos que están simulando las condiciones de sitio o rellenos compactados. Este método permite también determinar la magnitud de la presión de expansión (el esfuerzo vertical mínimo para prevenir el hinchamiento) y expansión libre (porcentaje de hinchamiento bajo una presión de 1 kPa).

El método B mide la deformación de expansión o colapso de especímenes intactos que se obtienen de un depósito natural o de un relleno compactado existente. Este método permite la determinación de la presión de hinchamiento y la expansión libre.

En el método C se miden las deformaciones inducidas por carga en un espécimen reconstituido o intacto después de que éste se ha expandido o colapsado por la saturación de la muestra.

4.4.3.2. Métodos indirectos

Existe un método de prueba recomendado por Mohan et al (1959) y adoptado en India (IS:2720, Parte XL, 1977) que consiste en ver la expansión de un suelo saturado en dos condiciones de química del fluido de poro: agua destilada y keroseno. Existe evidencia que se puede sustituir el keroseno con gasolina en esta prueba, dando resultados similares debido a que es un fluido no polar (Forouzan, 2016).

Sridharan y Prakash (2000) mencionan que existe un método de prueba predictivo del índice de expansión libre al medir los volúmenes de un suelo sujeto a agua destilada y keroseno. Posteriormente Sridharan y Prakash (1985) modificaron la prueba para considerar una relación de equilibrio de volumen de sedimento y posteriormente recomendaron sustituir el keroseno con tetracloruro de carbono (CCL₄).

En estudios realizado por Arnepalli et al (2008) y Erdal (2002) establecen que hay una relación proporcionalmente lineal entre la superficie específica y el Índice de Expansión Libre (Dos and DeCastro 1965; Farrar and Coleman 1967; Ross 1978; Low 1980; Morgenstern and Balasubramanian 1980; Dasog et al. 1988). Arnepalli et al (2008) establece:

$$IEL = 0.42 \times S_e$$

Donde:

IEL Índice de Expansión Libre (%)
 S_e Superficie específica (m^2/g)

La prueba de azul de metileno se ha utilizado para establecer el grado de expansión (Yukselen y Kaya, 2008; Fityus et al., 2000; Meisina, 2000; Erguler y Ulusay, 2003; Avsar et al., 2005). Una clasificación propuesta de acuerdo con el valor de azul de metileno se encuentra en la Tabla 23.

Tabla 23. Propuesta de clasificación de potencial de hinchamiento de acuerdo con resultados de Azul de Metileno (Yukselen y Kaya, 2008).

Valor de Azul de Metileno (g / 100 g)	Grado de expansión
0 – 4	Bajo
4 – 8	Medio
8 – 15	Alto
> 15	Muy alto

Donde el Valor de Azul de Metileno se calcula de la siguiente forma:

$$MBV = V_{cc}/f'$$

Donde:

V_{cc} Volumen de solución de azul de metileno inyectada en la solución de suelo (concentración de 10 g/L), (cm^3)

f' Peso seco del suelo (100 gr)

Dado que las propiedades del límite líquido y la superficie específica están entrelazadas, algunos autores han utilizado el parámetro de límite líquido como indicador del potencial de expansión de un suelo. Existe una relación entre el límite líquido y el hinchamiento de las arcillas ya que ambas propiedades dependen de la cantidad de agua que la partícula de arcilla puede absorber (Tabla 24, Chen, 1998).

Tabla 24. Datos para hacer estimaciones de cambios de volumen probables para suelos expansivos (adaptado de Chen, 1998)

Porcentaje que pasa la malla 0.075 mm	Límite líquido	Resistencia a la penetración estándar golpes/30 cm	Expansión probable (porcentaje total de cambio de volumen)	Presión de expansión (kPa)	Grado de expansión
< 30	< 30	< 10	< 1	> 47.9	Bajo
30 – 60	30 – 40	10 - 20	1 – 5	143.6 – 239.4	Medio
60 – 95	40 – 60	20 - 30	3 – 10	239.4 - 957.6	Alto
> 95	> 60	>30	>10	>957.6	Muy alto

Otras clasificaciones han sido resumidas por Asuri y Kesayamurthy (2016) en la Tabla 25:

Tabla 25. Clasificación de suelos expansivos basados en suelos expansivos (adaptado de Asuri y Keshavamurthy, 2016)

Potencial de Hinchamiento	Límite líquido (%)	
	Snethan et al (1977)	IS: 1498 (1970) Dumbleton (1968)
Bajo	< 50	20 – 35
Medio/marginal	50 – 60	35 – 50
Alto	> 60	50 – 70
Muy alto	-	70 – 90

Sin embargo, estos mismos autores señalan que este tipo de clasificación tiene las siguientes limitaciones.

- El límite líquido es empírico y basado en resistencia (Sridharan y Prakash, 1998).
- No existe un mecanismo único que controle el límite líquido de suelos que contengan minerales de arcilla del tipo red en expansión (Sridharan 1986, 1988).
- Los mecanismos que controlan el límite líquido de los suelos de grano fino y los mecanismos que gobiernan los métodos de prueba (Copa de Casagrande o Cono Inglés) pueden no coincidir (Sridharan y Prakash, 2000).

Sridharan y Prakash (2000) también señalan que el mecanismo de control del límite líquido de la caolinita y montmorillonita es diferente: en la caolinita se controla por el arreglo de partículas y fuerzas atractivas entre partículas, en la montmorillonita el límite líquido está controlado por el espesor de doble capa.

Un complemento para este tipo de clasificaciones es el de utilizar parámetros adicionales, en este caso O'Neill y Poormoayed (1980) proponen el uso del límite plástico y succión en condiciones naturales (Tabla 26).

Tabla 26. Clasificación de potencial de hinchamiento de suelos de la USAEWES (O'Neill y Poormoayed, 1980).

Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Succión inicial (in situ) (kPa)	Hinchamiento potencial (%)	Clasificación
Menor a 50	Menor a 25	Menor a 145	Menor a 0.5	Menor
50 – 60	25-35	145 – 385	0.5 – 1.5	Marginal
Más de 60	Mayor a 35	Mayor a 385	Mayor a 1.5	Alto

El límite líquido nos ayuda definir el índice plástico por lo que se puede referir el punto en la carta de Casagrande y su mineralogía (Figura 9). El grado de succión es importante ya que está relacionado inversamente con el grado de saturación del material, a menor saturación la expansión del material es mayor.

4.4.4. Estabilización de suelos expansivos

Dentro de los métodos de estabilización de suelos expansivos Gromko (1974) los agrupa y resume de la siguiente manera:

- Control de compactación
- Pre-humedecimiento
- Mantenimiento de contenido de agua constante
- Estabilización química
- Estabilización electro-osmótica

Esta investigación se enfocará en la estabilización química por los cambios físicos y químicos que describimos a continuación.

4.4.4.1. Estabilización química

La estabilización química consiste en añadir una sustancia que reduzca la expansión de los suelos. Algunas de las sustancias más usadas es el uso de cal y cemento (Gromko, 1974) y se han investigado otras sustancias como la sal (Garnica et al, 2012; Durotoye et al, 2021) y ceniza volante (Nalbantonglu, 2004; Zha et al, 2008; Horpibulsuk et al, 2009).

De estas sustancias se ha investigado que la cal es la más adecuada para este tipo de suelos. (Barman et al 2022 citando a Herrin y Mitchell, 1961; Bell, 1988; Raju, 1991; Sherwood, 1993; Greaves, 1996; Mathew y Rao, 1997).

Existen 2 tipos principales de cal: la cal hidratada $Ca(OH)_2$ y cal rápida CaO . El uso de la pueden depender de la mineralogía del suelo expansivo (Barman et al 2022 citando a Hilt y Davidson, 1960; Bell, 1996).

El uso de cal puede reducir la cantidad de reducción e hinchamiento. En el caso de que el suelo tenga un alto contenido de sulfatos (SO_4), en cantidades mayor a 5000 mg/kg, este puede reaccionar con el CaO para formar ettringita, que también es expansiva (Forster et al, 1995).

Este tipo de estabilización se aplica mejor al mezclar de 2 a 8% de cal con el suelo (Gromko, 1974) o 3 a 6% (Mallela et al, 2004). Una capa compactada con espesor 150 mm puede tener un desempeño adecuado para cimentaciones. La capa estabilizada con cal redistribuye los esfuerzos de contenido de agua desiguales en el subsuelo para minimizar el riesgo de agrietamiento en la superestructura (Bell et al, 1998). Los métodos de mezclados pueden ser previos o mezclados en sitio (Bell et al, 1988).

4.4.4.1.1. Mecanismos

Los mecanismos que ocurren en la adición de cal al suelo son por medio del intercambio catiónico, floculación y aglomeración, carbonización y reacciones puzolánicas (Ali y Mohamed, 2019). Estos mecanismos han sido estudiados por los autores Diamond et al, 1965; Rogers et al, 1997; Boardman et al., 2001; Puppala et al., 2005; Di Sante et al., 2014; Zhao et al., 2015; Vitale et al., 2016; Vitale et al., 2017; Chemedda et al., 2018; Gao et al., 2018; Di Sante et al., 2019. (Ali et al, 2019) y Liao 1984; Locat et al. 1990; Ali et al. 1992; Bell 1996; Sivapullaiah et al. 1996; Du et al. 1999; Kaniraj and Havanagi 2001; Cokca 2001; Consoli et al. 2001; Nalbantoglu and Gucbilmez 2001; Nalbantoglu 2004; Kumar and Sharma 2004; Kate 2005 (Zha et al, 2008).

Ali et al (2019) resume el efecto de la cal en el suelo de la siguiente manera:

La cal añadida se disuelve parcialmente en iones de calcio e hidroxilo en el agua de poro. Los iones de calcio, como cationes divalentes recurren a subrogar los cationes de menor carga que rodean las superficies de partículas de cal en un mecanismo denominado intercambio de cationes. Las superficies de cal inherentemente están cargadas negativamente que se balancean con cationes nativos que forman una capa doble difusa que rodea cada partícula de arcilla. El intercambio de cationes da lugar a una reducción en el espesor de la doble capa difusa, por lo que el cambio en la superficie de partículas de arcilla se balancea por un número menor de cationes (Strawn, et al, 2015). Inmediatamente, las partículas de arcilla vecinas se acercan e interactúan entre ellas dando a la reconfiguración de sus posiciones en un mecanismo de floculación y aglomeración. En contraste, la liberación de iones hidroxilos crea un ambiente alcalino en el agua de poro, atacando la superficie de la partícula de arcilla, causando un lanzamiento de iones de aluminio y sílice al agua. Estos iones reaccionan con el calcio disponible y los iones de hidroxilo para formar los compuestos cementantes en un proceso denominado “reacción puzolánica”. Sin embargo, aún hay controversia de si estos mecanismos ocurren consecuente o simultáneamente (Boardman et al, 2001).

4.4.4.1.2. Resultados

La aplicación de cal mejora las propiedades mecánicas, trabajabilidad del suelo y reduce la sensibilidad del suelo ante la absorción y liberación de agua (Ali et al, 2019).

Como se mencionó en la sección 4.4.4.1 el comportamiento de la estabilización depende de la mineralogía: en el caso de caolinitas e ilitas, el límite líquido se incrementa por efectos de floculación, en cambio en la montmorillonita se reduce debido a la reducción en la DCD (Barman y Dash, 2022).

4.4.5. Caso Querétaro

Los suelos expansivos, clasificados como vertisoles cubren el 20% del estado de Querétaro y se encuentran en la zona del Valle de Querétaro y su zona metropolitana (Figura 26). El 60% de unidades habitacionales presentan daños en la forma de agrietamiento de paredes en el primer año de la construcción (Zepeda y Castañeda, 1992).

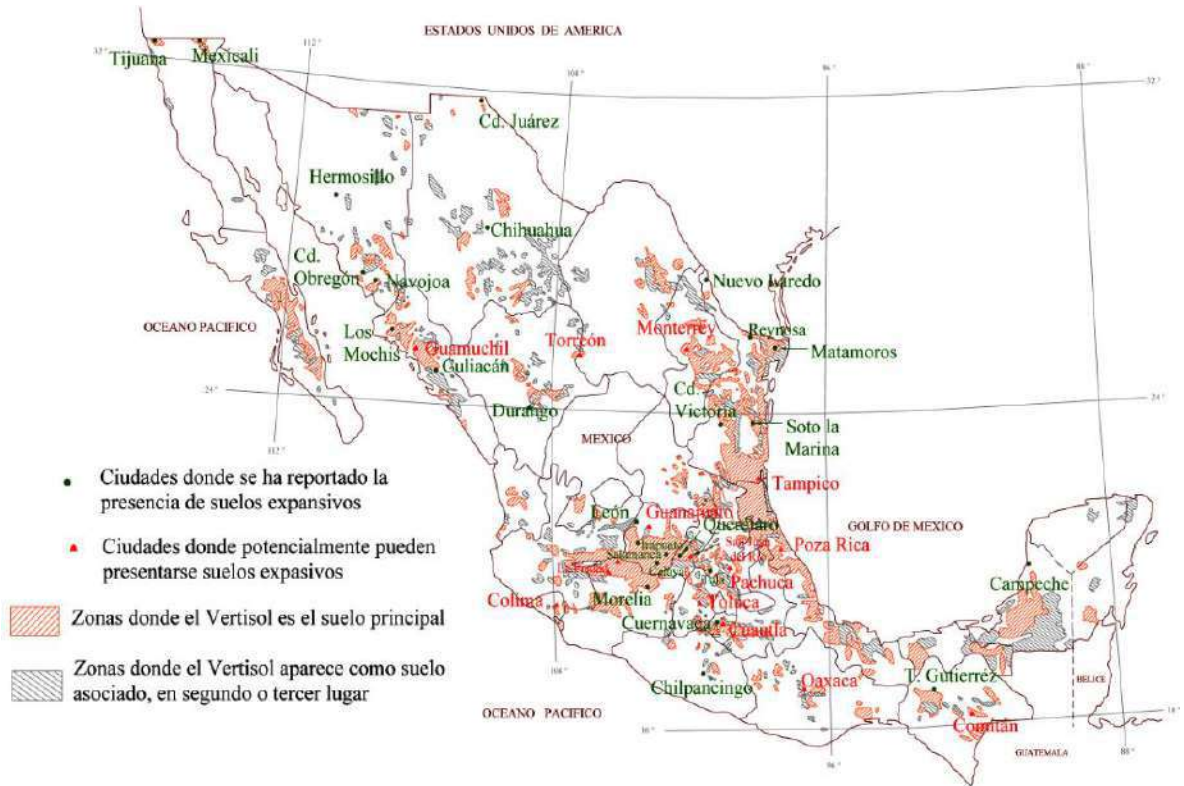


Figura 26. Zonas potenciales de suelos expansivos en la República Mexicana (Zepeda y Castañeda, 1992).

Dentro de la Zona Metropolitana de Querétaro se tiene una zonificación geotécnica basado en las diversas investigaciones realizadas donde se identifica que la prevalencia de suelos expansivos es en la Zona Geotécnica del Valle (Figura 27).

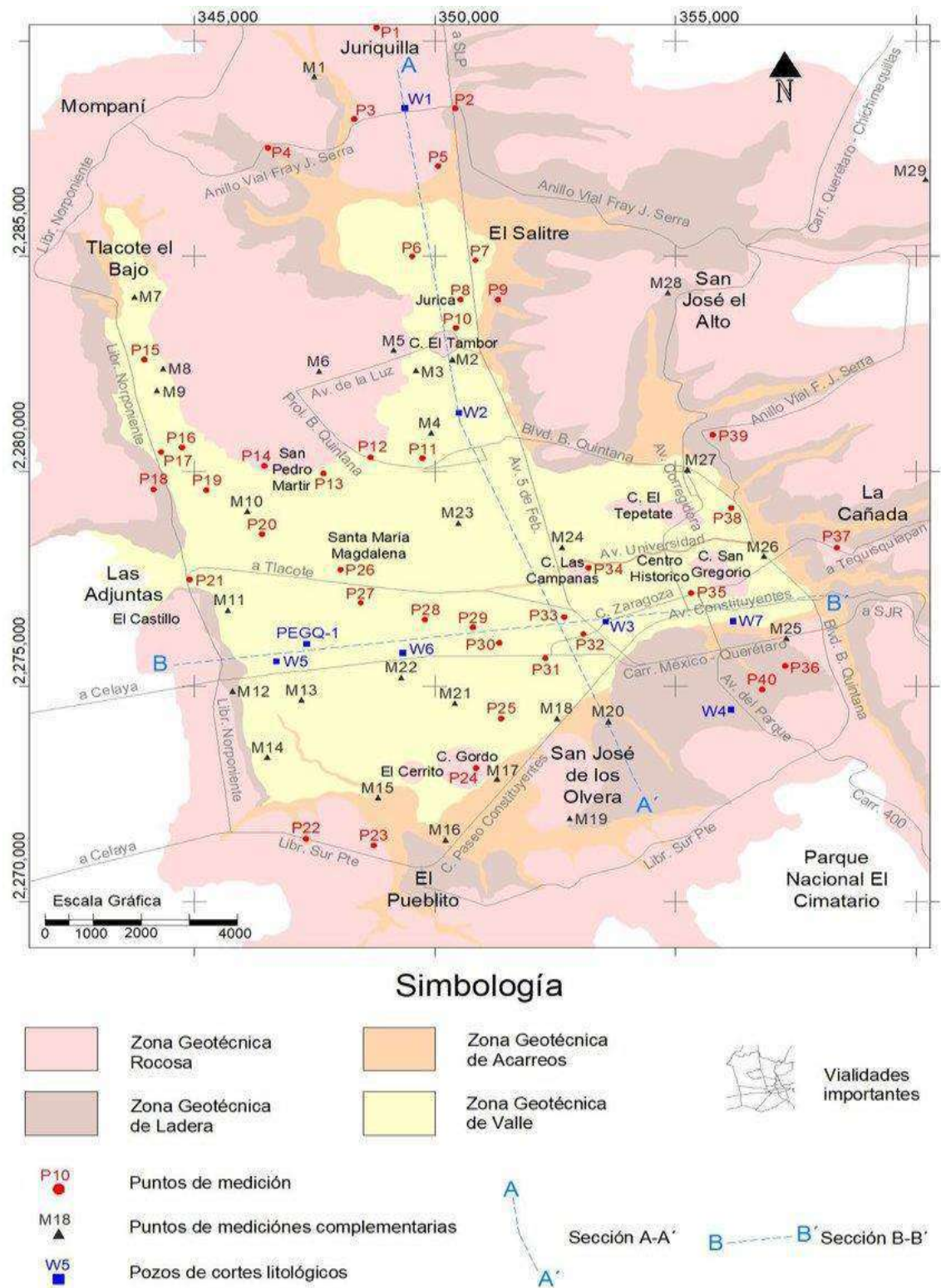


Figura 27. Zonificación geotécnica de la zona metropolitana de Querétaro (Álvarez et al, 2017).

Los análisis de mineralogía de los suelos de Querétaro se componen principalmente de arcillas de montmorillonita sódica (Minor, 2005) expresadas como arcillas de alta compresibilidad y limos de alta compresibilidad.

La expansión de los suelos de Querétaro ha sido estudiada por varios investigadores por parte de la Universidad Autónoma de Querétaro a nivel Licenciatura y Posgrado y se resume en la Tabla 27.

Tabla 27. Presiones de expansión e índices de expansión libre de suelos de Querétaro.

Ubicación	Presión de expansión (kPa)	Porcentaje de expansión (%)	Referencia
Jurica	83.6 a 1121.9	16.62	Cabrera, 2001
Santiago de Querétaro	N/D	28.6	Guerrero, 2002
Jurica	62.8	12.55	Vázquez, 2002
Santiago de Querétaro	N/D	13.43	López, 2002
Santiago de Querétaro	N/D	12.10 a 14.60	Minor, 2005
El Pueblito	2.8 a 205.4	0.33 a 3.67	Morales, 2005
Jurica	270 a 780	14 a 28.53	Torres, 2005
Jurica	N/D	1.56 a 80.80	Cabrera, 2006
Jurica	227.8	12.10	Ayala, 2008
El Pueblito	N/D	15.02	Hernández, 2009
Santiago de Querétaro	127.5	2	Casal et al, 2011
Santa Fe	5.88	N/A	Baeza, 2012
Jurica	565.8		
Jurica	350	17.2	Bimbela, 2014
Jurica	25	8.9	Castelo, 2014
Jurica	183.4	20.39	Rosales, 2014
Santiago de Querétaro	91.2	3.89	Cabrera, 2015
Jurica	410	18.8	Rodríguez, 2015
Jurica	N/D	14	Meza, 2016
Jurica	N/D	34.45	Lezama, 2017
Santa Fe		38.84	
Santiago de Querétaro		28.50	
Santa Fe	50.01	N/D	Montes, 2018
Jurica	98.07	10.58	Rodríguez, 2018
Santiago de Querétaro	160 a 330	N/D	Verdín, 2018
Santiago de Querétaro	17.2	N/D	Méndez, 2020
Jurica	188.6	N/D	Rodríguez y Rojas, 2020
Jurica	70	41.9	Ortega, 2021
Santiago de Querétaro	176.1	1.81	Verdín, 2022

Como parte de las investigaciones en el ramo de geotecnia ambiental. Se ha hecho un análisis del comportamiento de una arcilla gruesa del Fraccionamiento Santa Fe, Santiago de Querétaro con hidrocarburos como gasolina y diésel, ambos fluidos no polares. El límite líquido de esta arcilla en condiciones naturales fue de 87.16%, ante la gasolina este material se rigidizó y no fue posible determinarlo; en cuanto al diésel, el límite se redujo a 27.57% (Cabello, 2015), por lo que se deduce que este material puede ser eléctricamente sensible en el esquema de clasificación SRSC.

Dentro de las investigaciones con suelos de Querétaro, la estabilización con cal en una concentración de 2, 4 y 6% tiene el siguiente resultado (Rodríguez, 2018):

Tabla 28. Modificación de límites de consistencia en suelos estabilizados con cal (Rodríguez, 2018)

Tipo de suelo	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Índice plástico (%)
Suelo natural	72	32	40
Suelo natural + 2% cal	59	33	26
Suelo natural + 4% cal	53	35	18
Suelo natural + 6% cal	49	36	13

Se observa que el límite líquido se reduce conforme se añade cal y el límite plástico se incrementa. El comportamiento de la reducción del límite líquido concuerda con el comportamiento de una arcilla con mineralogía de montmorillonita. Dado que el índice plástico es una diferencia de estos dos valores, este también se reduce.

El tiempo de contacto también puede afectar en el comportamiento del suelo estabilizado, en una investigación con suelos de Querétaro y el tiempo de contacto con la cual demostró que el tiempo de contacto mínimo para mostrar efectos a largo plazo es de 100 horas en adelante (Guerrero, 2002).

Tabla 29. Efecto del tiempo en la aplicación de cal (7%) en un suelo de Querétaro (Guerrero, 2002).

Tipo de suelo	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Índice plástico (%)
Suelo natural	78.5	36.6	41.9
Suelo + Cal 1 hr	86.4	53.5	32.9
Suelo + Cal 10 hr	84.9	54.9	30.0
Suelo + Cal 100 hr	85.4	55.6	29.8
Suelo + Cal 150 hr	85.5	56.2	29.3
Suelo + Cal 500 hr	85.5	55.0	30.5

4.5. Suelos Colapsables

Los suelos colapsables son suelos que, en un estado natural y seco, tienen altos valores de rigidez y resistencia al corte aparente, pero al humedecerse se tiene una reducción significativa de volumen, fenómeno que se conoce como colapso, hidroconsolidación e hidrocompresión a bajos niveles de esfuerzo aplicado (Al-Rawas, 2000 citando a Tadepalli et al, 1992 y a Rollins y Rogers, 1994).

Este colapso es diferente al fenómeno de consolidación ya que en este proceso no se expulsa el agua y de hecho absorbe agua mientras continúa perdiendo resistencia progresivamente (de Brito y Schulze, 1996 citando a Dudley, 1970).

Rollins y Rogers (1994) señala que los suelos colapsables se agrupan en una familia como se representa en la Figura 28.

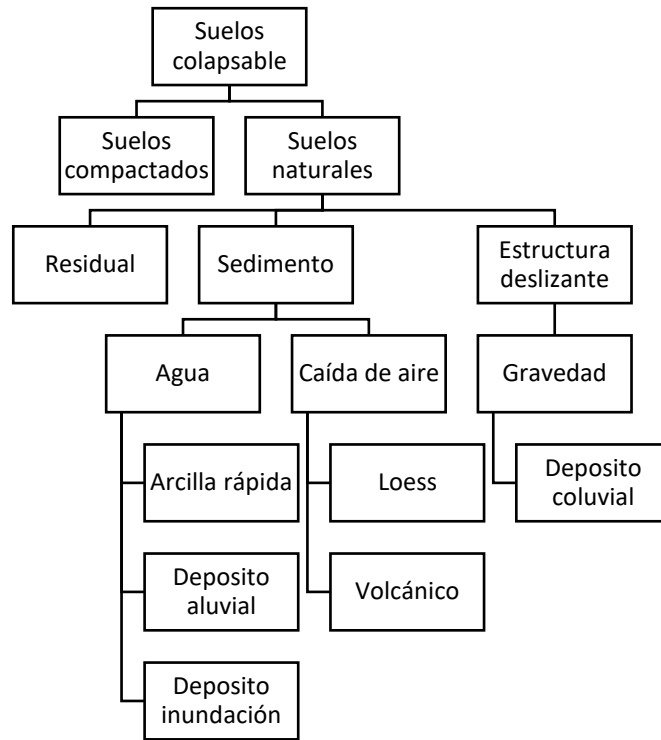


Figura 28. Familia de suelos colapsables (adaptado de Rogers, 1994).

Los suelos colapsables suelen presentarse en regiones áridas o semiáridas (Al-Rawas, 2000). Los tipos de suelos pueden ser depósitos eólicos, aluviales y residuales, aunque los eólicos son los que suelen ser más problemáticos (Bell y Bruyn, 1997). Suelen ser geológicamente jóvenes o el resultado de una meteorización reciente (Wilson et al, 2022).

Los depósitos eólicos son los loess, dunas y suelos depositados por el viento. Estos suelos tienen una estructura abierta y una metaestructura unida por agentes cementantes que al humedecerse se debilitan y se disuelven.

En suelos aluviales, que tienen una baja densidad, su estructura es abierta, porosa y los granos de suelo están unidos por agentes cementantes. Al exponerse en agua, independientemente de la presencia de carga, se colapsan y causan asentamientos significativos.

En suelos residuales se tiene una amplia variedad de tamaños desde arcilla a gravas y la estructura colapsable se desarrolla por la lixiviación de la material soluble y coloidal del suelo con el agua, dejando una estructura inestable y porosa.

4.5.1. Identificación de suelos colapsables

4.5.1.1. Granulometrías y Límites

Algunas características de los suelos colapsables es su estructura suelta con granos de tamaños voluminosos, en tamaños de arena fina a limos con un pequeño porcentaje de arcillas. El tamaño y forma de las partículas durante la sedimentación o el estado de la compactación son responsable de la estructura abierta del suelo (Wilson et al, 2022).

Uno de los suelos reconocidos como colapsables son los depósitos eólicos, los cuales tienen un tamaño de grano uniforme y fino, del tamaño de limos (0.075 mm a 0.002 mm).

En un suelo colapsable como lateritas, loess y limos, el contenido de finos es mayor del 60% y la porosidad está entre 50 y 60%, el límite líquido por debajo del 35%, el índice de plasticidad menor del 25%, y el límite plástico es inferior al 10% como se muestra en la Figura 29 (Ramirez, 2021 citando a El Howayek et al, 2011).

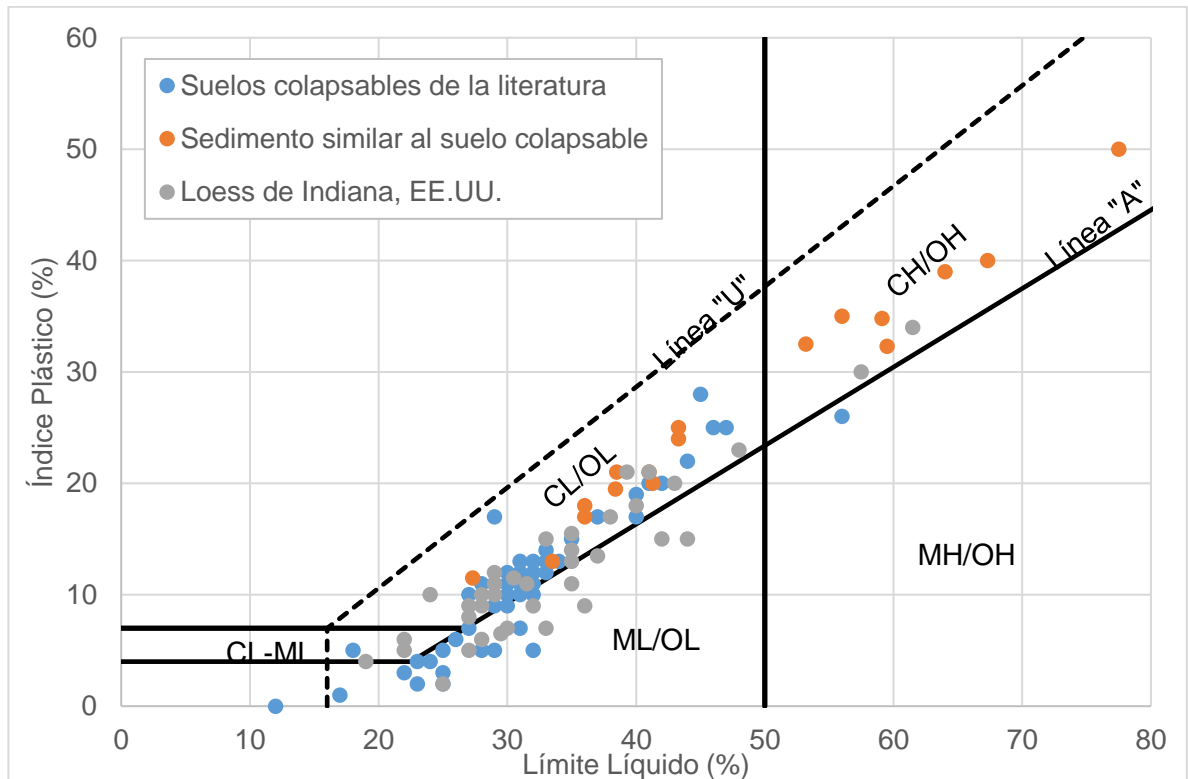


Figura 29. Límites de consistencia de suelos colapsables compilados de la literatura (adaptado de Howayek et al, 2011).

Como detalle de los suelos colapsables, estos pueden retener su contenido de agua a nivel de límite líquido a su saturación debido a su alto contenido de vacíos (Bell y Culshaw, 1998), esta propiedad se ha utilizado en esquemas de identificación del potencial de colapso.

4.5.1.2. Expresión en el SUCS

De acuerdo con los resultados de caracterización de suelos loess y otros suelos colapsables, se tiene que los suelos con un contenido significativo de arenas ($F_A > 50\%$) se identifican como arenas limosas (SM), mientras que los suelos colapsables con predominancia de finos ($F_F > 50\%$) en la carta de Casagrande (Figura 29) se clasifican como limos de baja compresibilidad (ML) o arcillas de baja compresibilidad (CL) y alta compresibilidad (CH) (Schwartz, 1985).

4.5.2. Mineralogía de suelos colapsables

Bell y Culshaw (1998) reportan que el cuarzo es el mineral más presente en estos suelos, al igual que el feldespato, mica, algunos minerales de arcilla como illita y en menor proporción la montmorillonita, caolinita, clorita y vermiculita. También existe la presencia de carbonatos de calcio en la forma de granos y rellenos tubulares delgados y concreciones.

En depósitos eólicos, la mineralogía es de feldespato y minerales de arcillas (Al-Rawas, 2000).

En los suelos loess se tiene que la fracción de arenas la mineralogía se compone de cuarzo, feldespato, carbonatos, mica y yeso. En la fracción de limo se sienten los mismos minerales mientras que en la fracción de arcillas se tiene hidrómica, montmorillonita, caolinitas, cuarzo y dolomita de calcita (El Howayek et al, 2011).

En los loess del bajío central de los EE. UU. se tiene que los minerales de arcilla se componen de caolinita, illita y mezclas de vermiculita y montmorillonita (Ruhe, 1984).

Ramirez (2021) y Howayek et al (2011) citando a Egri (1972) señala que los minerales que componen a los suelos colapsables se dividen en dos grupos de acuerdo con su función en el proceso de colapso:

Minerales activos, que se modifican debido al proceso de colapso: carbonatos (principalmente calcita), sulfatos (yeso) y sales.

Minerales pasivos, que no se modifican debido al proceso de colapso: cuarzo, feldespatos y mica.

Los minerales arcillosos activos más propensos al colapso tienen baja densidad, un índice de plasticidad bajo, alta porosidad, enlaces cortos, estructura abierta y son susceptibles a cambios físicos-químicos (cambios en las fuerzas de enlace).

Los limos son aquellos suelos con enlaces cortos, estructura abierta y alta relación de vacíos, producidos por la sedimentación. Las arenas tienen enlaces cortos, estructura abierta sin cohesión y una alta relación de vacíos.

4.5.3. Propiedades de suelos colapsables

Las propiedades más notables de los suelos colapsables es el de tener una textura porosa, altos valores de relación de vacíos y de bajas densidades del material. (Bell y Culshaw, 1998).

4.5.4. Mecanismo de colapso

Los suelos pueden colapsar por la inundación, aumento del nivel freático y/o la carga por actividad sísmica o humana. En la actividad humana se tienen la saturación por un mal control de drenaje (líneas hidráulicas rotas, irrigación) o deliberadamente por un mejoramiento de suelo por compactación dinámica (Wilson et al, 2022).

Existen 2 mecanismos que pueden explicar el fenómeno de suelos colapsables: el punto de vista micromecánico y el punto de vista de esfuerzo efectivo.

Los suelos colapsables pueden estar unidos de diferentes maneras: los granos gruesos de arena se unen con tensión capilar, en los granos finos las fuerzas capilares dan lugar a enlaces de limo-limo y limo-arena. Dado que los granos gruesos pueden estar cubiertos por arcillas, el enlace es de granos de arcilla agregados o floculados o por la combinación de limo y arcillas. Algunos suelos no tienen un alto contenido de arcilla as que los granos de arena y

limo no están rodeados por arcilla, pero aun así existen enlaces de puentes de arcillas (El Howayek et al et al, 2011).

El modelo usado para describir el mecanismo de colapso de suelos de depósitos eólicos y coluviales con minerales de óxido de hierro, calcita o yesos es que estos minerales le dan al suelo su alta resistencia, pero esta resistencia se pierde ante la disolución por la intrusión de agua en la masa de suelo (de Brito y Schulze, 1996 citando a Clemence y Finbarr, 1981).

Este mecanismo para suelos eólicos no puede explicar el colapso en suelos lateríticos, ya que son suelos ácidos, no contienen carbonatos o yesos y es poco probable que los óxidos de hierro puedan disolverse a una cantidad significativa (de Brito y Schulze, 1996).

4.5.5. Determinación de colapso en suelos

4.5.5.1. Métodos directos

El potencial de colapso se expresa como el cambio en altura del suelo después del humedecimiento y una carga aplicada. El cambio de altura puede expresarse como el cambio de relación de vacíos. La fórmula queda de la siguiente manera:

$$PC(\%) = \frac{\Delta e}{1 + e_o}$$

PC Potencial de colapso,

Δe Reducción en relación de vacíos por humedecimiento,

e_o Relación de vacíos inicial.

La severidad del colapso se ha definido en 5 categorías de severidad del problema, que reproducimos en la Tabla 30:

Tabla 30. Severidad del Potencial de Colapso (Clemence y Finbarr, 1981)

Potencial de Colapso (%)	Severidad del problema
0 – 1	Sin problema
1 – 5	Problema moderado
5 – 10	Problemático
10 – 20	Problema severo
20	Problema muy severo

La ventaja de las pruebas de laboratorio es que es posible controlar y medir os tres parámetros más importantes: grado de saturación, densidad seca y esfuerzo aplicado (El Howayek et al, 2011 citando a Lawton et al, 1992).

Las pruebas que se pueden aplicar en aparatos edométricos o triaxiales, de tal forma es posible cuantificar el colapso en condiciones unidimensionales o en tres dimensiones, sin embargo, se ha señalado que el ensaye triaxial no aporta una cantidad significativa de información adicional con respecto a la prueba edométrica (El Howayek et al, 2011 citando a Lawton, 1989).

Dentro de las pruebas con edómetro se tiene el ensaye con un solo edómetro o dos edómetros (Lawton et al, 1992).

La prueba del edómetro único utiliza el método de saturación después de la carga, donde se coloca el suelo en condiciones naturales dentro del edómetro, se aplica un esfuerzo hasta que se alcanza en la muestra el equilibrio en deformación. El material ahora satura con agua mientras el suelo tiene la carga aplicada. El colapso medido después de la infiltración de agua se considera como el potencial de colapso (El Howayek et al, 2011). Este método es el que está definido en el estándar ASTM D5333 (ASTM, 2017)

La prueba de dos edómetros considera que la deformación inducida por el humedecimiento es independiente de la secuencia de carga y humedecimiento (El Howayek et al, 2011 citando a Lawton et al, 1992). La prueba utiliza dos muestras idénticas: una muestra se somete a un ensaye edométrico común al contenido de agua natural del suelo, mientras que otro espécimen se carga después de saturarlo a un bajo nivel de esfuerzo. La diferencia entre las deformaciones medidas de las dos pruebas es el colapso debido al humedecimiento.

La ventaja de una prueba de doble edómetro es que por medio de un solo ensaye se puede obtener una mayor cantidad de información de datos sin repetir diferentes pruebas de edómetro a diferentes esfuerzos de carga (El Howayek et al, 2011).

4.5.5.2. Métodos indirectos

Bell y Culshaw (1998) resume varios métodos indirectos para establecer si el suelo es colapsable:

- Clevenger (1985) sugiere que un peso volumétrico menor a 12.55 kN/m³ es posible que el suelo sea sujeto a asentamientos significativos. Si el peso volumétrico es mayor a 14.12 kN/m³ el asentamiento es menor.
- Gibbs y Bara (1962) sugiere que el peso volumétrico y el límite líquido como parámetros de evaluación el potencial de colapso, con la limitante de que el suelo no está cementado y el límite líquido es mayor a 20%.
- Handy (1973) sugiere que el potencial de colapso se determina con el radio de límite líquido al contenido de agua en el estado de saturación. En este criterio los suelos con valores menor a 1 son potenciales al colapso y mayor a 1 son suelos seguros.

Por otra parte, El Howayek et al (2011) resume los diversos criterios que se han desarrollado para determinar el potencial de colapso de los suelos que se muestra en la Tabla 31.

Tabla 31. Criterios para el potencial de colapso (El Howayek et al, 2011 citando a Das, 2007 y Lutenecker y Saber, 1988).

Investigador	Año	Criterio
Denisov	1951	Coeficiente de subsidencia: $K = \frac{e_{LL}}{e_o}$ K = 0.5 – 0.75 Altamente colapsable K = 1.0 Marga no colapsable K = 1.5 – 2.0 Suelo no colapsable
Clevenger	1958	Sí $\gamma_d < 12.6 \text{ kN/m}^2$ alto asentamiento Sí $\gamma_d > 14 \text{ kN/m}^2$ bajo asentamiento
Prikloński	1952	$K_D = \frac{w - PL}{PI}$ K _D < 0 Suelos altamente colapsables K _D > 0.5 Suelos no colapsables K _D > 0 Suelos expansivos

Investigador	Año	Criterio
Gibbs	1961	Relación de colapso $R = \frac{w_{sat}}{LL}$
Código de Construcción Soviético	1962	$l = \frac{e_o - e_{LL}}{1 + e_o}$ Para un grado natural de saturación < 60%, sí $L > -0.1$, el suelo es colapsable
Feda	1964	$K_L = \frac{\left(\frac{w}{S}\right) - LP}{PI}$ Para $S < 100\%$, sí $K_L > 0.85$, el suelo se considera colapsable.
Benites	1968	Una prueba de dispersión en el cual 2 g de suelo se depositan en 12 mL en agua destilada y se mide el tiempo en el que espécimen se dispersa. Los suelos que se dispersan en 20 a 30 s pueden ser colapsables.
Handy	1973	El loess de Iowa que tiene un contenido de arcilla (<0.002 mm): <16%: alta probabilidad de colapso 16-24%, probabilidad de colapso 24-32%: <50% probabilidad de colapso >32%: usualmente no sufre colapso
Criterio Sudafricano (Brink, 1958)	N/A	Arena eólica: $CP = \frac{1672 - \gamma_d}{22} < 0$ no colapsa Origen mixto: $CP = \frac{1590 - \gamma_d}{18.9} < 0$ no colapsa
Estándar Checoslovaco	N/A	El colapso puede ocurrir cuando: Contenido de Limo > 60% Contenido de Arcilla < 15% $S < 60\%$ y $LL < 32\%$ $n > 40\%$ $w < 13\%$

Se señala que muchos de los criterios utilizan las relaciones de vacíos, pesos volumétricos secos y límites de Atterberg, que forman parte de las pruebas índices de los suelos.

4.5.6. Estabilización de suelos colapsables

Los métodos para estabilizar los suelos colapsables se resumen por Bell y Culshaw (1998) citando a Clemence y Finbarr (1981) de acuerdo con la profundidad del suelo a tratar.

Tabla 32. Métodos de tratar cimentaciones colapsables (Bell y Culshaw, 1998 y Clemence y Finbarr, 1981).

Profundidad de tratamiento de subsuelo	Método de tratamiento
	A. Métodos pasados y comunes
0 – 1.4 m	Saturación y compactación (rodillos vibratorios o de extra impacto convencionales)
1.5 – 10 m	Sobreexcavación y recompactación (plataformas de suelo con o sin estabilización con aditivos como el cemento o cal). Vibroflotación (suelos con drenaje libre). Vibroreemplazo (columnas de grava). Compactación dinámica. Pilas de Compactación. Inyección de lima. Pilas y columnas de cal. Jet grouting. Estancamiento o inundación (si no existe capa impermeable). Tratamiento de calor para solidificar los suelos en lugar.
Más de 10 m	Cualquiera de los anteriormente mencionado o combinación de los anteriormente mencionados, donde sea aplicable. Pozos de estancamiento e infiltración, o pozos de estancamiento e infiltración con el uso de explosivos.
	B. Métodos futuros posibles
	Ultrasonido para producir vibraciones que destruirán la mecánica de enlace del suelo. Tratamiento electroquímico. Grouting para llenar los poros.

Esta investigación se enfoca en la estabilización química ya que se ha demostrado que el método modifica las propiedades del suelo como se desarrollaran a continuación.

4.5.6.1. Estabilización química

La estabilización química consiste en la adición de un agente químico a la masa de suelo que reduzca el potencial de colapso. Algunos de los agentes químicos son el silicato de sodio, cloruro de calcio y cemento (Al Rawas, 2000). El desarrollo de la técnica ha generado más investigaciones con otros materiales como lo son nanomateriales (nanoarcillas, nanoaluminas, nanosilice, nanocobre, nanotubos o nanofibras de carbono), ceniza de cascara de arroz (con cemento o ceniza volante), escoria de alto horno, llantas trituradas, bitumen, residuos de carburo de calcio, ceniza de coraza de cocos, bacterias precipitantes de calcio y polvo de horno de alto eléctrico (Dash et al, 2021).

4.5.6.1.1. Mecanismos

El mecanismo de estabilización funciona al producirse una reacción química de intercambio iónico en las partículas minerales sólidas del suelo, el agua intersticial y el agente químico que alteran los enlaces de la estructura interna del terreno.

La forma en que se introduce el agente químico a la masa de suelo es por medio de la inyección del agente en forma de lechada fluida en barrenos perforados a la profundidad de interés para estabilizar (Cabello y Lazcano, 1990).

4.5.6.1.2. Resultados

Al Rawas (2000) menciona que una investigación de Ismael et al (1987) que el uso de cemento en una concentración de 5% en relación de peso redujo significativamente en un suelo con un potencial de colapso que no excedía 0.5%.

Bahmyari et al (2021) menciona 2 casos de suelos colapsables tratados con cemento:

En el primer caso, explicado por Jefferson et al (2008), menciona que una cimentación de una central nuclear ubicada en el norte de Bulgaria fue desplantada sobre un suelo colapsable que fue tratado con una concentración de 2 a 7% de cemento, incrementando su resistencia, potencial de colapso y reduciendo sus asentamientos. La estructura ha sido estable por más de 35 años.

En el segundo caso, reportado inicialmente por Moayed y Kamalzare (2015), suelos colapsables del norte de Iran al inyectarse cal y cemento. En este caso se redujeron los límites de Atterberg por 40% después de 28 días de curado. El ángulo de fricción interna se incrementó 2.5 veces, mientras que el intercepto de cohesión se decremento un 35% desde 70 a 45 kPa.

En el caso de los experimentos de Bahmyari et al (2021) en suelos colapsables de Irán señala que la cal y cemento tienen un mejor desempeño que la puzolana en reducir el potencial de colapso. La concentración óptima de cemento es de 5% con un tiempo de curado de 14 días. El cemento tiene un mayor incremento en resistencia al primer día de reacción. Al añadir el cemento, los límites de Atterberg se redujeron, sin embargo, estos se incrementan con el tiempo de curado. El límite plástico se incrementa en mayor medida que el límite líquido.

4.5.7. Caso Rioverde

En la ciudad de Rioverde, ubicada en el estado de San Luis Potosí se tiene un suelo de origen loess que se ha identificado como colapsable y dispersivo (Gallegos et al, 2014, García et al, 2023).

Dentro de las investigaciones geotécnicas, los suelos recuperados de pozos a cielo abierto tienen los siguientes parámetros índices que se resumen en la Tabla 33:

Tabla 33. Caracterización geotécnica de suelos colapsables de Rioverde, San Luis Potosí (adaptado de Gallegos et al, 2014 y García-Ezquivel et al, 2023).

Suelo	% Grava (%)	% Arena (%)	% Finos (%)	LL (%)	LP (%)	γ_{nat} (kN/m³)	SUCS
UDM-1	0.19	6.88	92.98	53.00	N.P.	N/A	ML
UDM-2	0.00	2.56	97.45	63.29	39.56	16.28	MH
CLI-1	0.26	15.90	83.84	48.33	35.44	N/A	ML
CLI-2	0.51	14.95	84.53	44.95	32.42	16.38	ML
PCA-1	0.00	2.09	97.91	55.00	49.00	15.89	MH

Al aplicar los diferentes criterios explicados en la sección 4.5.5.2 se determinó que ambos suelos eran colapsables por los resultados de las pruebas, como se resume en la Tabla 34:

Tabla 34. Resultados de aplicación de criterios de potencial de colapso (Gallegos et al, 2014).

No	Criterio	Resultados	
		UDM	CLI
1	Criterio de Clevenger (1958) basado en los pesos específicos del suelo	Colapsable	Colapsable
2	Criterio de Gibbs y Bara (1962) basado en el peso específico seco de campo y el límite líquido	Estable	Estable
3	Criterio de Handy (1973) basado en el I_c	Colapsable	Colapsable
4	Criterio basado en el Grado de saturación crítico G_w crit	Estable	Colapsable
5	Criterio mediante el Potencial de colapso PC	Colapsable	Colapsable
Clasificación		Colapsable	Colapsable

Se puede observar que en el criterio de Gibbs y Bara no reflejan el comportamiento colapsable de los materiales, y en el caso de los suelos UDM el criterio de grado de saturación tampoco logra identificar el comportamiento colapsable.

5. Hipótesis

El modelo del Sistema Revisado de Clasificación de Suelos concuerda con el comportamiento experimental de mezclas de suelos ternarias tales como la arena pumítica limosa con gravas de Guadalajara.

El parámetro de sensibilidad eléctrica (la plasticidad ante fluidos como el agua desionizada, agua salina y keroseno) es un indicador de suelos especiales (suelos expansivos o suelos colapsables), similar al parámetro de plasticidad (límite líquido, límite plástico) en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

6. Objetivos

6.1. Objetivo General

Determinar si el modelo del Sistema Revisado de Clasificación de Suelos predice correctamente el comportamiento experimental de resistencia mecánica de las mezclas ternarias como la arena pumítica limosa con gravas pumíticas de Guadalajara al caracterizar el suelo bajo el protocolo de pruebas del nuevo sistema (granulometrías y forma de partículas)

Establecer si existe una relación lineal entre el valor de sensibilidad eléctrica (plasticidad ante agua desionizada, keroseno y agua salina) y las propiedades de plasticidad de los suelos con potencial de colapso o expansión.

6.2. Objetivos Específicos

- Establecer la granulometría general de los materiales.
- Establecer las granulometrías específicas de la fracción grava y la fracción arena.
- Establecer la plasticidad de la fracción fina del material.
- Determinar el límite líquido del material ante diferentes fluidos: Agua desionizada, Keroseno, Agua salina
- Caracterizar los suelos mediante las pruebas definidas en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.
- Caracterizar los suelos mediante las pruebas definidas en el Sistema Revisado de Clasificación de Suelos.
- Evaluar los resultados de experimentación ya realizada en suelos pumíticos bajo el modelo de comportamiento mecánico del Sistema Revisado de Clasificación de Suelos.
- Determinar el potencial de expansión del material expansivo en condiciones naturales y en 2 niveles de estabilización.
- Determinar el potencial de colapso del material colapsable en condiciones naturales y en 2 niveles de estabilización.

- Determinar la caracterización de los suelos expansivos y suelos colapsables estabilizados por medio del Sistema Revisado de Clasificación de Suelos para establecer si hay un cambio en sus propiedades.

7. Metodología

El proyecto se ejecutará en 3 etapas:

1. Determinación de los parámetros del suelo
2. Análisis experimental
3. Experimentación final

7.1. Determinación de los parámetros del suelo

7.1.1. Muestreo de suelo

Las muestras de suelo empleadas en esta investigación fueron extraídas de 3 puntos de México: Guadalajara, Jalisco; Santiago de Querétaro, Querétaro y Rioverde, San Luis Potosí.

El estado de Jalisco se encuentra al occidente de la República Mexicana, mientras que los estados de Querétaro y San Luis Potosí se ubican en el centro del país. La ubicación de estos estados a nivel nacional se muestra en la Figura 30:



Figura 30. Ubicación de los sitios de origen de las muestras a nivel nacional.

El municipio de Guadalajara, Jalisco tiene una temperatura media anual de 21.7°C, con una temperatura mínima promedio de 9.9°C y 32.0°C (IIEG, 2021). En el municipio de Santiago de Querétaro, Querétaro el rango de temperatura se encuentra en 12 °C a 20” C (INEGI, 2021) y finalmente en Rioverde, San Luis Potosí la temperatura media anual es de 21°C (CEFIM, 2012).

El tipo de suelo que se encuentran en Guadalajara Jalisco son del tipo regosol, feozem, litosol y fluvisol (IIEG, 2021), en Santiago de Queretaro son vertisoles, feozem y leptol (INEGI, 2010); mientras que en Rioverde se tiene una variedad más amplia: cambisol, castañozem, chernozem, feozem, fluvisol, litosol, luvisol, rendzina, solonchak, vertisol y xerosol (CEFIM, 2012).

En cuanto a los climas, en el municipio de Guadalajara, Jalisco se tiene un clima semicálido semihúmedo (96.4%), y cálido subhúmedo (3.6%) (IIEG, 2021); en Santiago de Querétaro son: semiseco templado (67.05%), semiseco semicálido (31.51%) y templado subhúmedo con lluvias en verano de menor humedad (1.44%) (INEGI, 2010b); en Rio verde se tienen climas semiseco semicálido (44.82%), seco semicálido (34.23%), semicálido subhúmedo con lluvias en verano de menor humedad (17.65%), templado subhúmedo con lluvias en verano de menor humedad (3.25%) y semiseco muy cálido y cálido (0.05%) (INEGI, 2010c).

Las provincias fisiográficas de los municipios son las siguientes: Guadalajara, Jalisco pertenece al Eje Neovolcánico con las subprovincias de Guadalajara y Chapala (INEGI, 2010a); Santiago de Querétaro se ubica en el Eje Neovolcánico y a la Mesa del Centro, con las subprovincias de Llanuras y Sierras de Querétaro e Hidalgo y Sierras y Llanuras del Norte de Guanajuato (INEGI, 2010b); Rioverde se encuentra en la Sierra Madre Oriental con las subprovincias de Sierras y Llanuras Occidentales y Discontinuidad Carso Huasteco (INEGI, 2010c).

En cuanto a las topofomas de cada municipio, se tiene que en Guadalajara, Jalisco se tiene que esta la zona urbana (94.44%), cañón típico (3.48%) y lomerío de basalto con cañadas (2.08%) (INEGI, 2010a); en Santiago de Querétaro, Querétaro se tienen lomeríos de basalto con llanuras (61.50%), sierra volcánica de laderas tendidas con lomerío (15.02%), sierra alta

escarpada (10.09%), llanura aluvial (7.39%) y escudo volcanes (6.00%) (INEGI, 2010b); finalmente en Rioverde, San Luis Potosí se tienen Llanura desértica de piso rocoso o cementado (27.10%), Sierra alta de laderas convexas (23.94%), Sierra alta escarpada (22.37%), Llanura desértica de piso rocoso o cementado y salino (10.09%), Llanura desértica (7.54%), Sierra plegada con llanuras (7.42%), Llanura aluvial intermontana (0.60%), Llanura intermontana aluvial (0.54%), Sierra plegada (0.28%), Llanura desértica salina (0.11%) y Sierra plegada con bajadas (0.01%) (INEGI 2010c).

Los periodos geológicos de los sitios son diversos: en Guadalajara, Jalisco se tiene una geología del Plioceno-Cuaternario y Cuaternario (INEGI, 2010a); en Santiago de Querétaro, Querétaro se tienen del Terciario-Cuaternario, Neógeno, Cuaternario, Cretácico y Terciario (INEGI, 2010b); en Rioverde se tienen materiales del Cuaternario, Neógeno y Cretácico (INEGI, 2010c).

La composición de rocas predominantes de cada municipio se indica a continuación: En Guadalajara, Jalisco se tienen rocas ígneas extrusivas: basalto-brecha volcánica básica (4.29%) y volcanoclástica (1.27%) y tobas (94.44%) (INEGI, 2010a); en Santiago de Querétaro, Querétaro hay rocas ígneas intrusivas: granodiorita (0.06%), ígnea extrusiva: basalto (20.88%), andesita (26.34%), toba ácida (6.01%), riolita-toba ácida (4.70%) y basalto-brecha volcánica básica (0.95%), metamórfica: esquisto (0.15%), sedimentaria: arenisca-conglomerado (8.87%), caliza (1.81%) y caliza-lutita (0.16%) y suelo aluvial (11.15%) (INEGI, 2010b); en Rioverde, San Luis Potosí se tienen rocas ígnea extrusivas: riolita-toba ácida (22.89%), riodacita (2.06%), dacita (1.43%), basalto (1.17%), riolita (0.54%) y andesita (0.13%). Sedimentaria: caliza (22.37%), conglomerado (4.82%), yeso (0.43%), travertino (0.12%) y lutita-arenisca (0.07%) y suelo: aluvial (43.14%) (INEGI, 2010c).

La extracción de estas muestras fue mediante métodos mecánicos y manuales, siendo material producto de excavaciones para construcción (Guadalajara) o excavado previamente para fines de investigación (Santiago de Querétaro (Verdín, 2022) y Rioverde (Gallegos et al, 2014)). El tipo de material recuperado es del tipo alterado para los materiales de Guadalajara y Santiago de Querétaro; e inalterado para el material de Rioverde.

Los muestreos de los materiales de Guadalajara y Rioverde se realizaron bajo los lineamientos de la norma M-MMP-1-01 (IMT, 2003) y el material de Santiago de Querétaro se recuperó mediante la norma ASTM D-420 (ASTM, 1993, Verdín, 2022). Las ubicaciones de los muestreos se señalan en las Figuras 31 a 33.



Figura 31. Ubicación del muestreo del suelo de Guadalajara, Jalisco.



Figura 32. Ubicación del muestreo del suelo de Santiago de Querétaro (redibujado de Verdín, 2022).



Figura 33. Ubicación del muestreo del suelo de Rioverde, San Luis Potosí (redibujado de Gallegos et al, 2014).

7.1.2. Caracterización geotécnica bajo SUCS

La realización de este proyecto requiere de una mezcla de suelo pumítico con la presencia de gravas, arenas y finos, un suelo expansivo y un suelo colapsable, por lo que se requiere el análisis de sus propiedades geotécnicas de los suelos muestreados para establecer una línea base.

La caracterización geotécnica básica es la establecida en el estándar para el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) definido en México bajo la Norma Mexicana NMX-C-526-ONNCCE (ONNCCE, 2017) y la Norma M-MMP-1 (IMT, 2003a). Para ello es necesario establecer la granulometría gruesa del material y límites de consistencia.

7.1.2.1. Análisis granulométrico

El análisis granulométrico es la determinación de la distribución de las partículas por sus tamaños.

En el análisis básico, el material es pasado por 3 mallas: la malla de 75.0 mm, la malla de 4.75 mm y la de 0.075 mm. Con estas mallas se definen en peso la proporción de tamaños principales de gravas, arenas y finos.

El análisis granulométrico detallado se realiza mediante el conteo de material retenido en mallas con tamaños estandarizados (IMT, 2003c):

Para gravas se utilizan las mallas con abertura nominal de 75.0, 50.0, 37.5, 25.0, 19.0, 12.5, 9.5, 6.3 y 4.75 mm.

En arenas se tiene el uso de las mallas de 2.0, 0.850, 0.425, 0.250, 0.150 y 0.075 mm.

7.1.2.2. Límites de Consistencia

Los límites de consistencia que el SUCS necesita son el límite líquido y el límite plástico para utilizar la carta de plasticidad y definir el comportamiento de la fracción menor a 0.420 mm (Malla #40).

7.1.3. Caracterización geotécnica bajo SRCS

El Sistema Revisado de Clasificación de Suelos utiliza muchas de las pruebas que el SUCS aplica en los suelos, pero con algunas modificaciones para considerar las propiedades de los materiales.

7.1.3.1. Análisis granulométrico específico

El SRCS requiere la determinación de los coeficientes de uniformidad y curvatura de la fracción de gravas y fracción de arenas para generar el modelo de empacamiento de las fracciones gruesas del suelo.

Para determinar el coeficiente de uniformidad y curvatura de las gravas se utilizan las mallas con abertura nominal de 75.0, 50.0, 37.5, 25.0, 19.0, 12.5, 9.5, 6.3 y 4.75 mm.

En el caso de las arenas, se tiene el uso de las mallas de 2.0, 0.850, 0.425, 0.250, 0.150 y 0.075 mm.

7.1.3.2. Redondez de partícula

La redondez de los granos de la fracción de grava y la fracción de arena del suelo se realiza mediante la comparación de una muestra representativa con una tabla de referencia.

El material grueso se pasa por las mallas correspondientes y se separa, dependiendo de la cantidad de partículas cribadas esta se cuartea hasta obtener una cantidad suficiente de material para fotografiar.

En este caso se tomaron fotografías mediante una cámara digital para el material mayor a 0.425 mm y con un microscopio electrónico digital con un aumento de 1000x y una resolución de fotografía de 640×480 píxeles (0.3072 megapíxeles) para los materiales igual o menor a 0.425 mm. Para obtener una muestra representativa de la redondez de los granos, se toman más de 100 granos de la fracción de interés.

Los granos mayores a 0.425 mm se acomodan en un arreglo rectangular para poder tomar las fotografías con una separación suficiente para evitar el contacto entre ellas. Se utiliza un fondo negro no reflejante para hacer un mayor contraste con la partícula.

7.1.4. Relaciones de vacíos máximas y mínimas de agregado grueso

El SRCS puede utilizar directamente los valores de relación de vacíos máximos y mínimos para poder generar el modelo de empacamiento de las fracciones gruesas del suelo

Para determinar la relación de vacíos máxima se utilizó el estándar de prueba D4253 (ASTM, 2016a) y para la relación de vacíos mínima el estándar de prueba D4254 (ASTM, 2016b).

El resultado de ambas pruebas son pesos volumétricos, por lo cual es necesario determinar las relaciones gravimétricas-volumétricas del material para obtener su relación de vacíos.

En este caso las relaciones se determinan considerando que el suelo suelto está en estado seco y el suelo compacto está en estados saturado.

7.1.4.1. Límite de Consistencia

A diferencia del SUCS, el SRCS solicita que el límite líquido sea determinado mediante la prueba de caída de cono, conocido como Cono Inglés y que el material ensayado sea exclusivamente aquel con un tamaño de partícula menor a 0.075 mm.

En México no se tiene una normativa que contemple el uso de este dispositivo, siendo únicamente normalizado en Perú (CRT, 1999) que es una traducción de la norma BS1377 (BSI, 1990). Para esta investigación se utilizó el estándar BS1377 como referencia para la ejecución de esta prueba.

Se ha tenido evidencia que la utilización de la Copa de Casagrande con suelos mezclados con keroseno no da resultados viables por la consistencia que los materiales exhiben con este fluido (Guerrero et al, 2018).

El agua desionizada, el keroseno y cloruro de sodio fueron obtenidos comercialmente en calidad de reactivo. El agua salina se generó al mezclar 1 L de agua desionizada con 117 gramos de cloruro de sodio y se agito mecánicamente hasta que la sal se disolviera completamente en el agua.

7.1.5. Pruebas complementarias para la Caracterización Geotécnica

Para enriquecer la caracterización se pueden realizar pruebas complementarias como el contenido de agua, determinación de peso específico de los materiales, granulometría fina y peso específico relativo de los sólidos del suelo.

7.1.5.1. Contenido de agua

El contenido de agua se determinó mediante la norma M-MMP-1-02 (IMT, 2003b). Debido a que los materiales pueden presentar cambios en su fisicoquímica por sus propiedades (materiales piroclásticos, volcánicos, contenido de calcio), la temperatura de secado no fue mayor a 60°C (IMT, 2003b; ASTM, 2019).

7.1.5.2. Determinación del peso específico

En el caso de las arenas y gravas de Guadalajara, Jalisco, es necesario determinar el peso por cada fracción. Esto es debido a que experimentalmente se ha demostrado que el peso del grano varía en función de su tamaño (Pender et al, 2006).

La densidad de la fracción de gravas se determinó por el método ASTM C127 (ASTM, 2015).

7.1.5.3. Granulometría fina

El tamaño de las partículas de suelo con un tamaño menor a 0.075 mm no puede determinarse por métodos de cribado por mallas debido a que las partículas dejan de estar controladas por las fuerzas gravitacionales y comienzan a interactuar con las fuerzas eléctricas.

La granulometría por medio del hidrómetro se define por el estándar ASTM D422 (2007).

7.1.5.4. Peso específico relativo de los sólidos del suelo

El peso específico de los sólidos de los suelos se definió bajo la norma M-MMP-1-05 (IMT, 2018).

7.1.5.5. Superficie específica

La superficie específica es la propiedad del suelo se determinó mediante la prueba de azul de metileno (Santamarina et al, 2002).

7.1.6. Determinación del grado de Expansión o Colapso de los materiales

La prueba de expansión o colapso de un material usualmente se realiza en materiales de grano fino y permite determinar el porcentaje de expansión o colapso al momento de la saturación del material que esta aplicado a una carga. Esta prueba se puede definir con el estándar D4546 (ASTM, 2021) y especifica 3 métodos de realización de la prueba (Verdín, 2022):

En el método A, a la muestra se le aplica una carga inicial de al menos 1 kPa o la carga de sitio correspondiente y posteriormente se inunda (la carga considera el peso de la piedra porosa superior y el cabezal de carga). La muestra se deja expandir verticalmente hasta que se complete la expansión primaria. Se aplican cargas sucesivas hasta que se obtenga la relación de vacíos o altura inicial de la muestra.

En el método B, se aplica una presión vertical equivalente a la presión de carga in-situ o una carga estructural, o ambas y posteriormente se inunda la muestra. En este método se puede observar expansión, expansión y luego contracción, contracción, o contracción y luego expansión. La expansión o asentamiento se determina a la presión aplicada después de que el movimiento es inapreciable.

En el método C, la presión de expansión se obtiene manteniendo la altura de la muestra constante, al modificar la presión vertical, después de que la muestra se ha saturado.

En esta investigación se realizó el método A, ya que solo es necesario determinar el grado de expansión o colapso de los materiales sin cargas significantes aplicadas.

7.2. Análisis experimental

7.2.1. Descripción de variables

En el caso del suelo de Guadalajara, Jalisco que consiste en una mezcla ternaria, se considera que la variable independiente de este estudio es la cantidad de finos, que va a afectar el comportamiento mecánico e hidráulico del material como lo propone el modelo del SRCS.

Para los suelos finos que presentan la propiedad de expansión o de colapso, se considera que la variable independiente es el contenido de agente estabilizador que afectara en el valor de

índice de expansión o colapso, respectivamente y el valor de sensibilidad eléctrica que propone la clasificación de suelos finos del SRCS.

7.2.2. Diseño experimental

En la mezcla ternaria se determinarán los valores que el SRCS necesita para establecer el modelo de empaque del material y los horizontes de control mecánico e hidráulico del material y se comparan el contenido de finos con el comportamiento esperado del material.

En los suelos finos, se estableció dos niveles de contenido de estabilización del suelo: 3% y 5% de contenido en masa. El motivo de utilizar dos niveles es para determinar si existe la linealidad en el comportamiento del material estabilizado.

En el caso del suelo de Querétaro se utilizó cal viva y arena sílice que se encuentran comercialmente disponible en el mercado. Para el suelo de San Luis Potosí se utilizó Cemento Portland Ordinario (CPO) 30R, que también es un material comercialmente disponible.

Los suelos de grano fino en estado natural y en los niveles de estabilización se someterán a pruebas de colapso o expansión (según sea el caso) y se aplicarán las pruebas de límite líquido a diferentes condiciones de química de fluido.

En el caso de las pruebas de expansión y colapso, se mantendrán constantes los pesos volumétricos del material, su relación de vacíos, grado de saturación natural y carga inicial aplicada. Estos valores se referirán a los publicados anteriormente en las investigaciones iniciales: Verdín, 2022 para el material expansivo y Gallegos et al, 2014 para el material colapsable.

En la tabla 35 se presenta el diseño experimental de la mezcla ternaria de acuerdo con su contenido de finos, en la tabla 2 y 3 se tienen los diseños experimentales para los suelos expansivos y colapsables, respectivamente.

Tabla 35. Diseño experimental para ensayos de mezclas ternarias

Corrida experimental	Tipo de mezcla	Contenido de finos	Clasificación RSCS	Control mecánico	Control hidráulico
1	Jal (100%)	17	Variable a determinar	Variable a determinar	Variable a determinar
2	Jal (66%) – Tepetate (33%)	24			
3	Jal (66%) – Tepetate (33%)	35			
4	Tepetate (100%)	40			

Tabla 36. Diseño experimental para ensayos en suelo con potencial expansivo.

Corrida experimental	Contenido de agente estabilizador (%)	Sensibilidad eléctrica	Índice de expansión
1	0	Variable a determinar	Variable a determinar
2	3 – cal		
3	5 – cal		
4	3 – cal		
5	5 – arena sílice		
6	10 – arena sílice		
7	15 – arena sílice		
8	20 – arena sílice		

Tabla 37. Diseño experimental para ensayos en suelo con potencial colapsable.

Corrida experimental	Contenido de agente estabilizador (%)	Sensibilidad eléctrica	Índice de colapso
1	0	Variable a determinar	Variable a determinar
2	3 – cemento		
3	5 - cemento		

7.2.3. Estabilización de materiales

La estabilización del suelo de Querétaro y San Luis Potosí se realizó de la misma manera.

Primero se preparó 1000 gramos de material en estado natural que pasó la malla de 0.075 mm, haciendo la molienda del material mediante mortero o molinillo hasta alcanzar la finura necesaria. Este material fue secado 24 horas mediante horno a una temperatura menor a 60° C para evitar cambios en la fisicoquímica del material.

Una vez seco, el material fue separado en 3 grupos de 300 gramos cada uno: un grupo sería el de control y no fue añadido ningún agente estabilizador; el segundo grupo se añadió 9 gramos de cal para el material con potencial expansivo y 9 gramos de cemento en el material con potencial colapsable para representar el 3% de agente estabilizado en masa; el tercer y último grupo se añadieron 15 gramos de cal para el suelo de Querétaro y 15 gramos de cemento en el suelo de San Luis Potosí para representar el 5% de agente estabilizado en masa.

En el caso de la arena sílice en suelo de Querétaro, se utilizaron 5 grupos de 300 gramos cada uno, en donde se añadirían 9 gramos para representar el 3%, 15 gramos para el 5%, 30 gramos para el 10%, 45 gramos para el 15% y 60 gramos para el 20%.

Los agentes estabilizados fueron mezclados mecánicamente en estado húmedo utilizando agua desionizada hasta alcanzar la homogeneidad visual. El material fue dejado 24 horas para esperar que la reacción química ocurra y posteriormente realizar las pruebas de expansión o colapso. Para realizar las pruebas de límite líquido a diferentes condiciones del fluido los materiales estabilizados fueron secados nuevamente a 60°C para que la presencia del agua no afectara en las pruebas de agua salina (afectar la concentración de la sal) o keroseno (el agua es inmisible con el keroseno).

7.3. Experimentación final

7.3.1. Mezcla ternaria

Con los valores obtenidos de peso volumétrico en estado suelto y en estado compactado de las dos fracciones gruesas del suelo: grava y arena; la densidad de sólidos por granulometría del material y el contenido de agua del material en la prueba de compactación se determinaron las relaciones de vacíos máxima y mínima de cada fracción.

Como método alternativo de determinar los valores de relación de vacíos máxima y mínima de la fracción gruesa, se determinaron los valores de coeficientes de uniformidad por separado de las fracciones gruesas: grava y arena, por separado, y la redondez de las partículas.

En la fracción fina del material se realizaron las pruebas de límite líquido mediante Cono Inglés a diferentes condiciones de química de fluido (agua desionizada, keroseno y agua salina) para establecer la plasticidad y la sensibilidad eléctrica.

7.3.2. Suelo de Querétaro

Se realizaron pruebas de expansión en el suelo con un contenido nulo, 3% y 5% de contenido de agente estabilizador cal y se repitieron los ensayos 1 vez para determinar la variación del resultado de los ensayos. En el caso del uso de arena sílice como agente estabilizador se hizo solo una corrida con contenidos de 3%, 5%, 10%, 15% y 20%.

Para establecer el cambio en la propiedad de la sensibilidad eléctrica de acuerdo con el nivel de estabilización de la expansión del material, se realizaron pruebas de límite líquido mediante Cono Inglés a diferentes condiciones de química de fluido (agua desionizada, keroseno y agua salina) en el material con un contenido nulo, 3% y 5% de contenido de agente estabilizador cal y se repitieron los ensayos 2 veces para determinar la variación del resultado de los ensayos. En el caso del agente estabilizador de arena sílice se hizo solo una corrida completa de límite líquido con agua desionizada, keroseno y agua salina con concentraciones de arena sílice al 3%, 5%, 10%, 15% y 20%.

Como método alternativo de verificación se determinó la densidad de sólidos del material estabilizado con cal y cemento y su superficie específica para determinar el cambio en su límite líquido.

7.3.3. Suelo de San Luis Potosí

Se realizaron pruebas de colapso en el suelo con un contenido nulo, 3% y 5% de contenido de agente estabilizador y se repitieron los ensayos 2 veces para determinar la variación del resultado de los ensayos.

Para establecer el cambio en la propiedad de la sensibilidad eléctrica de acuerdo con el nivel de estabilización del colapso del material, se realizaron pruebas de límite líquido mediante Cono Inglés a diferentes condiciones de química de fluido (agua desionizada, keroseno y agua salina) en el material con un contenido nulo, 3% y 5% de contenido de agente.

8. Resultados y Discusión

La cantidad de pruebas realizadas se resume en la siguiente tabla (Tabla 38) y las fichas de prueba pueden verse en el Anexo 1.

Tabla 38. Listado de pruebas ejecutadas para la tesis

Tipo de Prueba	Cantidad
Suelos ternarios	
Granulometría gruesa	1
Determinación de peso volumétrico seco máximo	1 (Gravas) 1 (Arenas)
Determinación de peso volumétrico seco mínimo	1 (Gravas) 1 (Arenas)
Determinación de redondez y esfericidad de partículas	1070 (Gravas) 1000 (Arenas)
Determinación de límite líquido	1 (Agua desionizada) 1 (Keroseno) 1 (Agua salina)
Suelo arcilloso	
Granulometría gruesa	1
Granulometría fina	1
Densidad de sólidos	3 (Condición natural, +3% cal y 5% cal)

Tipo de Prueba	Cantidad
Suelo de Querétaro	
Determinación de límite líquido	14 (Agua desionizada) 14 (Keroseno) 14 (Agua salina)
Prueba de expansión	2 (Condición natural) 3 (+3% cal) 3 (+5% cal) 1 (+3% arena sílice) 1 (+5% arena sílice) 1 (+10% arena sílice) 1 (+15% arena sílice) 1 (+20% arena sílice)
Superficie específica	3 (Condición natural) 3 (+3% cal) 3 (+5% cal)
Suelo de San Luis Potosí	
Granulometría gruesa	1
Granulometría fina	1
Densidad de sólidos	3 (Condición natural, +3% cemento y 5% cemento)
Determinación de límite líquido	9 (Agua desionizada) 9 (Keroseno) 9 (Agua salina)
Prueba de colapso	2 (Condición natural) 3 (+3% cemento) 3 (+5% cemento)
Superficie específica	3 (Condición natural) 3 (+3% cemento) 3 (+5% cemento)

8.1. Suelos de mezcla ternaria

8.1.1. Análisis granulométrico

Para las mezclas ternarias se tiene que la granulometría básica de las mezclas publicadas en el estudio de (Zamudio et al, 2018) tienen las siguientes fracciones de suelo (Tabla 39 y Figura 34).

Tabla 39. Granulometría básica de mezclas de suelo (Zamudio et al, 2018).

Fracciones	Jal 100%	Jal 66% - Tepetate 33%	Jal 33% - Tepetate 66%	Tepetate 100%
Gravas (%)	30	18	8	2
Arenas (%)	53	58	57	58
Finos (%)	17	24	35	40

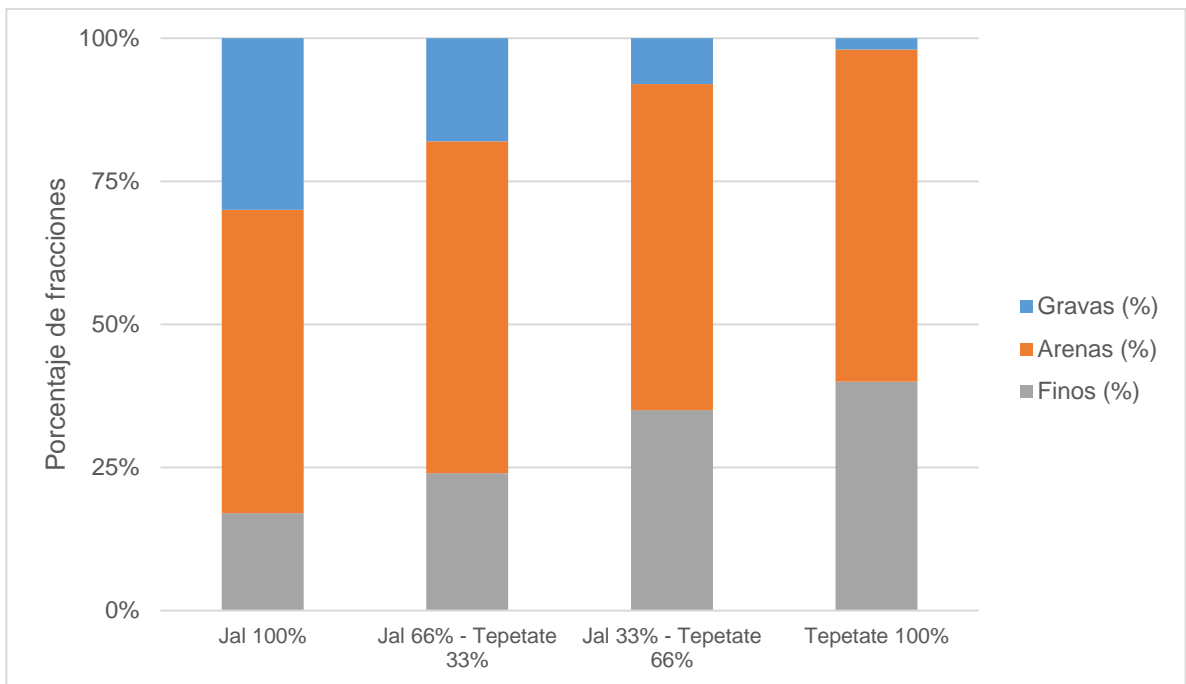


Figura 34. Distribución de la granulometría de las mezclas de suelo (datos tomados de Zamudio et al, 2018).

En cuanto a la granulometría detallada de la fracción gruesa se tienen los siguientes valores de distribución de tamaños junto con los valores de coeficiente de uniformidad y curvatura (si son aplicables) y se muestra en la Tabla 40 y Figura 35.

Tabla 40. Distribución granulométrica detallada de la fracción gruesa de las mezclas de suelo (Zamudio et al, 2018).

Tamaño de Partícula (mm)	Porcentaje que pasa (%)			
	Jal 100%	Jal 66% - Tepetate 33%	Jal 33% - Tepetate 66%	Tepetate 100%
75	100	100	100	100
50	100	100	100	100
37.5	100	100	100	100
25	100	100	100	100
19	98	100	100	100
12.5	93	96	99	100
9.5	87	93	97	100
4.75	70	82	92	98
2	37	60	81	91
0.85	20	37	70	81
0.425	11	27	59	70
0.25	5	21	48	61
0.15	3	16	36	50
0.075	2	11	26	33
D10 (mm)	0.395	>0.075	>0.075	>0.075
D30 (mm)	1.500	0.550	0.102	>0.075
D60 (mm)	3.650	2.000	0.450	0.235
Cu	9.2	N/A	N/A	N/A
Cc	1.6	N/A	N/A	N/A

N/A: No aplicable

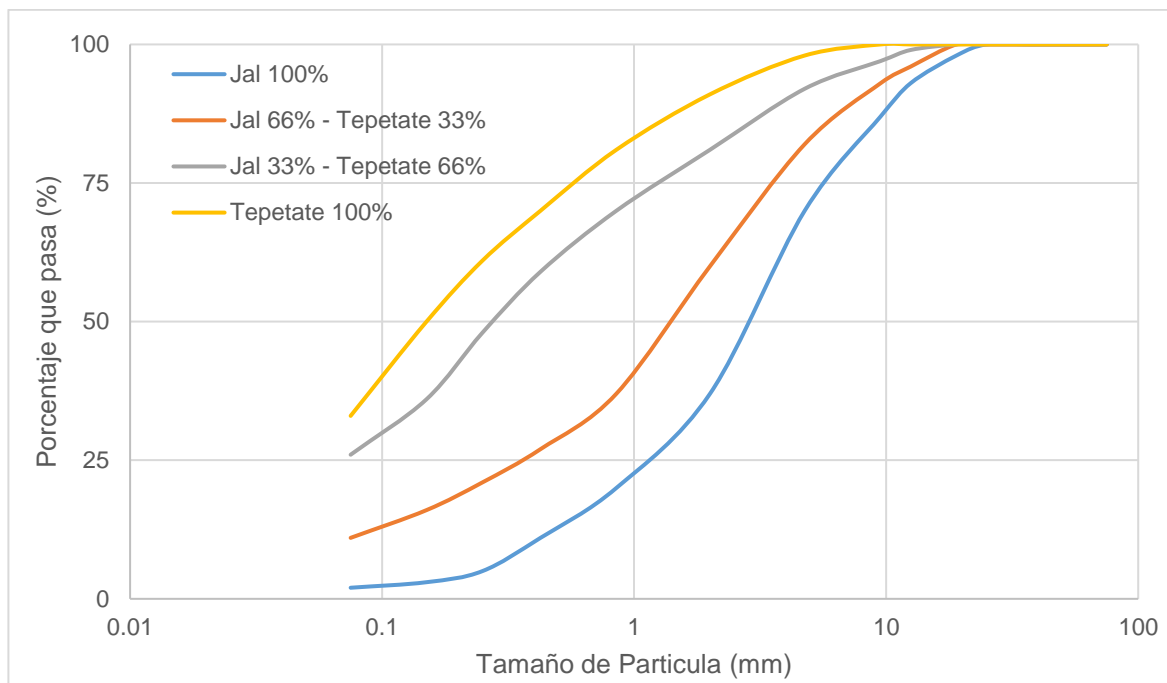


Figura 35. Distribución de granulometrías gruesas de la mezcla de suelo (datos basados de Zamudio et al, 2018).

La clasificación de la granulometría fina (Tabla 41 y Figura 36) se obtuvo mediante las curvas granulométricas publicadas en la investigación original (Zamudio et al, 2018):

Tabla 41. Distribución granulométrica detallada de la fracción fina de las mezclas de suelo (Zamudio et al, 2018).

Tamaño de Partícula (mm)	Porcentaje que pasa (%)			
	Jal 100%	Jal 66% - Tepetate 33%	Jal 33% - Tepetate 66%	Tepetate 100%
0.075*	2	11	26	33
0.070	N/D	10.7	25.5	33
0.060	N/D	10	24	32
0.050	N/D	9.5	22	29.5
0.040	N/D	8.2	20	28
0.030	N/D	7.2	17	25.5
0.020	N/D	6	14	23
0.010	N/D	4	11	20.7
0.009	N/D	3.6	10.5	17.3
0.008	N/D	3.1	10.4	17
0.007	N/D	3	10.3	16.9
0.006	N/D	2.3	10	16.4
0.005	N/D	2	9.6	16

Tamaño de Partícula (mm)	Porcentaje que pasa (%)			
	Jal 100%	Jal 66% - Tepetate 33%	Jal 33% - Tepetate 66%	Tepetate 100%
0.004	N/D	1.6	9.2	15.5
0.003	N/D	1.2	9	15
0.002	N/D	1	8.5	14.5
0.001	N/D	N/D	8	13.7
Contenido de Limos	N/D	10	17.5	18.5
Contenido de Arcillas	N/D	1	8.5	14.5

* Obtenido de la Tabla 1, N/D: No determinado

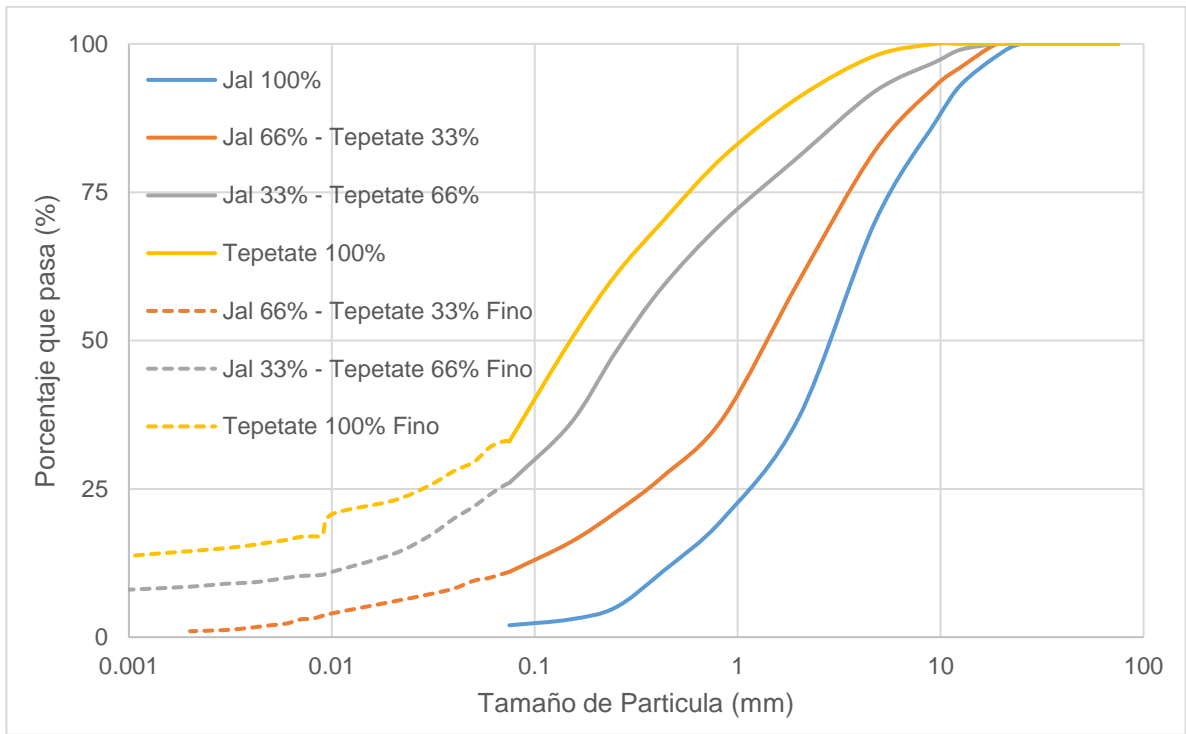


Figura 36. Granulometría gruesa y fina de las mezclas de suelo (Zamudio et al, 2018).

Por granulometría se tienen los siguientes resultados de las cuatro mezclas:

La primera mezcla (Jal 100%) es una mezcla de gravas y arenas finas, de acuerdo con su coeficiente de uniformidad y coeficiente de curvatura, es un material bien graduado. El tamaño predominante de la grava es de 4.75 mm (grava fina) y el de la arena es de 2 mm (arena gruesa).

La segunda mezcla tiene una cantidad significativa de finos que requiere de una doble simbología bajo el SUCS debido a que el contenido de finos se encuentra entre 5% y 12% y la fracción fina el material es predominantemente compuesta por limos de acuerdo con el tamaño de las partículas (0.075 mm a 0.002 m). El tamaño predominante de la grava es de 4.75 mm (grava fina) y el de la arena es de 0.85 mm (arena gruesa).

En la tercera mezcla el material esta predominantemente compuesto de arena, poca grava y la fracción fina tiene tamaños correspondientes a limos. No hay un tamaño predominante de arenas, teniendo una distribución equitativa de todos los tamaños estándar.

La cuarta mezcla tiene el menor contenido de gravas y los finos continúan con un tamaño predominante de limos. El tamaño predominante de arena es de 0.075 mm.

El SRCS necesita de los coeficientes de uniformidad y de la fracción de gravas y de la fracción de arenas para correlacionar los valores de relaciones de vacíos, por lo que se interpretaron las curvas de las mezclas y se separaron estas fracciones en cada mezcla.

La Tabla 42 presenta los valores del análisis granulométrico y sus propiedades (diámetro del 10%, 30% y 60%, coeficientes de uniformidad y curvatura) para la fracción de gravas de cada mezcla y la curva granulométrica se muestra en la Figura 37, mientras que la Tabla 43 presenta estos mismos valores para la fracción de arena de cada mezcla y la Figura 38 se muestra la curva granulométrica.

Tabla 42. Granulometría específica de la fracción de gravas de cada mezcla con parámetros de análisis granulométrico.

Diámetro de partícula (mm)	Porcentaje que pasa (%)			
	Jal 100%	Jal 66% - Tepetate 33%	Jal 33% - Tepetate 66%	Tepetate 100%
75	100	100	100	100
50	100	100	100	100
37.5	100	100	100	100
25	100	100	100	100
19	93	100	100	100
12.5	83	78	88	100
9.5	57	61	63	100
4.75	0	0	0	0

Parámetros de curva granulométrica				
D10 (mm)	5.5	5.5	5.5	5.1
D30 (mm)	7.2	7	6.9	6.1
D60 (mm)	10	9.2	9.2	7.2
Cu	1.82	1.73	1.67	1.41
Cc	0.94	0.94	0.94	1.01

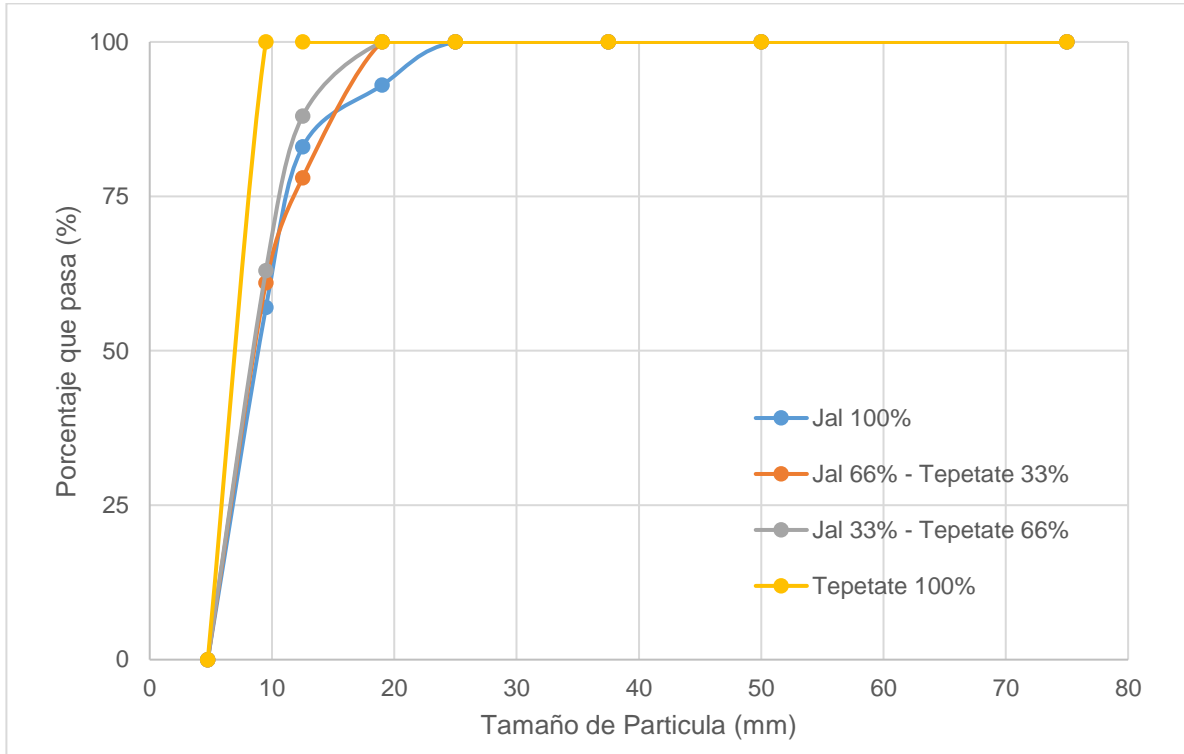


Figura 37. Curvas granulométricas de la fracción de gravas de las mezclas de suelos.

Tabla 43. Granulometría específica de arenas para cada mezcla con parámetros de análisis granulométrico.

Diámetro de partícula (mm)	Porcentaje que pasa (%)			
	Jalisco 100%	Jalisco 66% - Tepetate 33%	Jalisco 33% - Tepetate 66%	Tepetate 100%
4.75	100%	100	100	100
2	51%	82	83	89
0.85	26%	43	67	74
0.425	13%	27	50	57
0.25	4%	17	33	43
0.15	1%	8	15	26
0.075	0%	0	0	0

Parámetros de curva granulométrica				
D10 (mm)	0.35	0.17	0.125	0.10
D30 (mm)	1.00	0.50	0.23	0.17
D60 (mm)	2.45	1.24	0.62	0.475
Cu	7.00	7.29	4.96	4.75
Cc	1.17	1.19	0.68	0.61

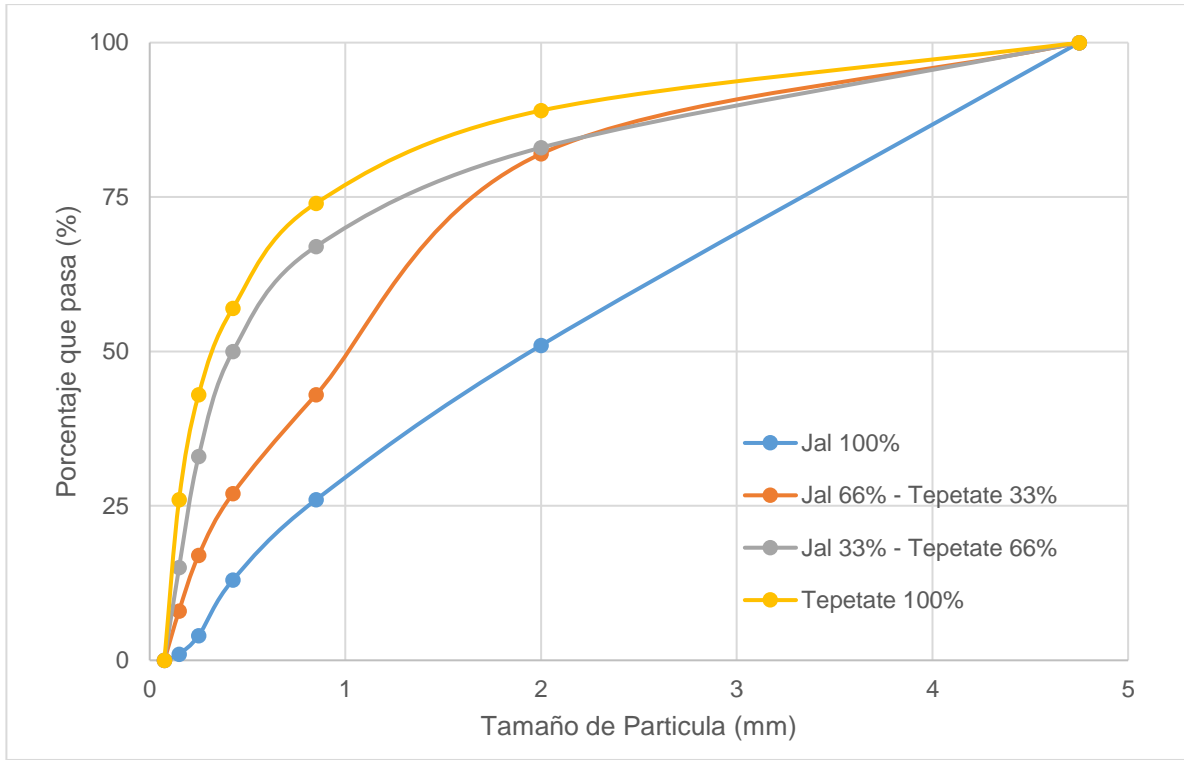


Figura 38. Curvas granulométricas de la fracción de arenas de las mezclas de suelos.

8.1.2. Límite de consistencia

Debido a que solamente era necesario caracterizar las mezclas de este material bajo el SRCS solamente fue necesario determinar el límite líquido de las mezclas ante los diferentes fluidos de prueba. Estos límites se determinaron mediante el dispositivo Cono Inglés considerando el material con tamaño de partícula menor a 0.075 mm (Malla #200) y bajo agua desionizada, keroseno y agua salina (Tabla 44).

Tabla 44. Resultados de límite líquido de la fracción fina de las mezclas de suelo ante diferentes fluidos.

Material	Límite líquido (%)		
	Agua desionizada	Keroseno	Agua salina
Fracción fina	37	32	34

El SRCS ofrece las siguientes gráficas de clasificación para plasticidad y sensibilidad eléctrica (Figura 39) generadas con la herramienta de hoja de cálculo EXCEL proporcionada por EGEL KAUST.

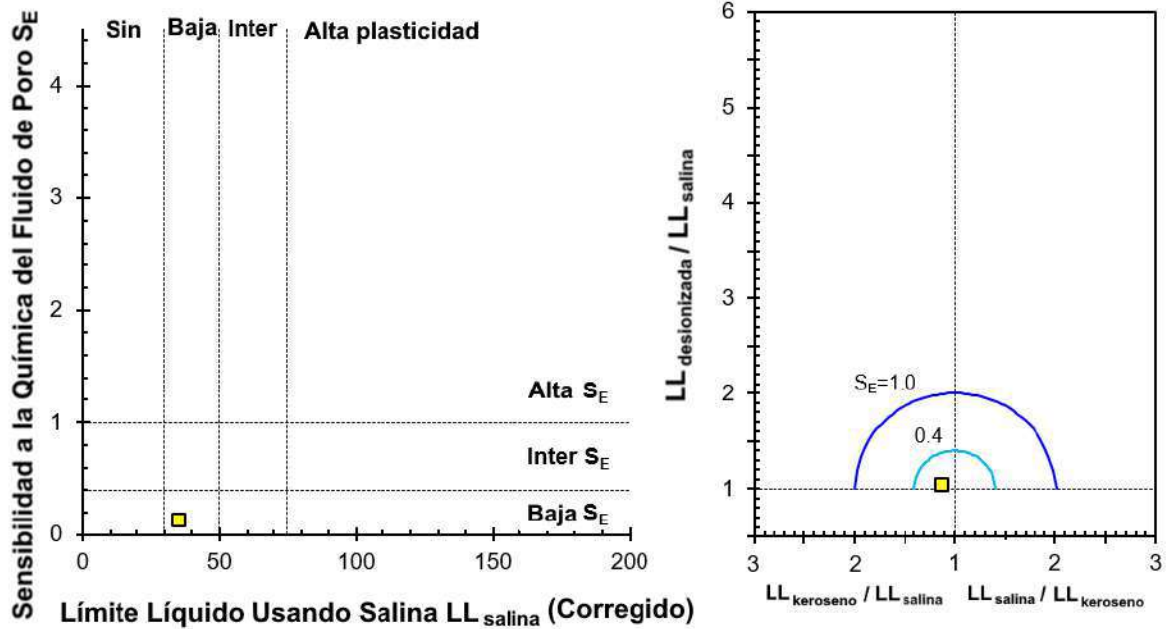


Figura 39. Cartas de Clasificación de Finos y de Sensibilidad de Química del Fluido (adaptado de EGEL KAUST).

De acuerdo con la clasificación de fracción fina, el suelo tiene una baja plasticidad y sensibilidad a la química del fluido.

8.1.3. Densidad de sólidos

Zamudio et al (2018) reporta que las mezclas de suelos tienen las densidades de sólidos:

Tabla 45. Resultados de densidad de sólidos de acuerdo con el tipo de mezclas (Zamudio et al, 2018).

Mezcla	Densidad de sólidos
Jal 100%	1.88
Jal 66% - Tepetate 33%	2.02
Tepetate 66% - Jal 33%	2.17
Tepetate	2.31

Dado que la densidad de sólidos se determinó mediante el estándar ASTM D854 (ASTM, 2014), significa que la densidad de sólidos es de la fracción de arenas y limos ya que el

estándar específica que la prueba solo es aplicable a los materiales con tamaño de partícula menor a 4.75 mm (malla #4) (ASTM, 2014).

En estudios anteriores se ha determinado que las arenas pumíticas limpias de Guadalajara, Jalisco tienen una densidad de sólidos “aparente” de 0.773 (Porrás, 1984), por lo que los finos pueden proporcionar el resto de la densidad del material.

Las gravas se determinaron con un método separado y se obtuvieron los pesos para cada tamaño de grano estandarizado.

Tabla 46. Resultados de densidad de sólidos de la fracción de gravas.

Tamaño de partícula	Densidad de sólidos
19	1.20
12.5	1.33
9.5	1.47
4.75	1.60

Se tienen casos donde las gravas pumíticas tienen un peso específico de 1.1 a 1.4 (Stanley, 1978), en el caso de las gravas pumíticas de Guadalajara, el peso específico ronda entre los 1.2 a 1.6 (Zamudio, Comunicación personal).

8.1.4. Redondez de las partículas de la fracción gruesa

Al fotografiar y analizar los granos de la fracción de gravas y de arenas mediante análisis visual, se establece la redondez de los granos.

Tabla 47. Redondez de la fracción gruesa de suelos pumíticos.

Propiedad	Gravas	Arenas
Número de muestras analizadas	1070	1000
Promedio de Redondez	0.48	0.34
Varianza	0.021	0.161
Coefficiente de variación	30.4%	47.0%

La distribución de los granos de grava y arena en la tabla de referencia visual se muestran en las Figuras 40 y 41, respectivamente.

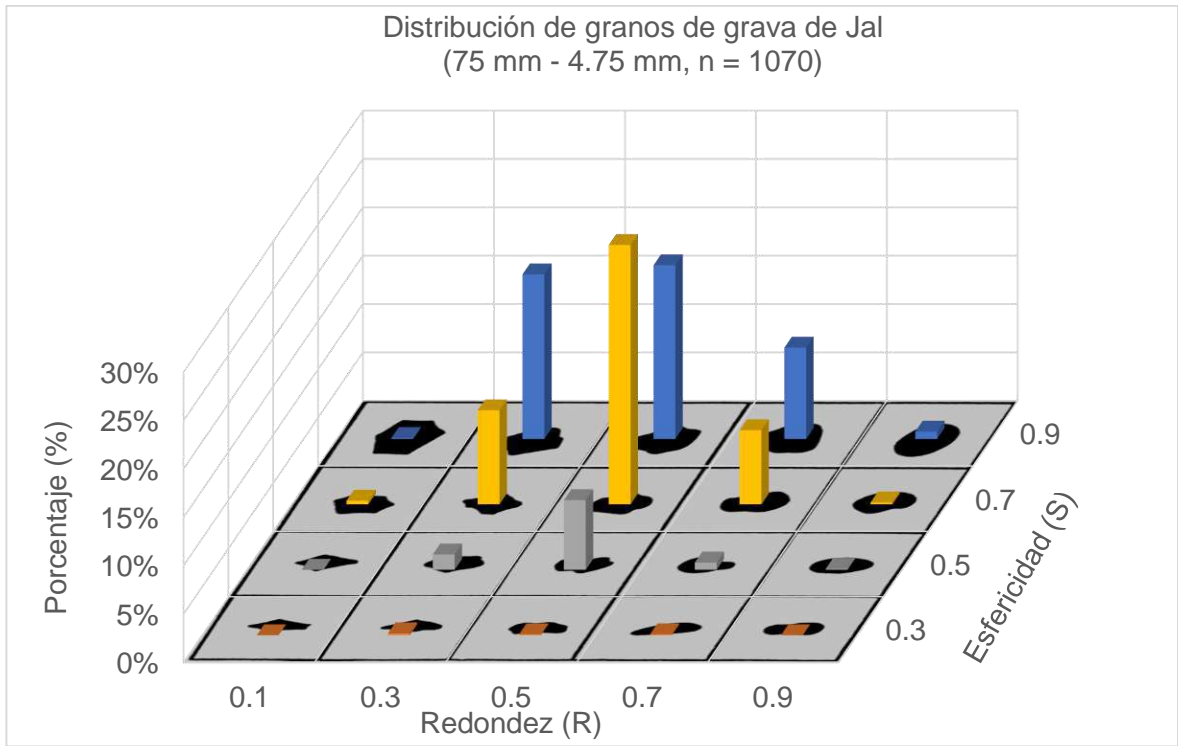


Figura 40. Distribución de la redondez y esfericidad de la fracción de gravas de suelos pumíticos.

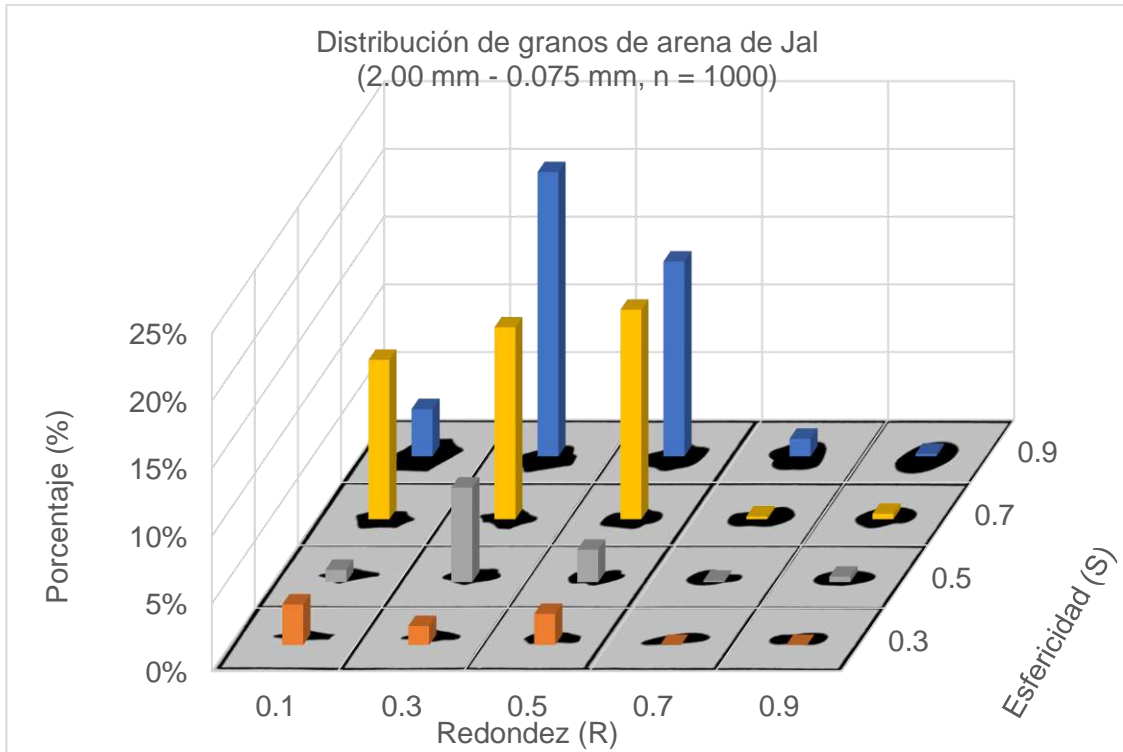


Figura 41. Distribución de la redondez y esfericidad de la fracción de arenas de suelos pumíticos.

8.1.5. Relación de vacíos mínima y máxima de la fracción gruesa

Los resultados de las pruebas de relación de vacíos mínima y máxima de la fracción aplicados a la fracción de gravas y la fracción de arenas (Tabla 48), que representan la fracción gruesa del material.

Tabla 48. Pesos volumétricos obtenidos mediante pruebas de compactación de mesa vibratoria.

Propiedad	Gravas	Arenas
Peso volumétrico seco suelto (kg/m³)	431	742
Peso volumétrico seco compactado (kg/m³)	799	763
Peso volumétrico húmedo compactado (kg/m³)	808	779
Contenido de agua (%)	38.1	37.7
Densidad de sólidos	1.50	1.88
Relación de vacíos máxima	3.362	1.534
Relación de vacíos mínima	1.352	1.464

En estudios anteriores se tiene que las arenas pumíticas limpias de Guadalajara tienen una relación de vacíos máxima de 0.65 (peso volumétrico seco máximo de 550 kg/m³) y relación de vacíos mínima de 0.40 (peso volumétrico seco mínimo de 470 kg/m³) (Porras, 1984).

Debido a que se determinaron los dos tipos de parámetros que el RSCS recomienda para trazar el diagrama ternario, es posible generar varias posibilidades de acuerdo con valores directos de laboratorio o mediante correlaciones con otras propiedades.

En el caso de que no sea posible obtener directamente las relaciones de vacíos del material se puede recurrir a las siguientes ecuaciones propuestas por Youd et al (1973) y recomendadas por Park et al (2017):

$$e_c^{\max} = 0.032 + \frac{0.154}{R} + \frac{0.522}{C_u}$$

$$e_c^{\min} = -0.012 + \frac{0.082}{R} + \frac{0.371}{C_u}$$

Para este caso se utilizan los valores obtenidos de las pruebas de granulometría y de la redondez de las partículas de la fracción de gravas y arenas (Tablas 42, 43 y 47).

Tabla 49. Relación de vacíos obtenido mediante correlaciones de granulometría y redondez del grano.

Parámetro	Gravas	Arenas
Redondez	0.48	0.34
Coefficiente de uniformidad	1.82	7
Relación de vacíos máxima	0.640	0.560
Relación de vacíos mínima	0.363	0.282

Se observa que estas correlaciones no tienen similitud con los resultados obtenidos de laboratorio, por lo que para este tipo de suelos no son válidas.

Park et al (2017) en su descripción del cálculo de relaciones de vacíos recomiendan las siguientes ecuaciones para determinar la relación de vacíos de acuerdo con el coeficiente de uniformidad de la fracción analizada (Cho et al, 2006, Youd, 1973):

$$e^{\min} = 0.74[e^{\max} - 0.15(C_u - 1)]$$

$$e^{\max} = 1.35e^{\min} + 0.15(C_u - 1)$$

Los valores correlacionados se muestran en la siguiente tabla (Tabla 50):

Tabla 50. Pesos volumétricos obtenidos mediante pruebas de compactación de mesa vibratoria.

Relaciones de referencia	Gravas	Arenas
Relación de vacíos máxima (Laboratorio)	3.362	1.534
Relación de vacíos mínima (Laboratorio)	1.352	1.464
Coefficiente de curvatura, C_u		
Jal 100%	1.82	7
Jal 66% - Tepetate 33%	1.73	7.29
Jal 33% - Tepetate 66%	1.67	4.96
Tepetate 100%	1.41	4.75
Relación de vacíos mínima		
Jal 100%	1.744	0.469
Jal 66% - Tepetate 33%	1.754	0.437
Jal 33% - Tepetate 66%	1.761	0.696
Tepetate 100%	1.790	0.719
Relación de vacíos máxima		
Jal 100%	1.307	2.084
Jal 66% - Tepetate 33%	1.293	2.127
Jal 33% - Tepetate 66%	1.284	1.778
Tepetate 100%	1.245	1.746

Estas correlaciones tampoco son aplicables a estos tipos de suelos, en la relación de vacíos mínima subestiman la relación de vacíos en las gravas y en las arenas se sobreestima.

Al utilizar la correlación para determinar relaciones de vacíos máxima con la relación mínima, se observa que los valores para las gravas y arenas están sobreestimados.

Los valores de relación de vacíos se resumen en la Figura 42 de acuerdo con el modo en que se obtuvieron:

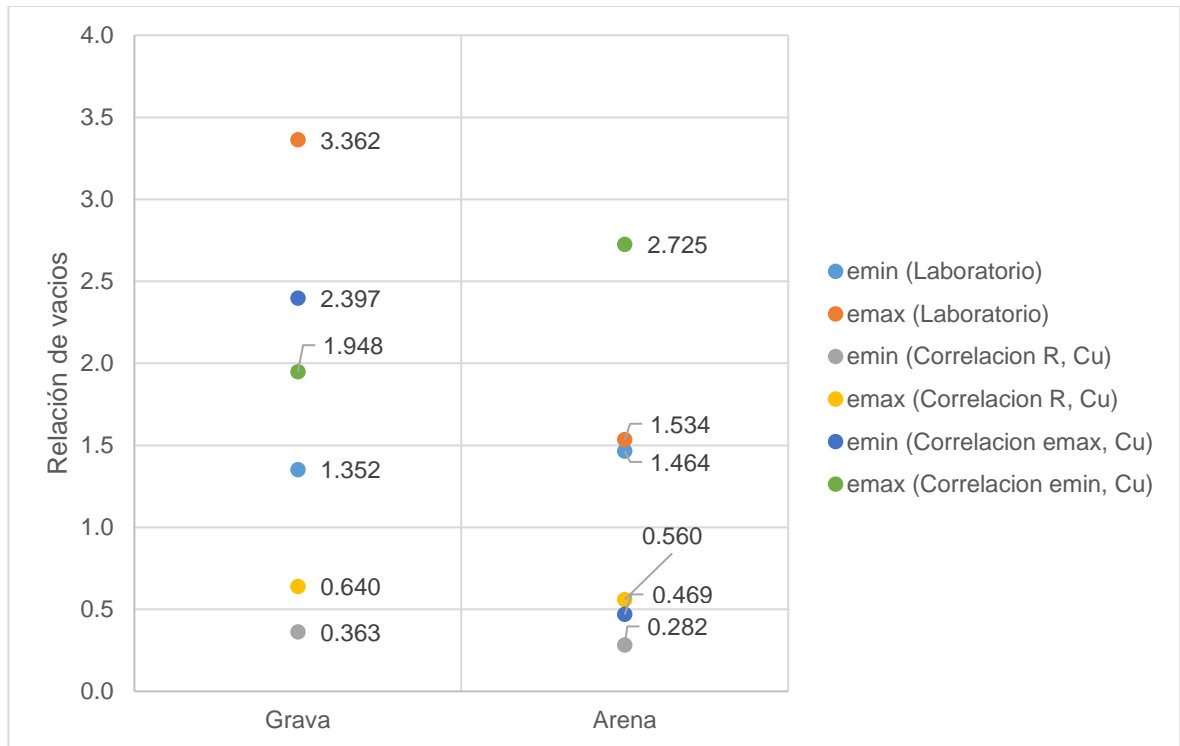


Figura 42. Relaciones de vacíos mínimas y máximas obtenidas para la fracción de gravas y fracción de arenas.

Por lo cual se utilizarán los valores obtenidos de laboratorio de relaciones de vacíos para determinar los horizontes

8.1.6. Clasificación del SRCS

Las figuras 43a a 43d muestran el diagrama ternario del SRCS generado por la hoja de EXCEL de EGEL KAUST de cada mezcla de suelo utilizando los siguientes valores (Tabla 51):

Tabla 51. Propiedades de mezclas utilizadas para el trazo del diagrama ternario del SRCS.

Propiedad	Jal 100%	Jal 66% - Tepetate 33%	Jal 33% - Tepetate 66%	Tepetate 100%
Porcentaje que pasa la malla #4 (%)	70	82	92	98
Porcentaje que pasa la malla #200 (%)	14	24	35	40
Fracción de arenas				
Relación de vacíos mínima	1.534	1.534	1.534	1.534
Relación de vacíos máxima	1.464	1.464	1.464	1.464
Coefficiente de uniformidad	7	7.29	4.96	4.75
Coefficiente de curvatura	1.17	1.19	0.68	0.61
Fracción de gravas				
Relación de vacíos mínima	3.362	3.362	3.362	3.362
Relación de vacíos máxima	1.352	1.352	1.352	1.352
Fracción de finos				
Límite líquido con agua desionizada (%)	37	37	37	37
Límite líquido con keroseno (%)	32	32	32	32
Límite líquido con agua salina (%)	34	34	34	34

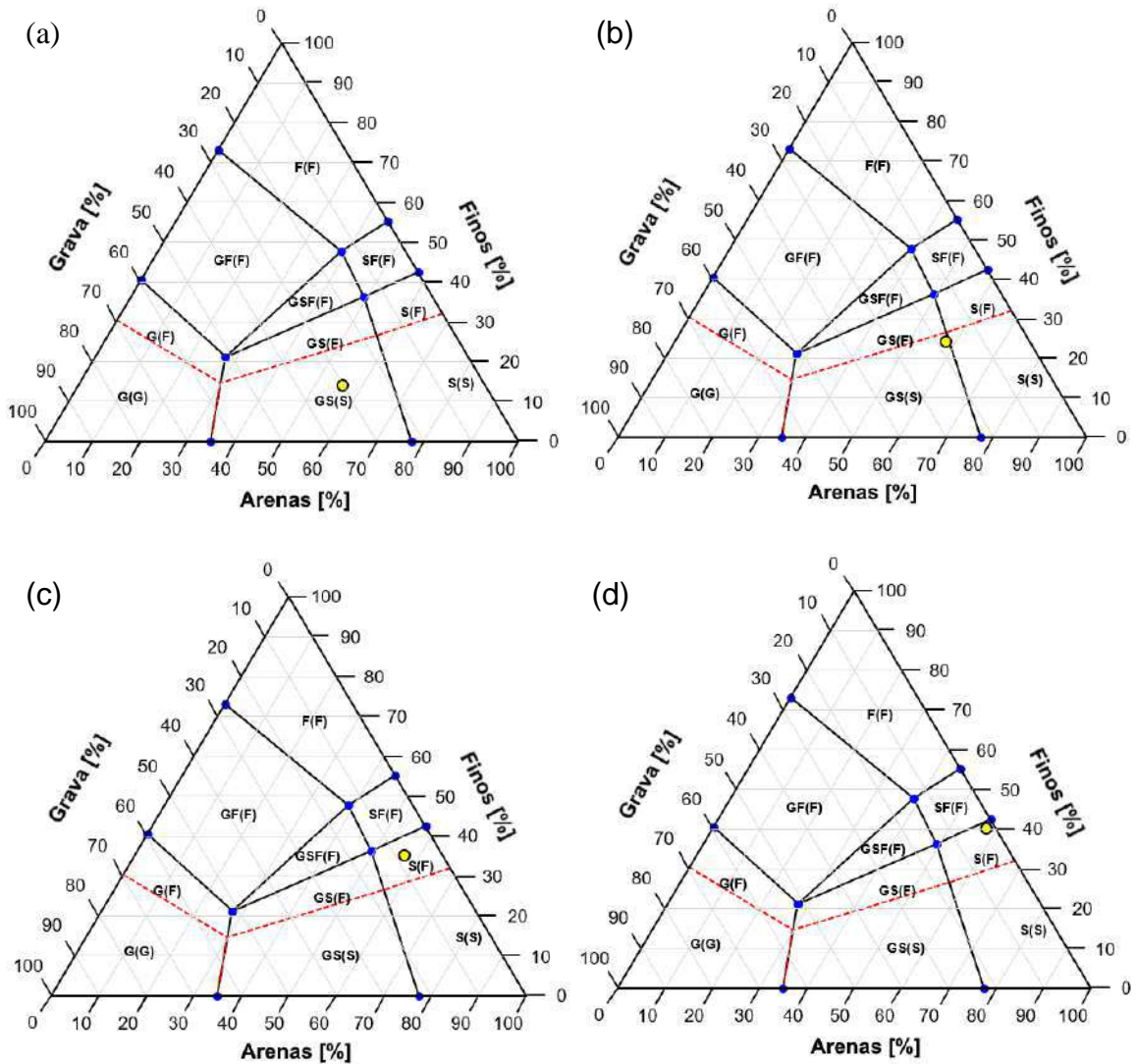


Figura 43. Diagramas ternarios de las mezclas: (a) Jal 100% (b) Jal 66% - Tepetate 33% (c) Jal 33% - Tepetate 66% (d) Tepetate 100% (EGEL KAUST).

La clasificación SRCS de las mezclas de suelo se resume en la Tabla 52.

Tabla 52. Clasificación de mezclas de suelo de acuerdo con el RSCS y descripción.

Mezcla de suelo	Simbología	Descripción
Jal 100%	GS(S)	Mezcla transicional de gravas y arenas
Jal 66% - Tepetate 33%	GS(S)-LL	Mezcla transicional de gravas y arenas
Jal 33% - Tepetate 66%	S(F)-LL	Arena con finos
Tepetate 100%	S(F)-LL	Arena con finos

De acuerdo con el modelo del SRCS se tiene las siguientes predicciones de comportamiento:

- Las cuatro mezclas serán controladas mecánicamente por la fracción de arena, la mezcla de Jal 100% y Jal 66% - Tepetate 33% tienen un elemento de grava que va a contribuir con la respuesta mecánica del suelo. La mezcla de Tepetate 100% casi se acerca a que los finos contribuyan mecánicamente. El umbral de control de arenas es de 78% y el de finos es de 43%.
- En cuanto al control hidráulico, los finos van a controlar las mezclas de Jal 33% - Tepetate 66% y Tepetate 100%. El umbral de contenido de finos para que controle el comportamiento hidráulico es aproximadamente de 32%

En las siguientes secciones se comprueban estas predicciones con los comportamientos mecánicos e hidráulicos reportados en laboratorio por Zamudio et al (2018).

8.1.7. Comportamiento mecánico de las mezclas

El comportamiento mecánico de las mezclas reportado por Zamudio et al (2018) se resumen en las siguientes tablas (Tablas 53 a 56) y figuras (Figuras 44 a 47). Como parte de esta investigación se calcularon el grado de saturación de las muestras de acuerdo con las propiedades índice publicadas.

$$S_w(\%) = \frac{G_s w}{e}$$

Donde:

S_w	Grado de saturación (%)
G_s	Densidad específica de sólidos,
w	Contenido de agua (%)
e	Relación de vacíos.

Tabla 53. Resultados de ensayos de corte directo en mezcla de suelo Jal 100% (datos de Zamudio et al, 2018).

Suelo	Grado de compactación (%)	Grado de saturación (%)	σ_0 (kgf/cm ²)	τ_{falla} (kgf/cm ²)	τ_{res} (kgf/cm ²)
Jal 100% F = 17%	64	49.91	0.05	0.1612	0.0641
			0.10	0.2028	0.1023
			0.15	0.5114	0.1664
			0.20	0.5599	0.2687
			0.50	0.6362	0.4247
			1.00	0.9586	0.5894
			2.00	1.4491	0.8888
			3.00	1.9602	1.0831
	5.00	2.5337	1.4719		
	81	74.37	0.05	0.1994	0.0520
			0.10	0.2618	0.0867
			0.15	0.3103	0.1057
			0.20	0.4680	0.1664
			0.50	0.7194	0.5166
			1.00	1.1719	0.6200
			2.00	2.0286	0.8888
			3.00	1.9602	1.0831
	5.00	2.5337	1.4719		
	88	98.48	0.05	0.1595	0.0711
			0.10	0.3450	0.1560
			0.15	0.4351	0.1560
			0.20	0.6639	0.2427
			0.50	0.7888	0.5287
			1.00	1.1615	0.6200
			2.00	1.7597	0.8888
			3.00	1.9602	1.0831
	5.00	2.5337	1.4719		
	79	100	0.05	0.1890	0.0763
			0.10	0.2895	0.0832
			0.15	0.4750	0.1421
			0.20	0.5305	0.2375
			0.50	0.7454	0.3918
1.00			1.1000	0.5894	
2.00			1.8431	0.8888	
3.00			1.9602	1.0831	
5.00	2.5337	1.4719			

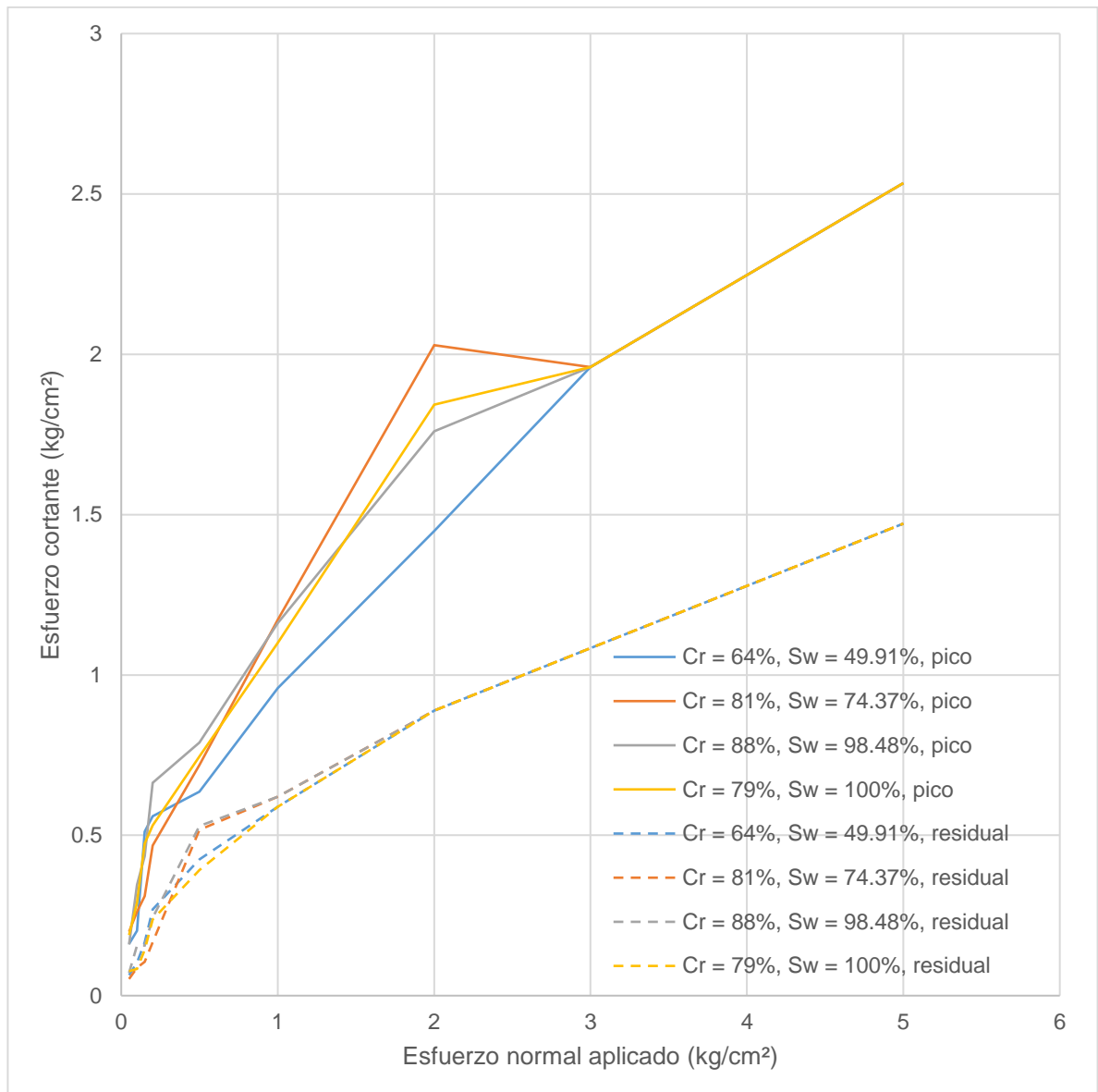


Figura 44. Diagrama de esfuerzo normal aplicado contra esfuerzo cortante de la mezcla Jal 100%.

Tabla 54. Resultados de ensayos de corte directo en mezcla de suelo Jal 66% - Tepetate 33% (datos de Zamudio et al, 2018).

Suelo	Grado de compactación (%)	Grado de saturación (%)	σ_0 (kgf/cm ²)	τ_{falla} (kgf/cm ²)	τ_{res} (kgf/cm ²)
Jal 66%- Tepetate 33% F = 24%	79	36.51	0.05	0.1976	0.0572
			0.10	0.2496	0.0901
			0.15	0.3571	0.2080
			0.20	0.5114	0.2236
			0.50	0.8668	0.4334
			0.80	1.1200	0.6000
			1.00	1.2915	0.7974
			5.00	3.6643	2.9615
	88	65.51	0.05	0.1647	0.0693
			0.10	0.3034	0.1213
			0.15	0.4004	0.2548
			0.20	0.4524	0.2167
			0.50	0.8841	0.4230
			0.80	1.1300	0.6200
			1.00	1.0678	0.7000
			5.00	3.6643	2.9615
	82	78.28	0.05	0.1734	0.0693
			0.10	0.3138	0.1543
			0.15	0.3640	0.1508
			0.20	0.3883	0.1890
			0.50	0.8356	0.5721
			0.80	1.1500	0.6400
			1.00	1.3955	0.7679
			5.00	3.6643	2.9615

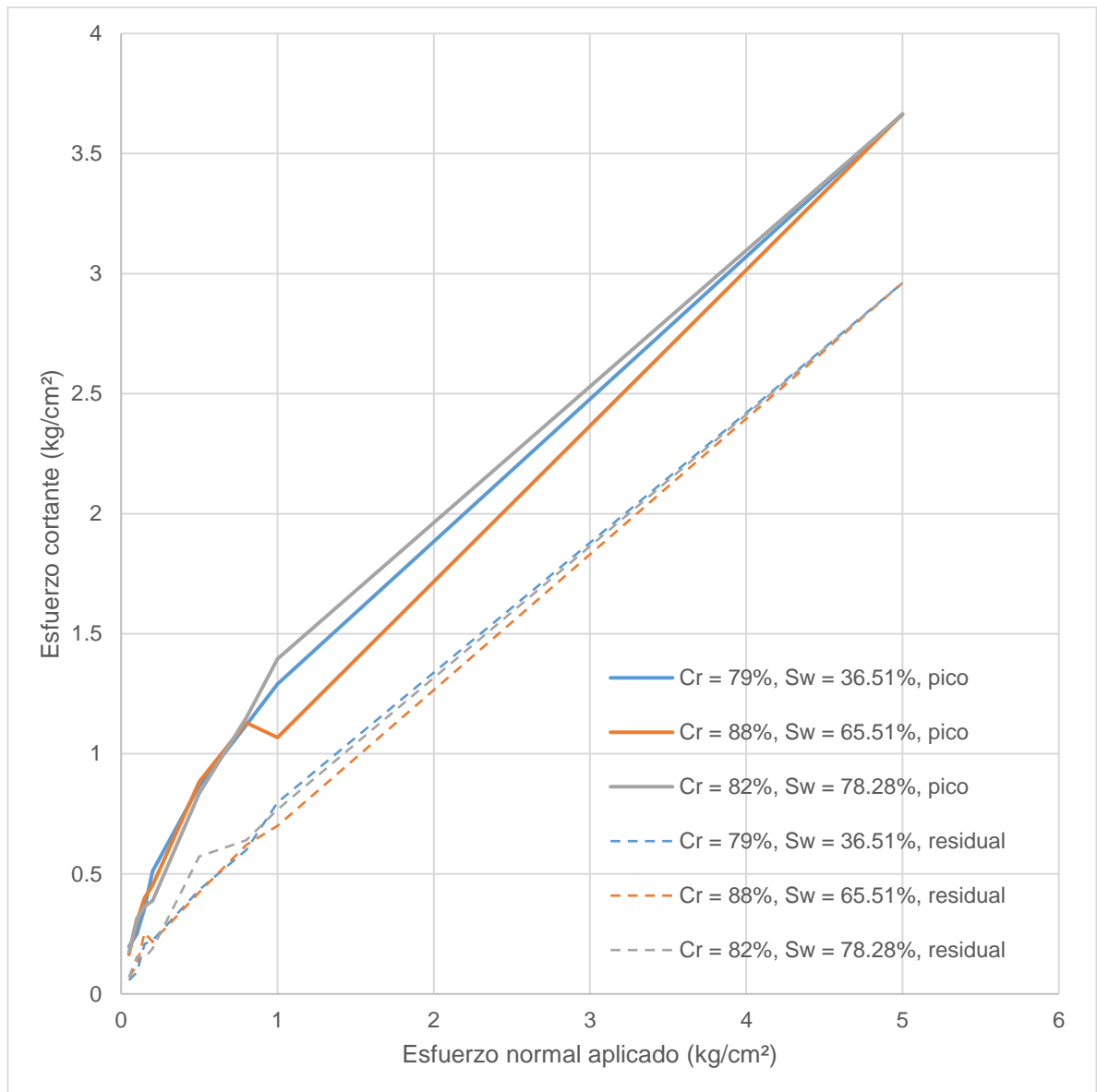


Figura 45. Diagrama de esfuerzo normal aplicado contra esfuerzo cortante de la mezcla Jal 66% - Tepetate 33%.

Tabla 55. Resultados de ensayos de corte directo en mezcla de suelo Jal 33% - Tepetate 66% (datos de Zamudio et al, 2018).

Suelo	Grado de compactación (%)	Grado de saturación (%)	σ_0 (kgf/cm ²)	τ_{falla} (kg/cm ²)	τ_{res} (kg/cm ²)
Jal 33% - Tepetate 66% F = 35%	74	46.92	0.05	0.1820	0.0572
			0.10	0.2323	0.0832
			0.15	0.2964	0.1525
			0.20	0.3918	0.2167
			0.50	0.7800	0.4160
			0.80	0.9600	0.6100
			1.00	1.0000	0.6400
			5.00	2.3246	1.8037
	81	73.40	0.05	0.1595	0.0797
			0.10	0.3120	0.0953
			0.15	0.3328	0.1630
			0.20	0.3415	0.1907
			0.50	0.7835	0.4680
			0.80	0.9600	0.6000
			1.00	1.0158	0.6700
			5.00	2.3246	1.8037
	68	96.14	0.05	0.2167	0.0797
			0.10	0.3224	0.0953
			0.15	0.3571	0.1630
			0.20	0.5270	0.1907
			0.50	0.7194	0.4680
			0.80	0.9600	0.5900
			1.00	1.0332	0.6600
			5.00	2.3246	1.8037

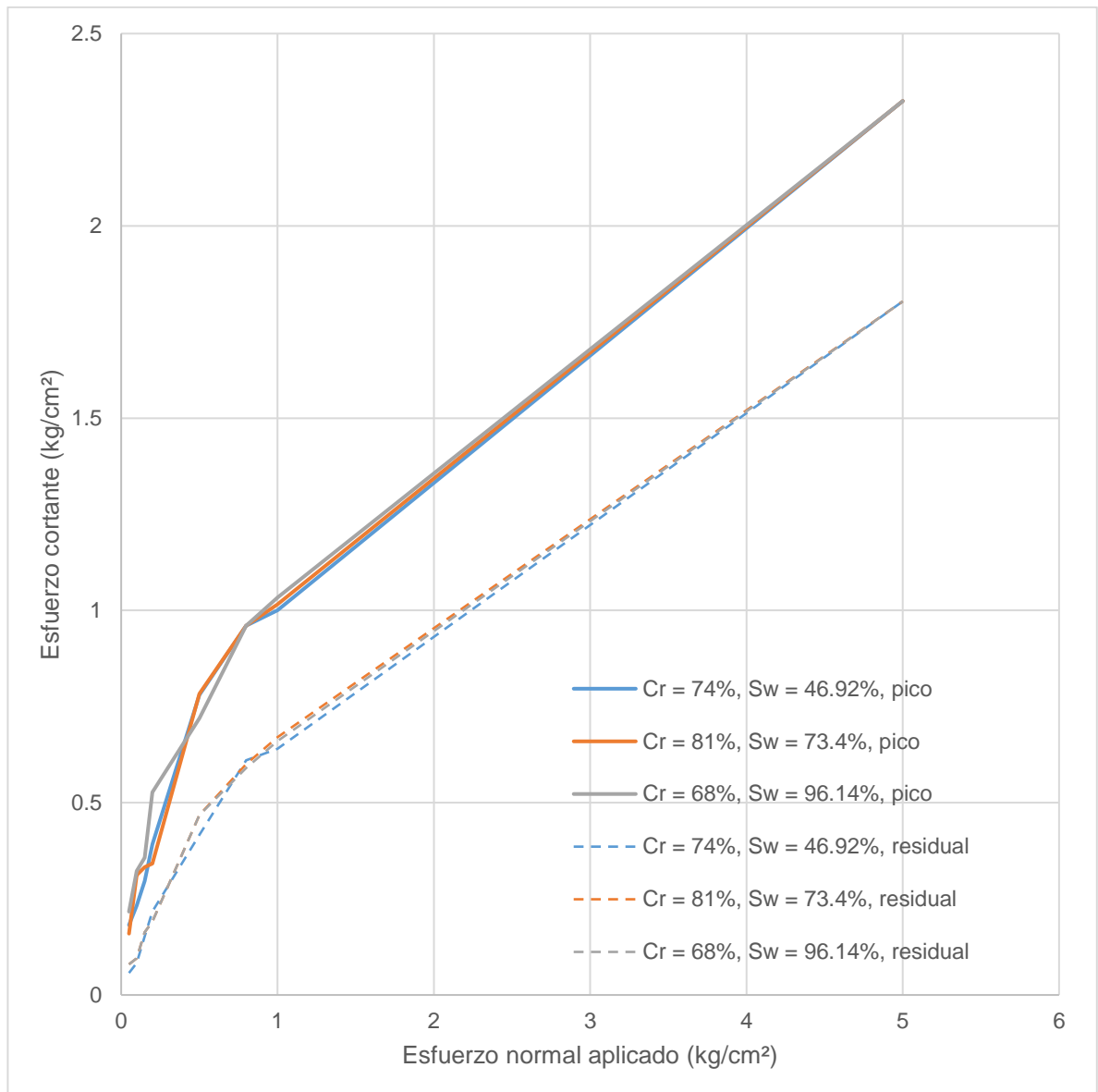


Figura 46. Diagrama de esfuerzo normal aplicado contra esfuerzo cortante de la mezcla Jal 33% - Tepetate 66%.

Tabla 56. Resultados de ensayos de corte directo en mezcla de suelo Tepetate 100% (datos de Zamudio et al, 2018).

Suelo	Grado de compactación (%)	Grado de saturación (%)	σ_0 (kgf/cm ²)	τ_{falla} (kg/cm ²)	τ_{res} (kg/cm ²)
Tepetate 100% F = 40%	79	27.03	0.05	0.1924	0.0901
			0.10	0.2132	0.1075
			0.15	0.2600	0.1543
			0.20	0.3034	0.1803
			0.50	0.4958	0.4074
			1.00	0.9361	0.6761
			5.00	4.0464	3.1843
	74	44.53	0.05	0.1369	0.0520
			0.10	0.1682	0.0763
			0.15	0.3172	0.1248
			0.20	0.3242	0.1820
			0.50	0.5305	0.4074
			1.00	1.0436	0.7367
			5.00	4.7726	3.6527
	88	70.84	0.05	0.1335	0.0676
			0.10	0.2912	0.1179
			0.15	0.3190	0.1508
			0.20	0.3242	0.1820
			0.50	0.6241	0.3848
			1.00	1.0280	0.6761
			5.00	4.5064	3.1743
	82	87.72	0.05	0.1075	0.0624
			0.10	0.1942	0.1317
			0.15	0.3398	0.1300
0.20			0.3467	0.1855	
0.50			0.5859	0.3814	
1.00			1.1615	0.8945	
5.00			5.3307	4.2876	

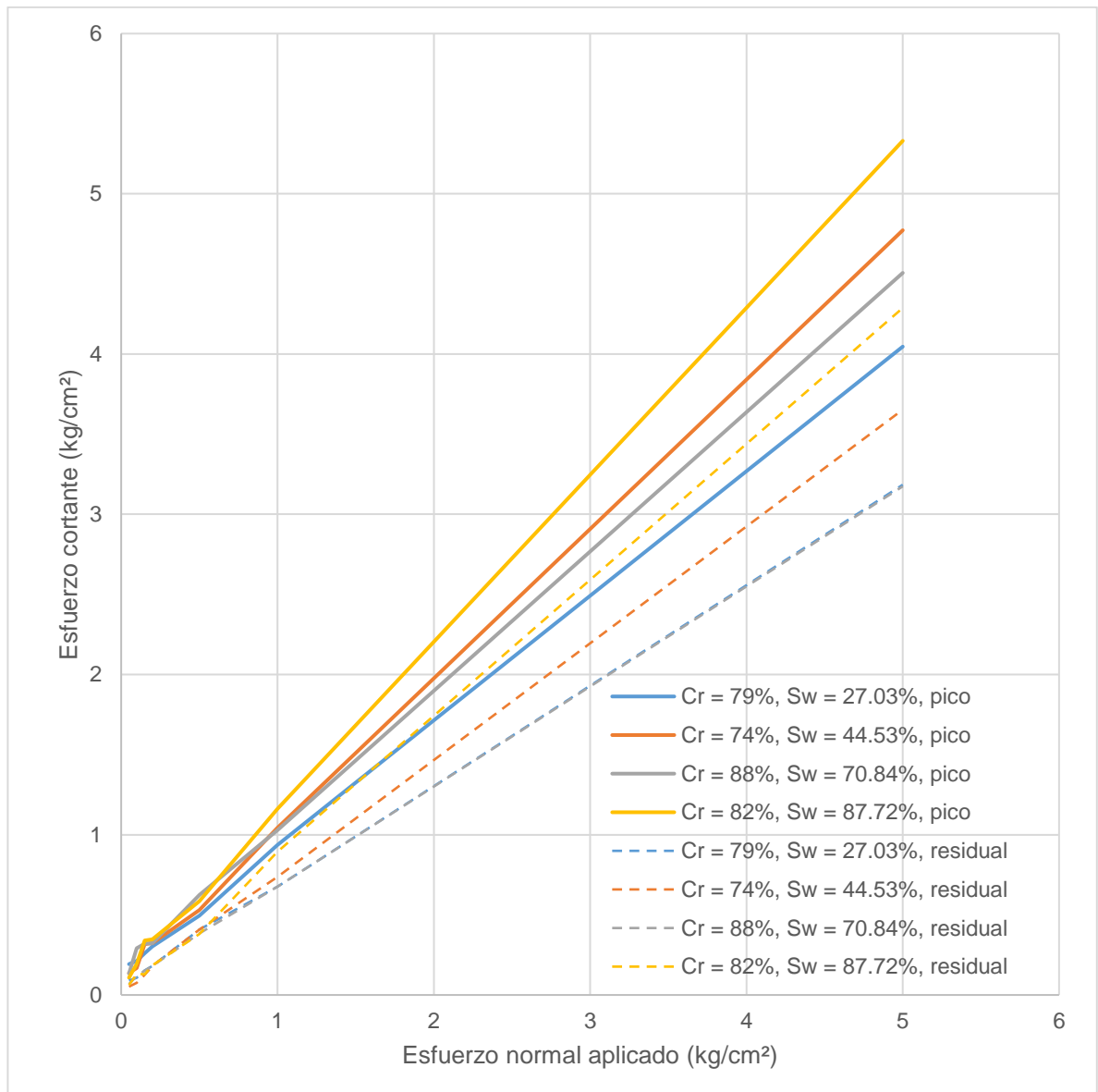


Figura 47. Diagrama de esfuerzo normal aplicado contra esfuerzo cortante de la mezcla Tepetate 100%.

Interpretando los resultados de las pruebas de corte, se establecen los siguientes puntos.

En el caso de la mezcla de Jal 100%:

- A bajos niveles de esfuerzo, menores a 3 kg/cm² el esfuerzo cortante de los materiales no es proporcional al grado de saturación. Algunos de los valores más bajos de resistencia se encuentran en los suelos con menor saturación, mientras que los suelos de saturación intermedia tienen los valores más altos. Es posible que existan efectos de capilaridad en ese rango de saturación.
- Si se considera el grado de compactación en vez del grado de saturación del material, los valores de compactación mayores (81% y 88%) tienen una resistencia al esfuerzo cortante mayor. Lo que es consistente con la proposición de que a mayor compactación mayor resistencia al corte.
- El valor de resistencia al corte se mantiene constante a escalas de esfuerzo normal aplicado igual o mayor a 3 kg/cm² independientemente del grado de compactación o saturación del material.
- La tendencia de valores de resistencia al corte residual son los mismos independiente del grado de compactación, saturación y esfuerzo normal aplicado.

Para la mezcla Jal 66% - Tepetate 33%:

- A bajos niveles de esfuerzos, menores a 0.8 kg/cm², el suelo no presenta un comportamiento lineal de mayor resistencia a menor grado de saturación.
- En términos de grado de compactación, los materiales no presentan una tendencia clara de a mayor compacidad, mayor resistencia.
- A esfuerzos iguales o mayores a 0.8 kg/cm² y menores a 5 kg/cm², la mayor resistencia se registra en el material con mayor saturación y compactación intermedia.
- A esfuerzos mayores a 5 kg/cm² el material presenta un único valor de resistencia al corte, independientemente del grado de compactación o saturación.
- La tendencia de valores de resistencia al corte residual son los mismos independiente del grado de compactación, saturación y esfuerzo normal aplicado.

Para la mezcla Jal 33% - Tepetate 66%:

- El material con mayor saturación y menos compacidad presenta la mayor resistencia al corte a lo largo de todo el rango de esfuerzo normal aplicado. El único punto anómalo es al esfuerzo de 0.5 kg/cm², donde el material con mayor compacidad (81%) es el que tiene la mayor resistencia.
- En el caso del material con compacidad intermedia (74%) y menor saturación, tiene la mayoría de los valores más bajos de resistencia.
- En este material no sigue las propuestas de que, a menor grado de saturación, mayor resistencia o que a mayor grado de compacidad, mayor resistencia.

- Al igual que en mezclas anteriores, los ensayos a un esfuerzo de 5 kg/cm² concluyen a un punto único independientemente del grado de compactación y grado de saturación. En este caso también se tiene coincidencia de comportamiento a un esfuerzo de 0.8 kg/cm².
- La tendencia de valores de resistencia al corte residual son los mismos, independiente del grado de compactación, saturación y esfuerzo normal aplicado.

En la mezcla de Tepetate 100%:

- A niveles de esfuerzos normales aplicados menores a 1 kg/cm² no se tiene un comportamiento definido, ya que los valores máximos y mínimos de resistencia se encuentran repartidos entre los cuatro niveles de compactación y saturación.
- Después de un estado de esfuerzos normales aplicados igual o mayor a 1 kg/cm² se tiene un comportamiento definido: el material con mayor saturación tiene los valores más altos de resistencia al corte y el material con menor saturación tiene los valores más bajos.
- En este material no sigue las propuestas de a menor grado de saturación, mayor resistencia o que a mayor grado de compactación, mayor resistencia.
- La tendencia de valores de resistencia al corte residual es diferente de acuerdo al grado de compactación, saturación y esfuerzo normal aplicado.

La comparativa entre tipos de mezclas:

- En cuanto a términos de resistencia al esfuerzo cortante a bajos esfuerzos normales aplicados, menores a 1 kg/cm², se tiene que el material con mayores valores de resistencia es la mezcla con contenido de finos de 24% y el material con los valores más bajos de resistencia es la mezcla de contenido de finos de 40%.
- A niveles de esfuerzo normal aplicado mayor a 1 kg/cm², la mezcla con mayor valor de resistencia es la que tiene mayor contenido de finos (40%). En cambio, los valores más bajos es la mezcla con la segunda mayor cantidad de finos (35%).

De acuerdo con la propuesta del SRCS la resistencia de los materiales, en términos de la resistencia al corte, a mayor contenido de finos el material tiende a reducirse. Esta proposición se cumple solo en niveles de esfuerzos bajos, a mayores niveles de esfuerzos este comportamiento no es el esperado, ya que la resistencia pico y residual se incrementa a mayor contenido de finos (Figuras 48 y 49, respectivamente).

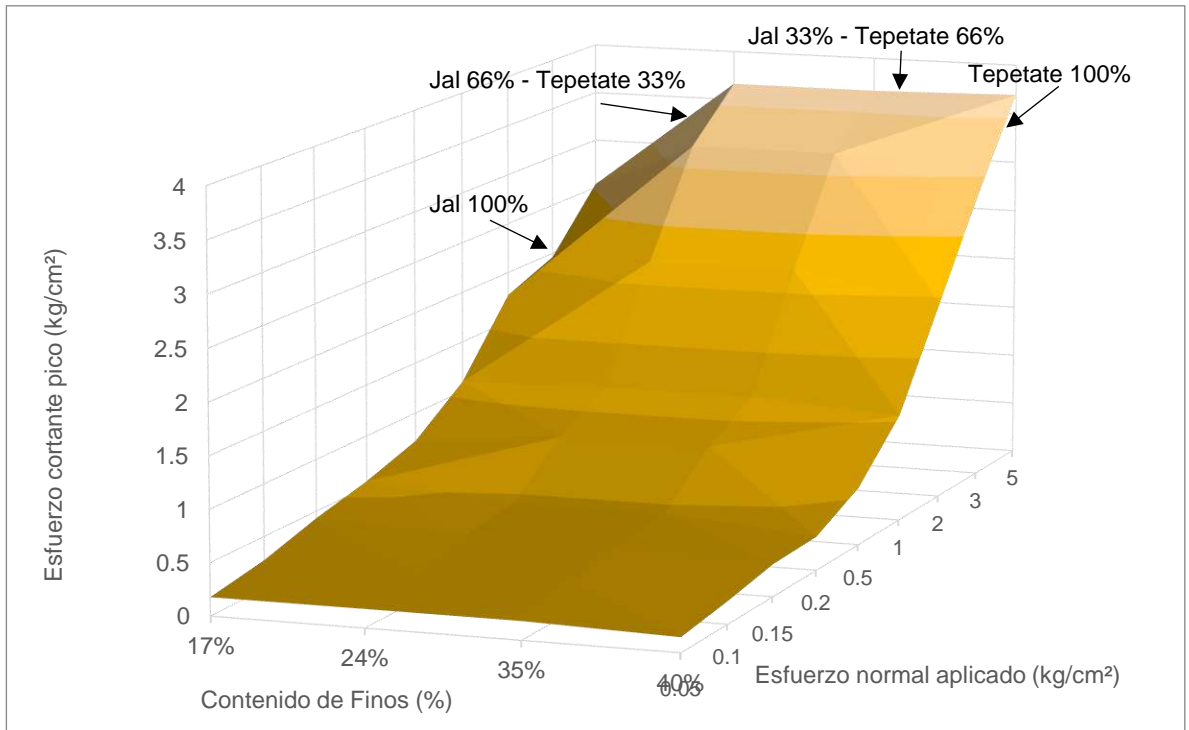


Figura 48. Comportamiento mecánico en términos de esfuerzos cortantes pico de las mezclas de suelo con respecto a su contenido de finos y niveles de esfuerzos normales aplicados.

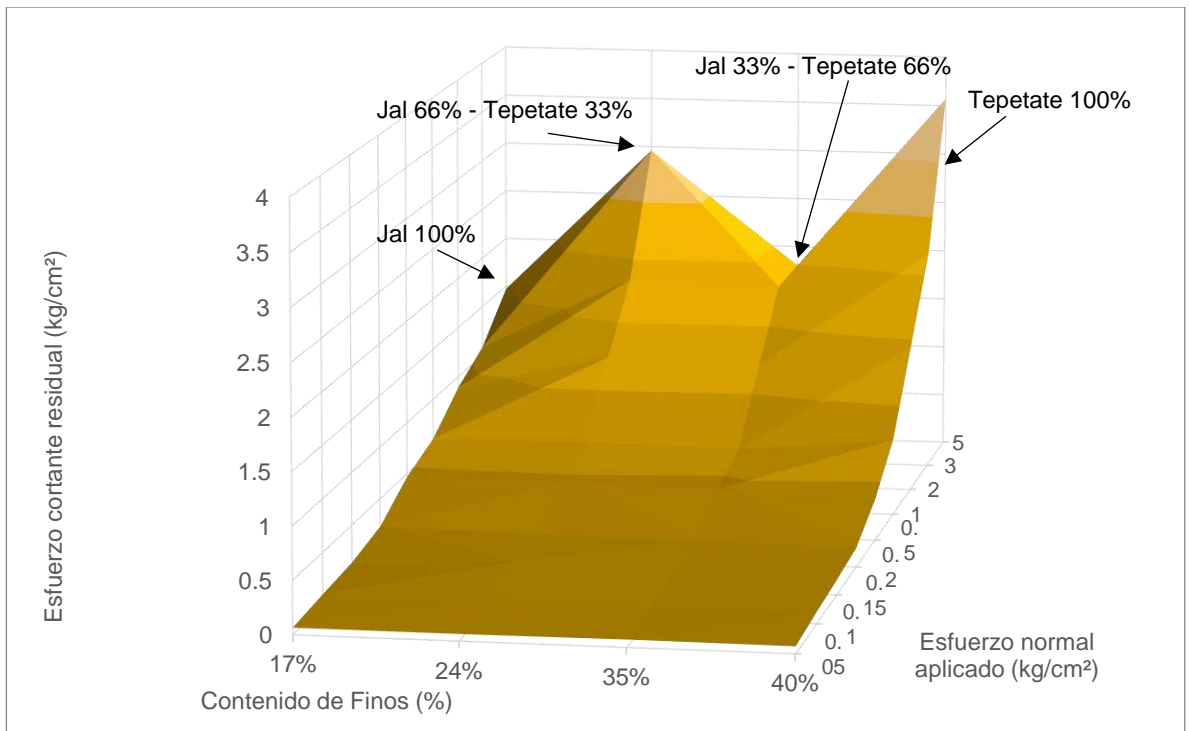


Figura 49. Comportamiento mecánico en términos de esfuerzos cortantes residuales de las mezclas de suelo con respecto a su contenido de finos y niveles de esfuerzos normales aplicados.

De acuerdo con el horizonte de control mecánico calculado por el SRCS, la mezcla con menor contenido de finos se encuentra controlado por una mezcla intermedia de gravas y arenas, casi acercándose a un control completo de la arena. El resto de las mezclas se encuentran en el grupo S(), indicando que la arena controla mecánicamente el comportamiento del material. Para que la fracción fina pueda comenzar a tomar el control mecánico de la mezcla ternaria, se debe superar el contenido de finos de 43% el cual no se supera en estos experimentos.

8.1.8. Comportamiento hidráulico de las mezclas

El comportamiento hidráulico de las mezclas reportado por Zamudio et al (2018) se resume en la siguiente tabla (Tabla 57).

Tabla 57. Resumen de pruebas de conductividad ejecutadas en mezclas de suelo (Zamudio et al, 2018).

Mezcla	Contenido de finos (%)	Relación de vacíos	Porosidad (%)	Grado de compactación (%)	Grado de saturación (%)	Conductividad (m/s)
Jal 100%	17	1.13	53	64	49.91	2.73×10^{-3}
		0.91	46	81	74.37	2.31×10^{-3}
		0.84	48	88	98.48	2.17×10^{-3}
		0.94	49	79	100.00	2.00×10^{-3}
Jal 66% - Tepetate 33%	24	0.83	42	79	36.51	1.58×10^{-3}
		0.74	45	88	65.51	1.46×10^{-3}
		0.80	45	82	78.28	1.35×10^{-3}
Tepetate 66% - Jal 33%	35	0.74	40	74	46.92	9.85×10^{-4}
		0.68	43	81	73.40	7.50×10^{-4}
		0.79	44	68	96.14	6.91×10^{-4}
Tepetate 100%	40	0.94	49	79	27.03	1.13×10^{-4}
		0.83	43	74	44.53	1.09×10^{-4}
		0.75	45	88	70.84	4.00×10^{-5}
		0.79	44	82	87.72	3.66×10^{-5}

Se observan los siguientes puntos de las pruebas de conductividad de mezclas:

- Dentro de cada grupo la conductividad se reduce conforme se incrementa el grado de saturación del material, que es un comportamiento esperado de la conductividad en suelos no saturados (Zepeda, 2004).
- Dentro de cada grupo el grado de saturación no es linealmente proporcional al grado de compactación ni a la relación de vacíos, lo que nos lleva a pensar en el comportamiento parabólico que exhibe una curva de compactación.
- Entre los grupos, se observa una reducción del valor de conductividad conforme se incrementa el contenido de finos.
- La mezcla de Tepetate 100% que contiene la mayor cantidad de finos tiene los menores valores de conductividad de todas las mezclas.

Este último punto se puede observar en las siguientes gráficas, donde en el eje horizontal se coloca el contenido de finos (en porcentaje) y en el eje vertical se tiene la conductividad (en metros sobre segundo). Para verificar el cambio en el comportamiento hidráulico de los materiales la Figura 50 muestra el eje vertical en escala logarítmica y la Figura 50 muestra el mismo eje en escala lineal.

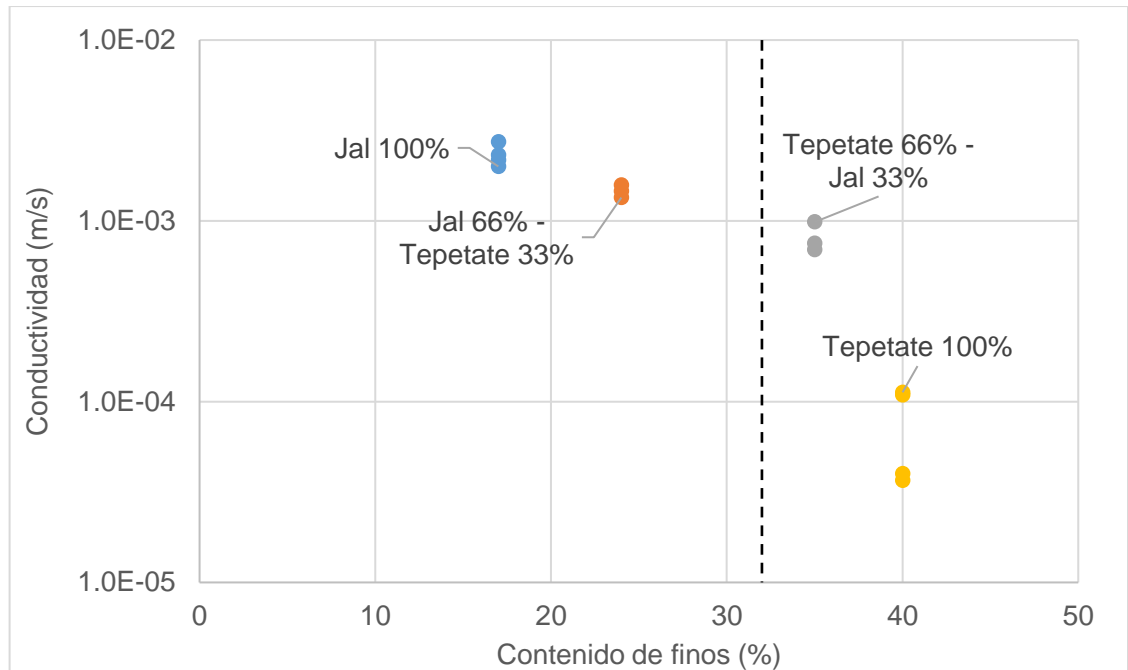


Figura 50. Comportamiento de conductividad de mezclas de suelo de acuerdo con el contenido de finos con escala de conductividad en escala logarítmica (datos de Zamudio et al, 2018).

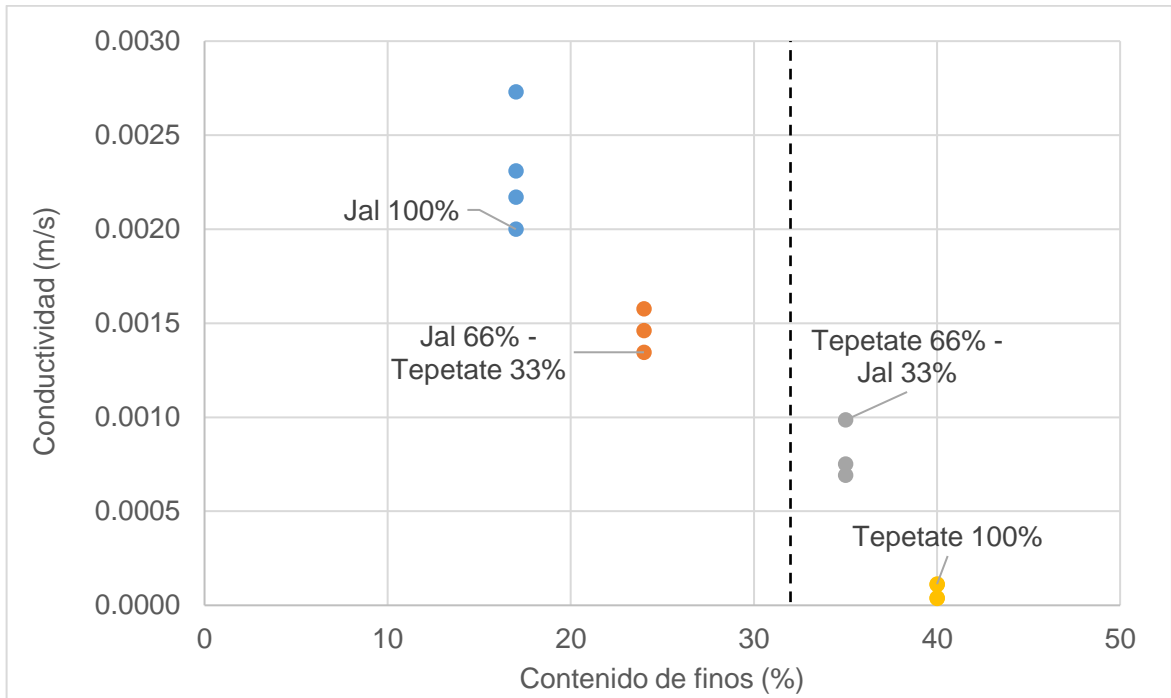


Figura 51. Comportamiento de conductividad de mezclas de suelo de acuerdo con el contenido de finos con escala de conductividad en escala lineal (datos de Zamudio et al, 2018).

De acuerdo con el límite establecido por el SRCS, el horizonte en donde la fracción fina comienza a trabajar es cuando el contenido es superior a 32%. Esto concuerda con los resultados de las pruebas ya que las mezclas Tepetate 66% - Jal 33% y Tepetate 100% que tienen una conductividad menor a 1×10^{-3} mientras que las mezclas Jal 100% y Jal 66% - Tepetate 33% tienen una conductividad en el orden de 1×10^{-2} .

8.2. Suelo de Querétaro

8.2.1. Análisis granulométrico

La granulometría básica se interpreta de acuerdo con la investigación previa realizada por Verdín (2022) la cual tiene la siguiente distribución (Tabla 58 y Figura 52).

Tabla 58. Granulometría básica de suelo expansivo (Verdín, 2022).

Fracciones	Suelo de Querétaro
Gravas (%)	0.08
Arenas (%)	16.01
Finos (%)	83.91

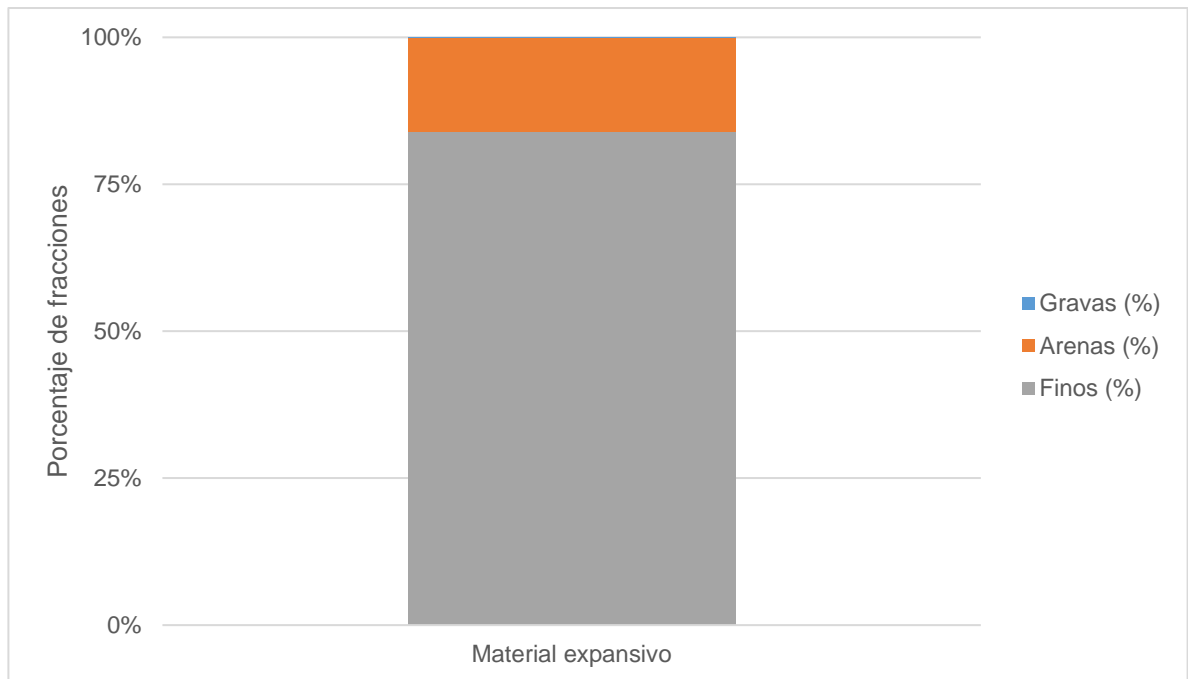


Figura 52. Distribución de la granulometría del suelo de Querétaro (datos tomados de Verdín, 2022).

La fracción gruesa tiene los siguientes valores de distribución de tamaños junto con los valores de coeficiente de uniformidad y curvatura (si son aplicables) (Tabla 59 y Figura 53):

Tabla 59. Distribución granulométrica detallada de la fracción gruesa del suelo de Querétaro (Verdín, 2022).

Tamaño de Partícula (mm)	Porcentaje que pasa (%)
75	100
50	100
37.5	100
25	100
19	100
12.5	100
9.5	100
4.75	99.92
2	99.88
0.85	99.72
0.425	99.40
0.25	99.38
0.15	94.60
0.075	83.91
D10 (mm)	N/A
D30 (mm)	N/A
D60 (mm)	N/A
Coefficiente de uniformidad	N/A
Coefficiente de curvatura	N/A

N/A: No aplicable

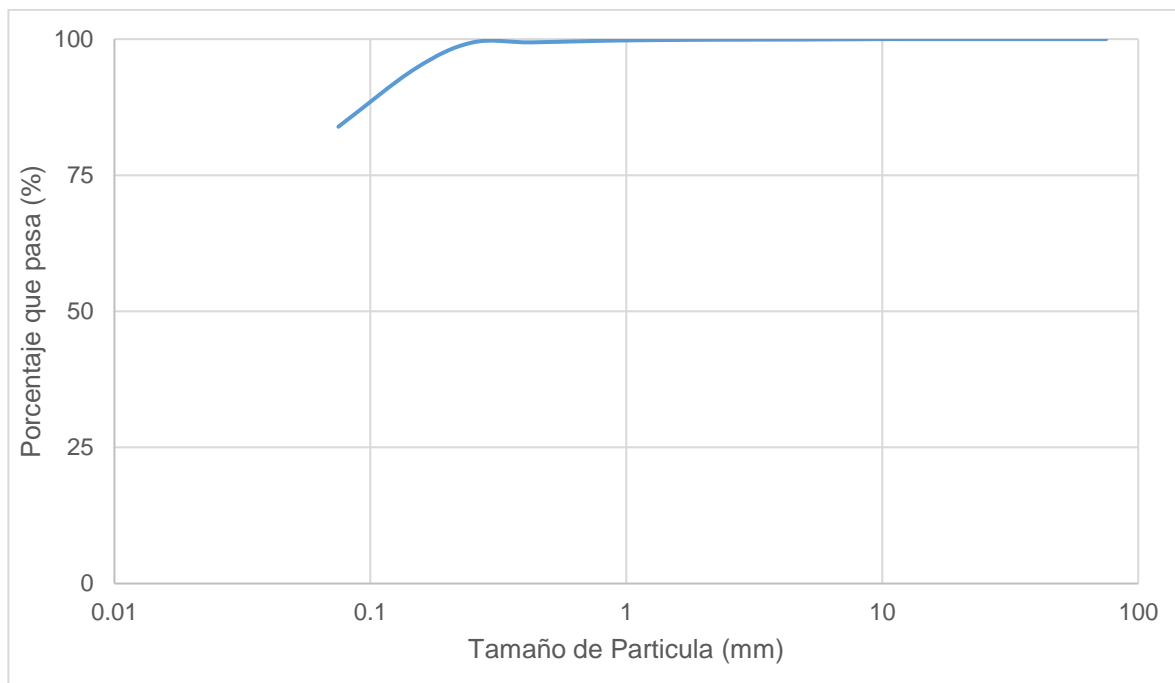


Figura 53. Distribución de granulometrías gruesas del suelo de Querétaro (datos basados de Verdín, 2022).

La clasificación de la granulometría fina se obtuvo mediante la tabla de distribución granulométrica publicada en la investigación original (Verdín, 2022) y nuestra experimentación (Tabla 60) y las curvas granulométricas completas se aprecian en la Figura 54.

Tabla 60. Distribución granulométrica detallada de la fracción fina de suelo de Querétaro (adaptado de Verdín, 2022).

Verdín (2022)		Esta investigación	
Tamaño de Partícula (mm)	Porcentaje que pasa (%)	Tamaño de Partícula (mm)	Porcentaje que pasa (%)
0.0740	83.91	0.1398	73.467
0.0715	81.68	0.1001	69.145
0.0507	79.45	0.0828	64.824
0.0357	74.98	0.0596	58.341
0.0293	70.52	0.0432	49.698
0.0256	66.06	0.0309	45.377
0.0182	61.59	0.0221	41.055
0.0149	59.36	0.0158	36.733

Verdín (2022)		Esta investigación	
Tamaño de Partícula (mm)	Porcentaje que pasa (%)	Tamaño de Partícula (mm)	Porcentaje que pasa (%)
0.0130	57.13	0.0118	28.090
0.0123	54.90	0.0085	19.447
0.0117	52.67	0.0061	12.965
0.0096	48.20	0.0043	11.884
0.0068	43.74	0.0031	6.482
0.0048	41.51	0.0022	0.000
0.0034	32.58	0.0016	0.000
0.0024	28.12	0.0013	0.000
0.0015	25.89		
0.0010	21.42		
Contenido de Limo	58.09	73.46	
Contenido de Arcilla	25.89	0.00	

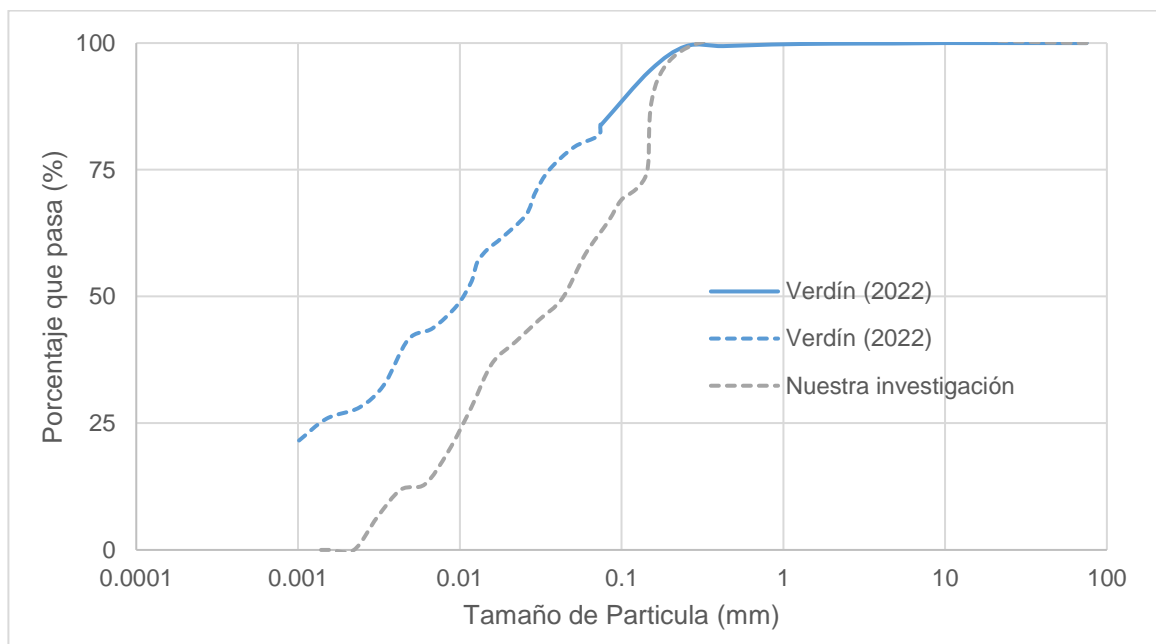


Figura 54. Granulometría gruesa y fina del suelo de Querétaro (adaptado de Verdín, 2022).

El resultado del análisis granulométrico establece que el suelo es predominantemente fino y la mayoría de los tamaños de las partículas finas pertenecen al grupo de limos (0.075 mm a 0.002 m).

8.2.2. Límites de consistencia

Las pruebas de límites de consistencia realizadas en Verdín (2022) se resumen en Tabla 61.

Tabla 61. Límites de consistencia del material de Querétaro (Verdín, 2022)

Parámetro	Valor
Límite líquido (%)	76.39
Límite plástico (%)	38.50
Índice plástico (%)	37.89
Límite de contracción volumétrica (%)	22.7
Límite de contracción lineal (%)	19.97

El valor de límite líquido se determinó mediante agua destilada y usando la copa de Casagrande (Verdín, comunicación personal) de acuerdo con el estándar ASTM D4318.

Los resultados de copa de Casagrande y el Cono Ingles no son completamente equivalentes. Dependiendo de la mineralogía la diferencia entre valores puede ser de 5% en arcillas caolinitas o Iilitas con límites líquidos de 20% a 100%, en arcillas esmectitas con límites líquidos de 50% a 460% la diferencia de valores puede llegar a 23% (Crevelin, et al, 2019).

Adicionalmente el material utilizado en las pruebas de Verdín (2022) fue cribado por la malla de 0.425 mm (malla #40), por lo que se tuvo un contenido de arenas de 15.49% durante la prueba, esto puede reducir el valor de límite líquido de la fracción fina en un rango de 10% a 20% (Kayabali, 2011).

Con estos valores, en la Carta de Plasticidad del ASTM D2487 se determina que el material tiene una clasificación de comportamiento de un limo de alta compresibilidad, MH (Figura 55).

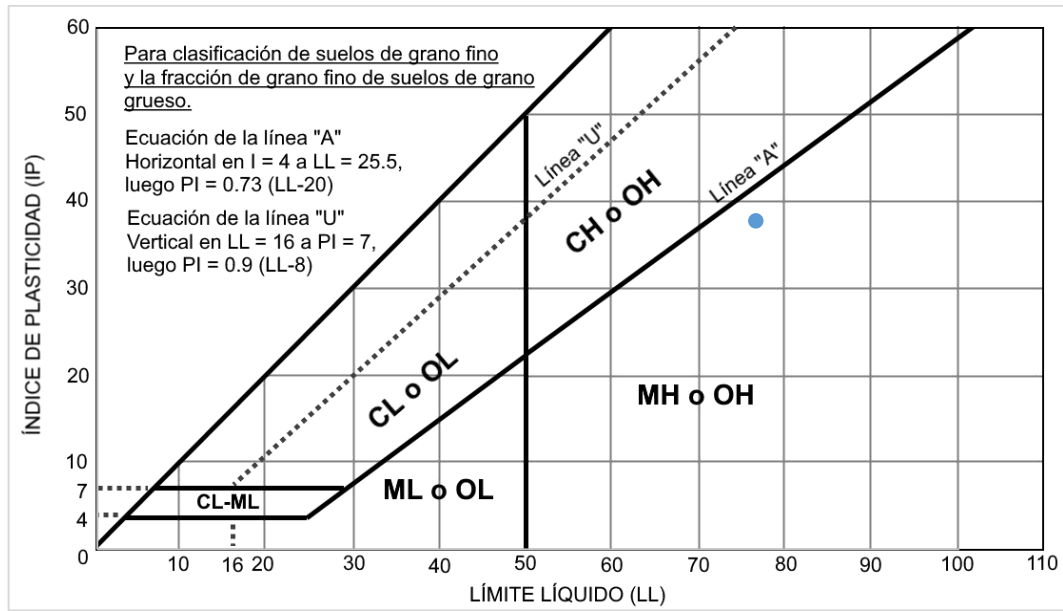


Figura 55. Valores de suelo expansivo en la carta de plasticidad del SUCS (adaptado de ASTM, 2017).

En esta investigación se determinó el límite líquido de la fracción fina (menor a 0.075 mm) del suelo por medio del dispositivo de Cono Inglés a diferentes fluidos (agua desionizada, keroseno, agua salina) y a 2 niveles de estabilización (3% y 5% en masa de cal). Los resultados se muestran en la Tabla 62.

Tabla 62. Resultados de límite líquido de la fracción fina de suelo expansivo a diferentes niveles de estabilización ante diferentes fluidos.

Material	Agua Desionizada					
	1	2	3	X	σ	COV
Limo	80	56	65.9	67.30	9.85	14.63
Limo + 3% cal	65	66	66	65.67	0.47	0.72
Limo + 5% cal	57.5	63	68.5	63.00	4.49	7.13
Material	Keroseno					
	1	2	3	X	σ	COV
Limo	36.6	21	37	31.53	7.45	23.63
Limo + 3% cal	36.5	34.6	34	35.03	1.07	3.04
Limo + 5% cal	36.2	38.5	38	37.57	0.99	2.63
Material	Agua salina					
	1	2	3	X	σ	COV
Limo	52	53.4	52	52.47	0.66	1.26
Limo + 3% cal	54	48	52.5	51.50	2.55	4.95
Limo + 5% cal	50.7	60	58.8	56.50	4.13	7.31

Como parte de la verificación del efecto que la cal tiene en el material expansivo, se utilizó un material de control como arena sílice inerte que reduce la expansión sin afecta químicamente al limo. Los niveles aplicados fueron en la adición de 3, 5, 10, 15 y 20% en masa seca. Los resultados de estas pruebas se muestran en la Tabla 63:

Tabla 63. Resultados de límite líquido de la fracción fina de suelo expansivo a diferentes niveles de estabilización ante diferentes fluidos.

Material	Agua Desionizada	Keroseno	Agua salina
Limo + 3% arena sílice	64.3	38.8	52.2
Limo + 5% arena sílice	63.2	34.5	52
Limo + 10% arena sílice	60.7	35.7	50.3
Limo + 15% arena sílice	58.4	32.8	49.6
Limo + 20% arena sílice	56.9	33.7	47.2

De acuerdo con la clasificación de fracción fina del RSCS esta fracción en condiciones naturales tiene una clasificación de plasticidad intermedia y alta sensibilidad eléctrica; al 3% de contenido de cal el material mantiene su plasticidad, pero cambia a tener una sensibilidad eléctrica media y finalmente al 5% de contenido de cal, su plasticidad y sensibilidad eléctrica se mantienen en la misma categoría.

En cuanto al uso de la arena sílice, la plasticidad tiene una tendencia a disminuir conforme se añade arena sílice, sin embargo, este no tiene un efecto significativo en cuanto a la sensibilidad eléctrica. Esto puede explicarse a que las propiedades fisicoquímicas del limo no se alteran porque la arena sílice es inerte.

Los valores de límite líquido con aguas salina corregidos por la concentración de sal, junto con los valores de sensibilidad eléctrica determinados con los promedios de valores de las pruebas con cal y los valores de arena sílice se muestran en la Tabla 64.

Tabla 64. Resumen de resultados de límites líquidos de agua salina corregidos y sensibilidad del limo a diferentes condiciones de estabilización.

Material	Límite líquido corregido mediante agua salina (%)	Clasificación de plasticidad	Sensibilidad eléctrica	Clasificación de sensibilidad eléctrica
Limo	55.90	Intermedia	0.47	Intermedia
Limo + 3% cal	54.80	Intermedia	0.32	Baja
Limo + 5% cal	60.49	Intermedia	0.29	Baja
Limo + 3% arena sílice	55.59	Intermedia	0.21	Baja
Limo + 5% arena sílice	55.36	Intermedia	0.31	Baja
Limo + 10% arena sílice	53.44	Intermedia	0.24	Baja
Limo + 15% arena sílice	52.65	Intermedia	0.30	Baja
Limo + 20% arena sílice	49.96	Intermedia	0.23	Baja

En las gráficas de clasificación propuestas para el SRCS se observa que el movimiento del material conforme es estabilizado con cal no es lineal (Figuras 56 a 59).

El comportamiento del limo con arena sílice se muestra en la Figura 60.

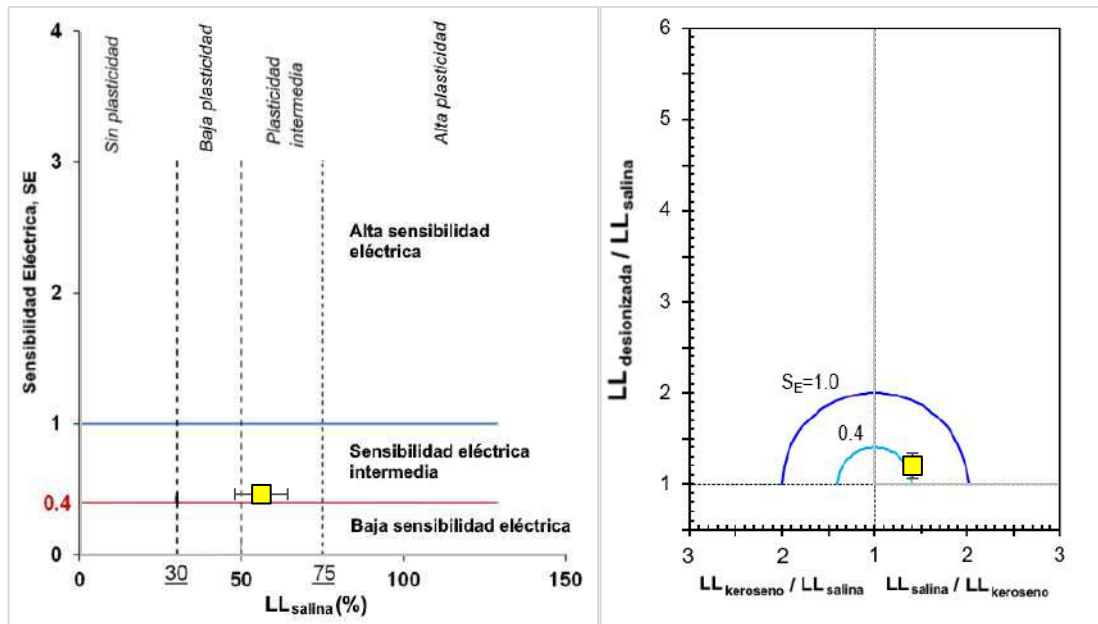


Figura 56. Cartas de Clasificación de Finos y de Sensibilidad de Química del Fluido para la fracción fina en condiciones naturales (adaptado de EGEL KAUST).

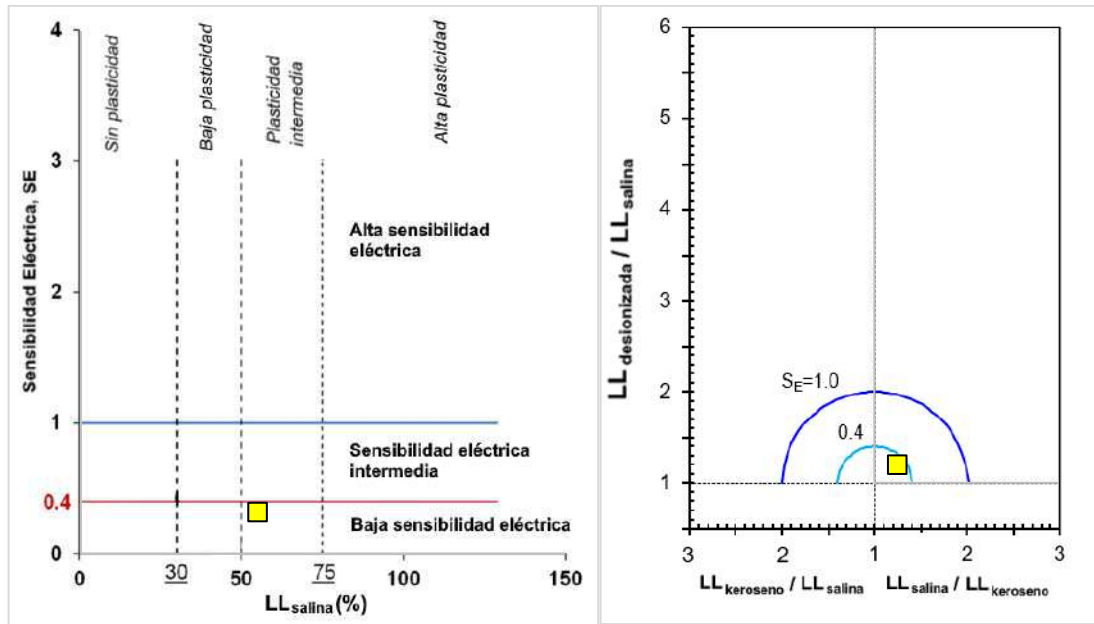


Figura 57. Cartas de Clasificación de Finos y de Sensibilidad de Química del Fluido para la fracción fina estabilizadas con 3% de cal (adaptado de EGEL KAUST).

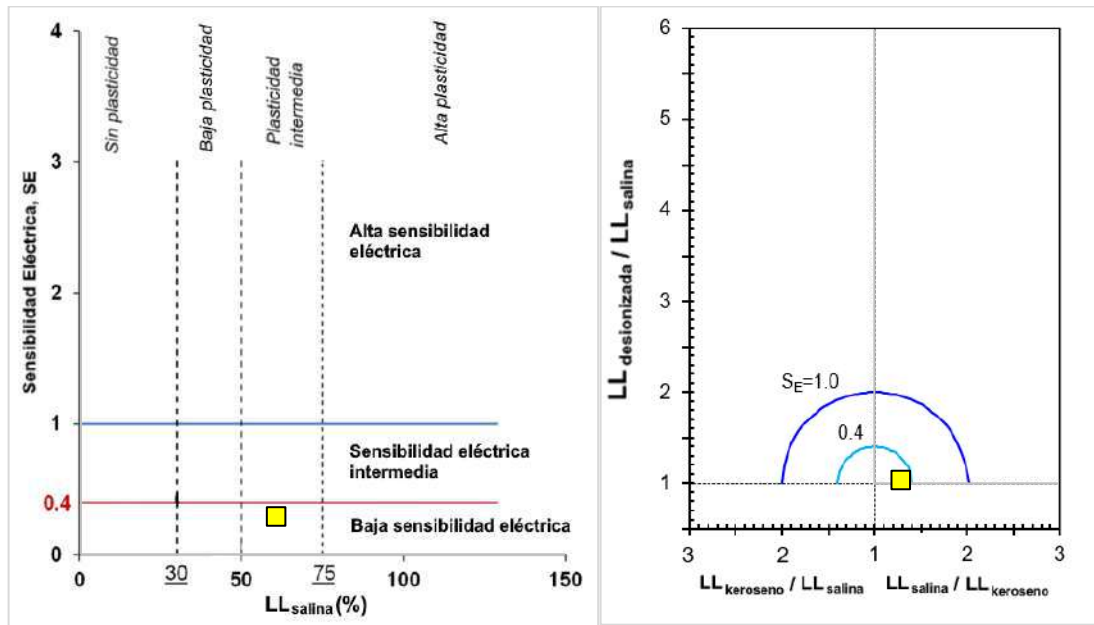


Figura 58. Cartas de Clasificación de Finos y de Sensibilidad de Química del Fluido para la fracción fina estabilizadas con 5% de cal (adaptado de EGEL KAUST).

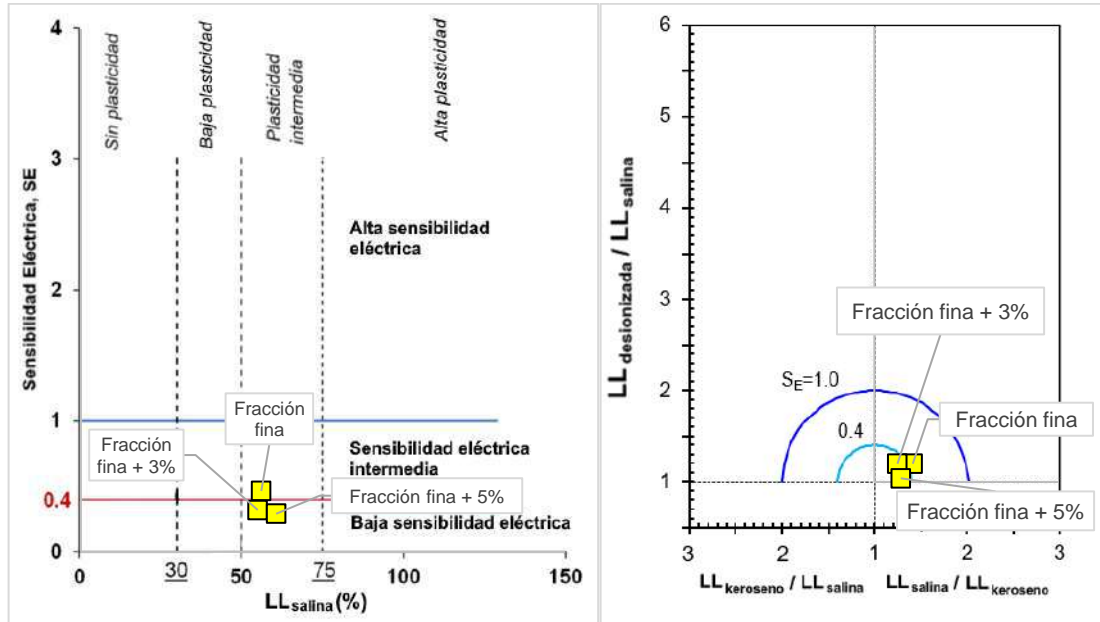


Figura 59. Evolución de la fracción fina del material de acuerdo con su estabilización con cal en las Cartas de Clasificación de Finos y de Sensibilidad de Química del Fluido (adaptado de EGEL KAUST).

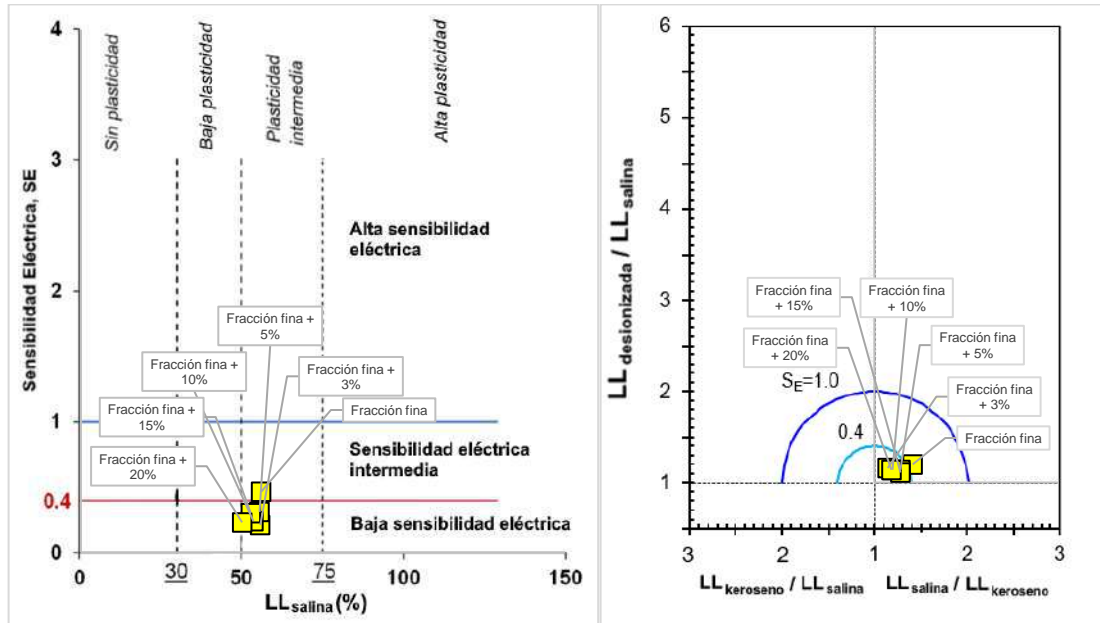


Figura 60. Evolución de la fracción fina del material de acuerdo con su estabilización con arena sílice en las Cartas de Clasificación de Finos y de Sensibilidad de Química del Fluido (adaptado de EGEL KAUST).

8.2.3. Densidad de sólidos

El valor reportado en Verdín (2022) es de 2.48, esta experimentación determinó que el valor es de 2.36.

Al añadir 3% de cal el valor de cal la densidad de sólidos del suelo se incrementa 2.70, pero al alcanzar 5% de cal la densidad cambia a 2.60, una reducción con respecto al nivel anterior pero aún mayor a la densidad de sólidos en condiciones naturales.

8.2.4. Pruebas de expansión

Las pruebas de expansión se realizaron mediante el método A del estándar ASTM D4546.

Tabla 65. Resultados de pruebas de expansión a condiciones naturales, 3% y 5% de concentración de agente estabilizador.

Material	Presión de Expansión Método A (t/m ²)	Expansión (%)
Limo condición natural	0.715	7.410
	0.300	9.360
Limo + 3% cal	0.199	1.296
	0.215	2.365
Limo + 5% cal	0.231	0.285
	0.241	1.312

Tabla 66. Resultados de pruebas de expansión a condiciones naturales, 3%, 5%, 10%, 15% y 20% de concentración de agente estabilizador.

Material	Presión de Expansión Método A (t/m ²)	Expansión (%)
Limo + 3% arena sílice	0.614	5.170
Limo + 5% arena sílice	0.610	4.025
Limo + 10% arena sílice	0.498	3.180
Limo + 15% arena sílice	0.248	2.685
Limo + 20% arena sílice	0.324	1.565

8.2.5. Superficie específica

Como prueba de verificación se determinó la superficie específica del material en condiciones naturales y en sus dos niveles de estabilización.

Tabla 67. Resultados de Superficie Específica del suelo expansivo en condiciones naturales, 3% y 5% de concentración de agente estabilizador.

Material	Superficie específica (m ² /g)
Limo condición natural	299.73
Limo + 3% cal	214.10
Limo + 5% cal	152.94

Se observa como la superficie específica se reduce conforme se incrementa el agente estabilizador, esto concuerda con los resultados de la Tabla 63 de límites líquidos donde el límite líquido se reduce de acuerdo con el nivel de estabilización.

8.2.6. Clasificación del Sistema Revisado de Clasificación de Suelos

La clasificación SRCS de las mezclas de suelo se resume en la Tabla 68.

Tabla 68. Clasificación de mezclas de suelo de acuerdo con el RSCS y descripción.

Tipo de suelo	Simbología	Descripción
Condición natural	F(F)-II	Suelo de grano fino, plasticidad y sensibilidad eléctrica intermedia
Estabilizado + 3% cal	F(F)-II	Suelo de grano fino, plasticidad y sensibilidad eléctrica intermedia
Estabilizado +5% cal	F(F)-IL	Suelo de grano fino, plasticidad intermedia y sensibilidad eléctrica baja
Estabilizado + 3% arena sílice	F(F)-IL	Suelo de grano fino, plasticidad baja y sensibilidad eléctrica intermedia
Estabilizado +5% arena sílice	F(F)-IL	Suelo de grano fino, plasticidad baja y sensibilidad eléctrica intermedia
Estabilizado + 10% arena sílice	F(F)-IL	Suelo de grano fino, plasticidad baja y sensibilidad eléctrica intermedia
Estabilizado + 10% arena sílice	F(F)-IL	Suelo de grano fino, plasticidad baja y sensibilidad eléctrica intermedia
Estabilizado + 10% arena sílice	F(F)-IL	Suelo de grano fino, plasticidad baja y sensibilidad eléctrica intermedia

Al utilizar el SUCS, los materiales se mantendrían como un limo elástico, MH, ya que el único parámetro de cambio sería el límite líquido con agua desionizada que solamente cambia su clasificación cuando se supera el límite de 50%.

8.3. Suelo de San Luis Potosí

8.3.1. Análisis granulométrico

La granulometría básica se interpreta de acuerdo con la investigación previa realizada por Gallegos et al (2014) la cual tiene la siguiente distribución (Tabla 69 y Figura 61):

Tabla 69. Granulometría básica de suelo de San Luis Potosí (Gallegos, 2014).

Fracciones	Material colapsable
Gravas (%)	0.00
Arenas (%)	2.56
Finos (%)	97.45

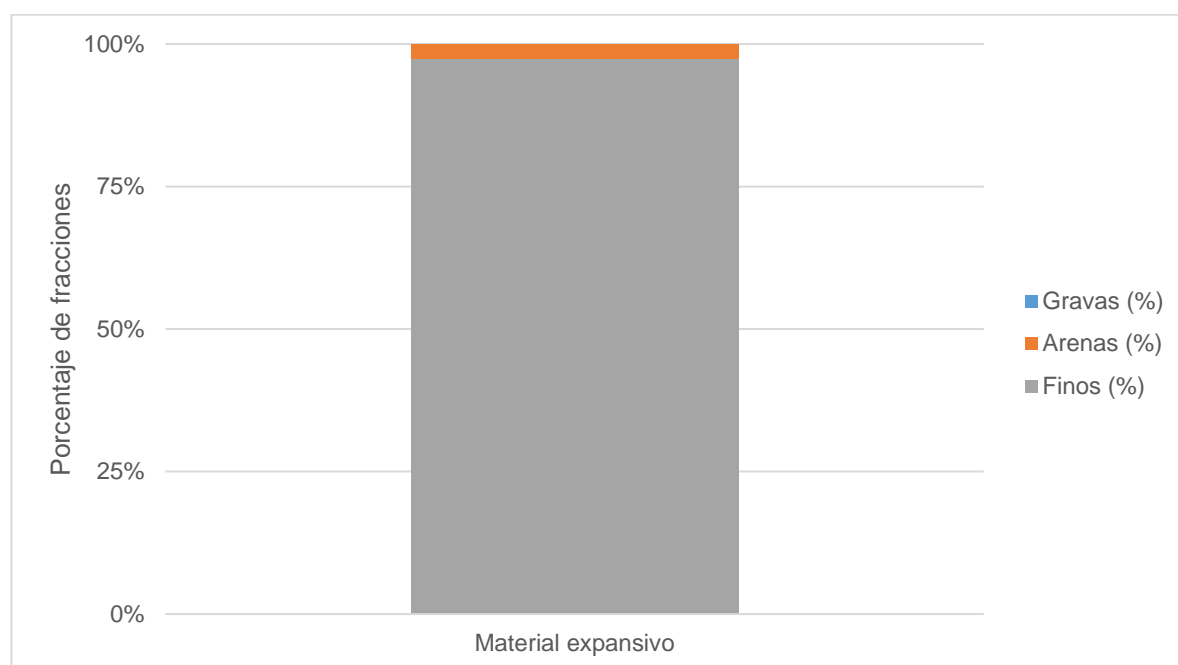


Figura 61. Distribución de la granulometría del suelo de San Luis Potosí (datos tomados de Gallegos, 2022).

La fracción gruesa tiene los siguientes valores de distribución de tamaños junto con los valores de coeficiente de uniformidad y curvatura (si son aplicables) que se resume en la Tabla 70 y la curva granulométrica se muestra en la Figura 62.

Tabla 70. Distribución granulométrica detallada de la fracción gruesa del suelo de San Luis Potosí (interpretado de Gallegos, 2014).

Tamaño de Partícula (mm)	Porcentaje que pasa (%)
75	100
50	100
37.5	100
25	100
19	100
12.5	100
9.5	100
4.75	100
2	100
0.85	100
0.425	100
0.25	100
0.15	100
0.075	97.45
D10 (mm)	N/A
D30 (mm)	N/A
D60 (mm)	N/A
Coefficiente de uniformidad	N/A
Coefficiente de curvatura	N/A

N/A: No aplicable

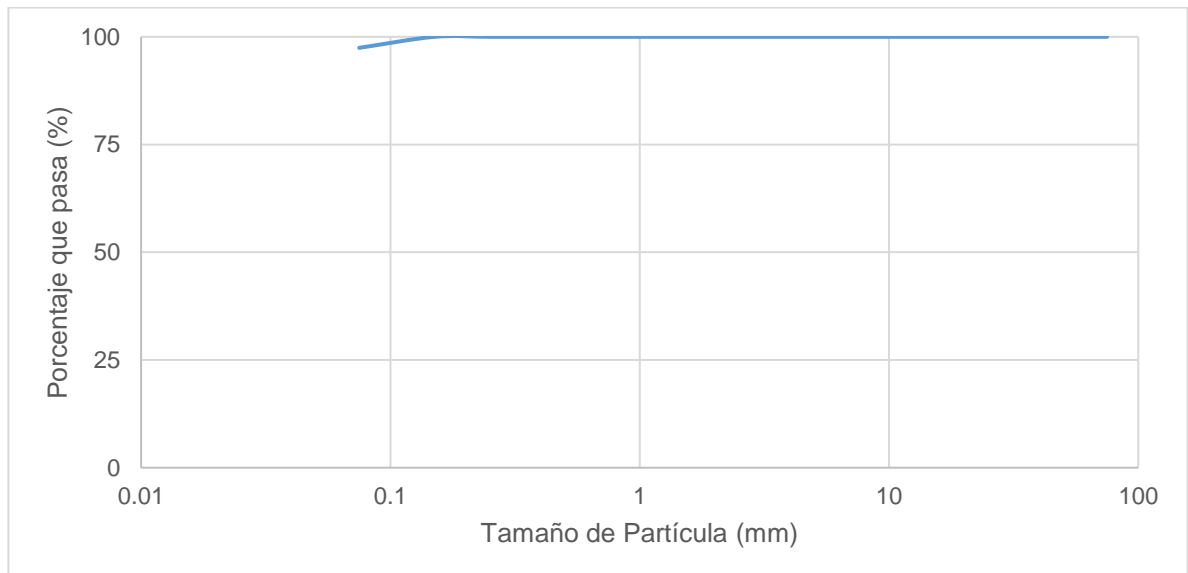


Figura 62. Distribución de granulometrías gruesas del suelo de San Luis Potosí (datos basados de Gallegos et al, 2014).

La clasificación de la granulometría fina se obtuvo mediante la tabla de distribución granulométrica publicada en la investigación original (Gallegos et al, 2014) la cual se realizó con hidrómetro y considerando dos modos: de forma estándar y sin el uso de agitado por mallas ni dispersante como se muestra en la Tabla 71 y Figura 63 (Gallegos et al, 2014).

Tabla 71. Distribución granulométrica detallada de la fracción fina de suelo de San Luis Potosí (adaptado de Gallegos et al, 2014).

Gallegos et al, 2014			Esta investigación	
Tamaño de Partícula (mm)	Porcentaje que pasa (%)		Tamaño de Partícula (mm)	Porcentaje que pasa (%)
	Método estándar	Método sin agitado ni dispersante		Método estándar
0.0750	97.45	97.45	0.1307	46.865
0.0550	95	84	0.0930	44.912
0.0400	92	83	0.0759	44.912
0.0270	89	81	0.0540	42.959
0.0170	85	79	0.0384	41.007
0.0125	72	77	0.0282	27.338
0.0100	40	71	0.0208	9.764
0.0090	16	56	0.0149	5.858
0.0080	14	41	0.0109	3.905
0.0062	12	15	0.0077	3.905
0.0045	9	9	0.0055	1.953
			0.0039	1.953
			0.0027	1.953
			0.0019	1.953
			0.0014	1.953
			0.0011	1.953
Contenido de Limo	88.67	88.67	98.05	
Contenido de Arcilla	8.77	8.77	1.95	

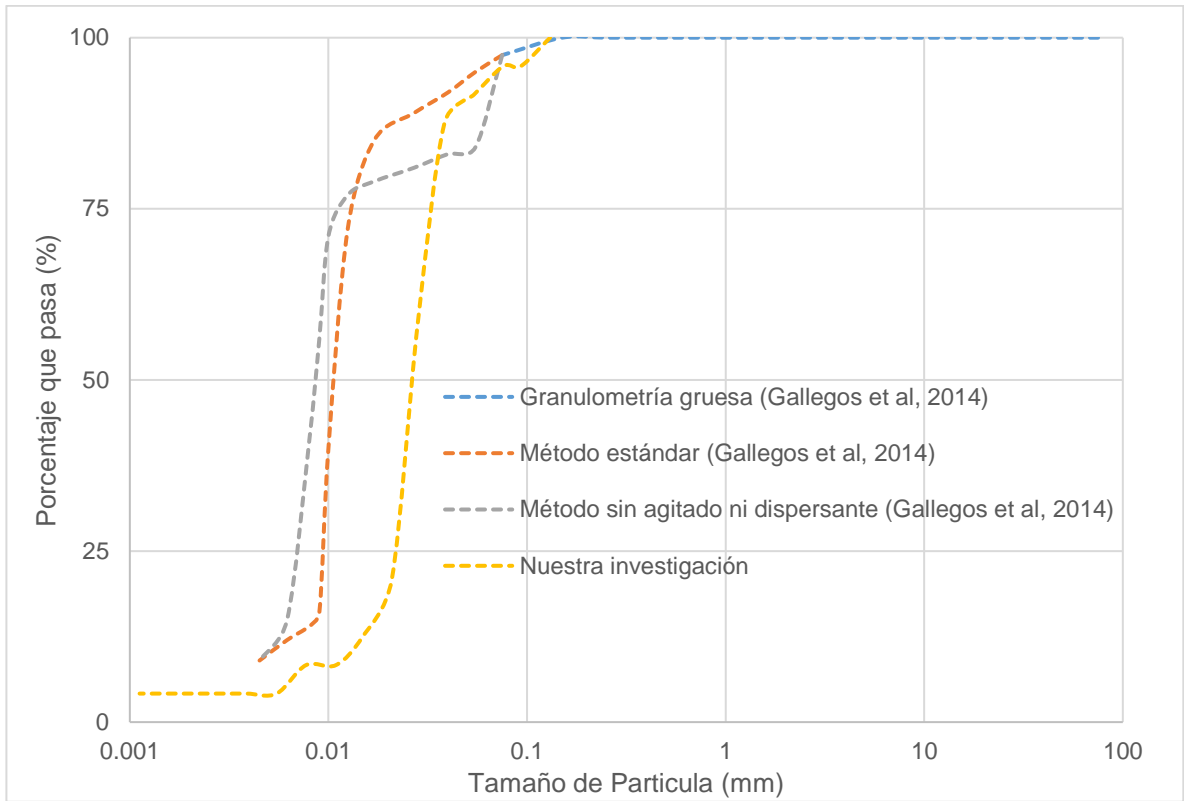


Figura 63. Granulometría gruesa y fina del suelo de San Luis Potosí (Gallegos et al, 2014).

El resultado del análisis granulométrico establece que el suelo es predominantemente fino y la mayoría de los tamaños de las partículas finas pertenecen al grupo de limos (0.075 mm a 0.002 m) independiente del modo usado en el hidrómetro.

8.3.2. Límites de consistencia

Las pruebas de límites de consistencia realizadas en Gallegos et al (2018) se resumen en Tabla 72.

Tabla 72. Límites de consistencia del material de San Luis Potosí (Gallegos, 2018)

Parámetro	Valor
Límite líquido (%)	63.29
Límite plástico (%)	39.36
Índice plástico (%)	23.72

El valor de límite líquido se determinó mediante agua destilada y usando la copa de Casagrande (Gallegos, comunicación personal) de acuerdo con el estándar ASTM D4318.

Los resultados de copa de Casagrande y el Cono Ingles no son completamente equivalentes. Dependiendo de la mineralogía la diferencia entre valores puede ser de 5% en arcillas caolinitas o Iilitas con límites líquidos de 20% a 100%, en arcillas esmécticas con límites líquidos de 50% a 460% la diferencia de valores puede llegar a 23% (Crevelin, et al, 2019).

En este caso el material utilizado en las pruebas de Gallegos et al (2014) tiene un contenido de arenas de 2.55%, por lo que no se considera significativo para que impacte en los resultados de límite líquido de la fracción fina.

Con estos valores, en la Carta de Plasticidad del ASTM D2487 se determina que el material tiene una clasificación de comportamiento de un limo de alta compresibilidad, MH (Figura 64).

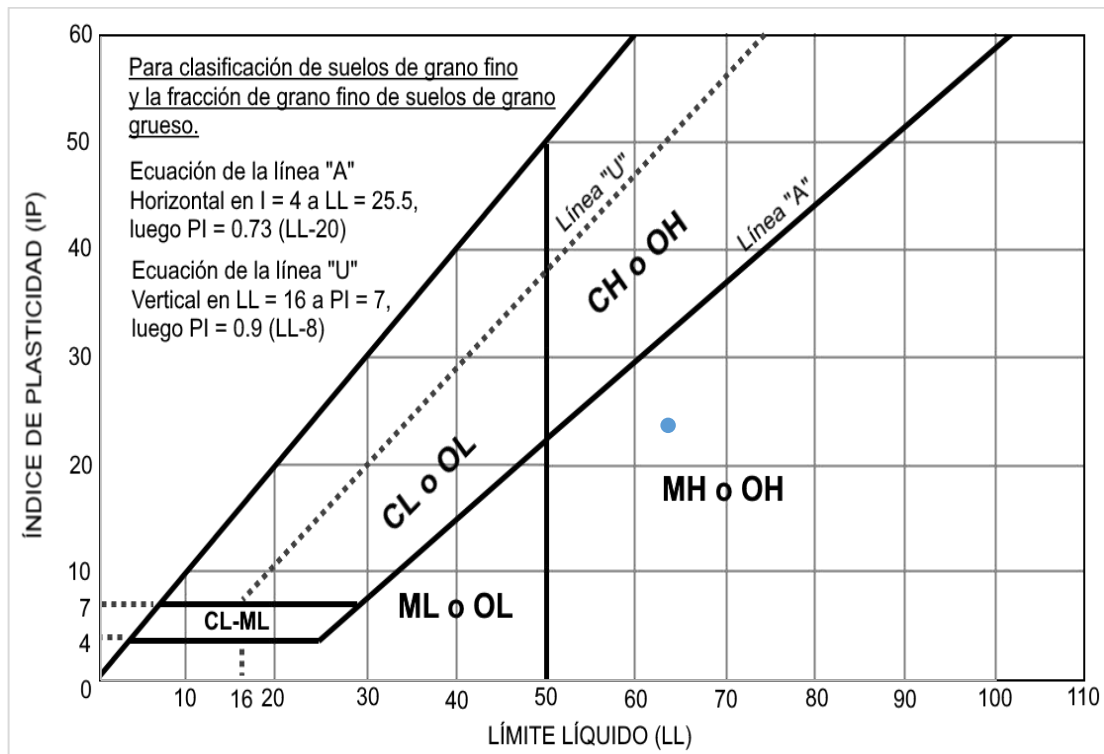


Figura 64. Valores de suelo expansivo en la carta de plasticidad del SUCS (adaptado de ASTM, 2017).

Se determinó el límite líquido de la fracción fina (menor a 0.075 mm) del suelo por medio del dispositivo de Cono Inglés a diferentes fluidos (agua desionizada, keroseno, agua salina) y a 2 niveles de estabilización (3% y 5% en masa de cemento).

Tabla 73. Resultados de límite líquido de la fracción fina de suelo colapsable a diferentes niveles de estabilización ante diferentes fluidos.

Material	Agua Desionizada						
	1	2	3	4 (Extra)	 X 	σ	COV
Limo	59.1	109	94		87.37	20.90	23.93
Limo + 3% cemento	132	117	113	129	120.67	7.95	6.59
Limo + 5% cemento	121	105	101.4		109.13	8.52	7.81
Material	Keroseno						
	1	2	3	4 (Extra)	 X 	σ	COV
Limo	50.8	50.2	50.5		50.50	0.24	0.49
Limo + 3% cemento	46.6	53	54.8		51.47	3.52	6.84
Limo + 5% cemento	45.9	47.6	48		47.17	0.91	1.93
Material	Agua salina						
	1	2	3	4 (Extra)	 X 	σ	COV
Limo	68.3	58.4	51		59.23	7.09	11.96
Limo + 3% cemento	68.5	61.2	55.5		61.73	5.32	8.62
Limo + 5% cemento	73.4	66.5	64		67.97	3.98	5.85

Se debe señalar que el limo en condición natural y en sus dos estados de estabilización presentó un fenómeno de cementación al momento de mezclarse con el agua salina. Al momento de añadir el agua salina en la masa seca del suelo, el limo presentó un comportamiento plástico, para después endurecerse mientras se calentaba. El cambio de temperatura registrado con un termómetro fue de 20°C. El suelo cementado tenía poca maniobrabilidad, por lo que se decidió añadir más agua salina y triturar los fragmentos cementados en el primer intento. En intentos subsecuentes la mezcla de agua con el suelo se realizó batiendo la mezcla continuamente, no permitiendo la cementación.

De acuerdo con la clasificación de fracción fina, esta fracción en condiciones naturales tiene una clasificación de plasticidad intermedia y baja sensibilidad eléctrica; al 3% de contenido de cemento el material mantiene su plasticidad, pero cambia a tener una sensibilidad eléctrica alta y finalmente al 5% de contenido de cemento, su plasticidad y sensibilidad eléctrica se mantienen en la misma categoría que el material al 3% de contenido de cemento.

Los valores de límite líquido mediante agua salina corregido por la concentración de sal, junto con los valores de sensibilidad eléctrica determinados con los promedios de valores se muestran en la Tabla 74.

Tabla 74. Resumen de resultados de límites líquidos de agua salina corregidos y sensibilidad del material expansivo a diferentes condiciones de estabilización.

Material	Límite líquido corregido mediante agua salina (%)	Clasificación de plasticidad	Sensibilidad eléctrica	Clasificación de sensibilidad eléctrica
Limo	63.64	Intermedia	0.37	Baja
Limo + 3% cemento	66.53	Intermedia	0.81	Intermedia
Limo + 5% cemento	73.84	Intermedia	0.54	Intermedia

Visto en las gráficas de clasificación propuestas para el SRCS se observa que el movimiento del material conforme es estabilizado no es lineal (Figuras 65 a 68).

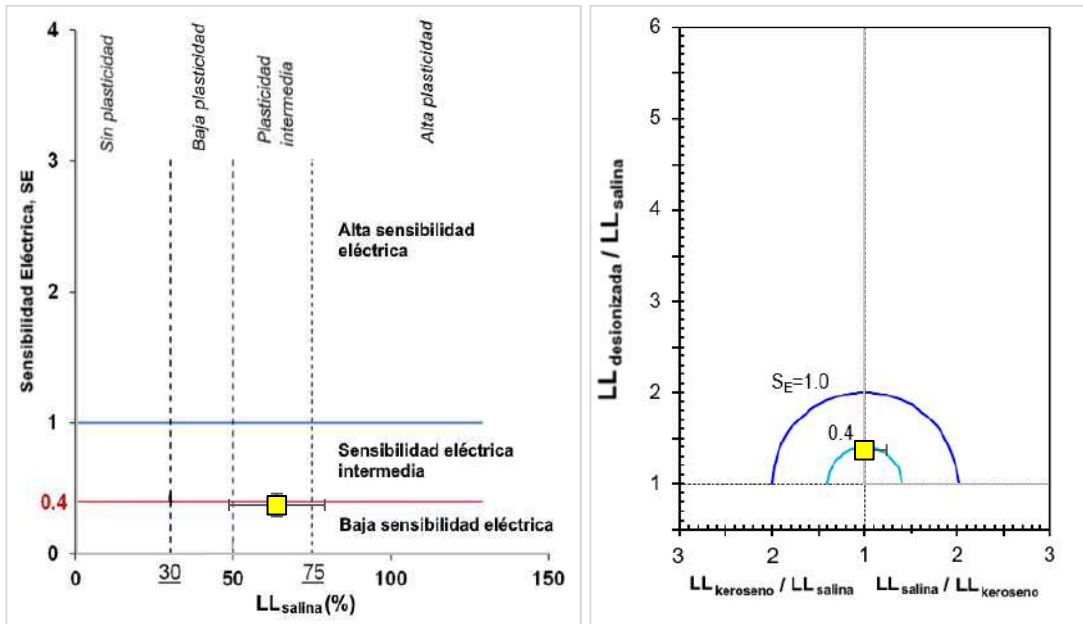


Figura 65. Cartas de Clasificación de Finos y de Sensibilidad de Química del Fluido para la fracción fina en condiciones naturales (adaptado de EGEL KAUST).

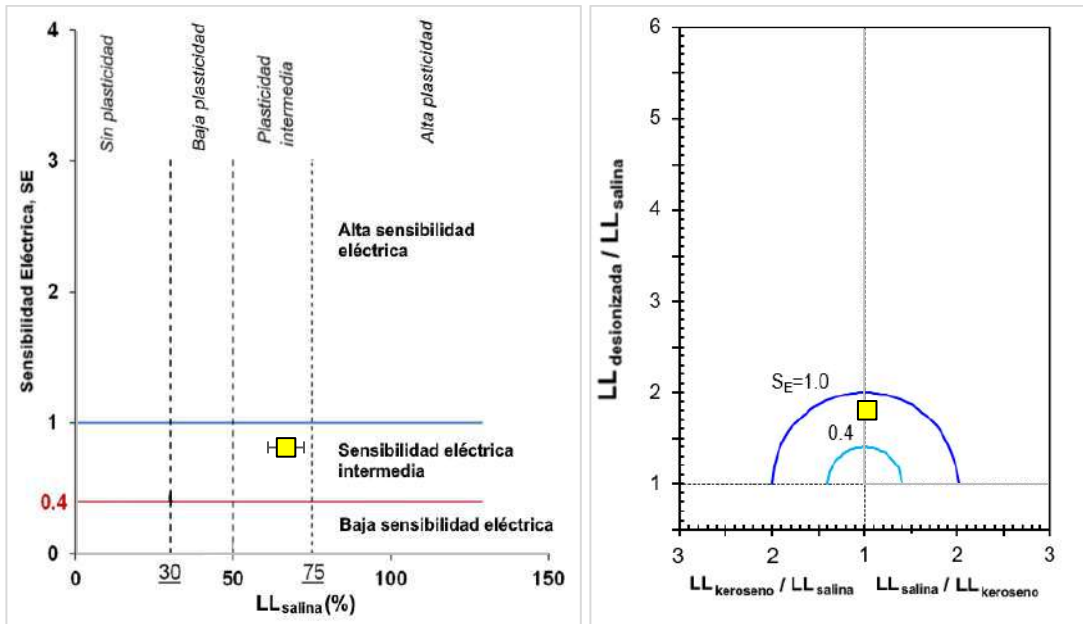


Figura 66. Cartas de Clasificación de Finos y de Sensibilidad de Química del Fluido para la fracción fina estabilizadas con 3% de cemento (adaptado de EGEL KAUST).

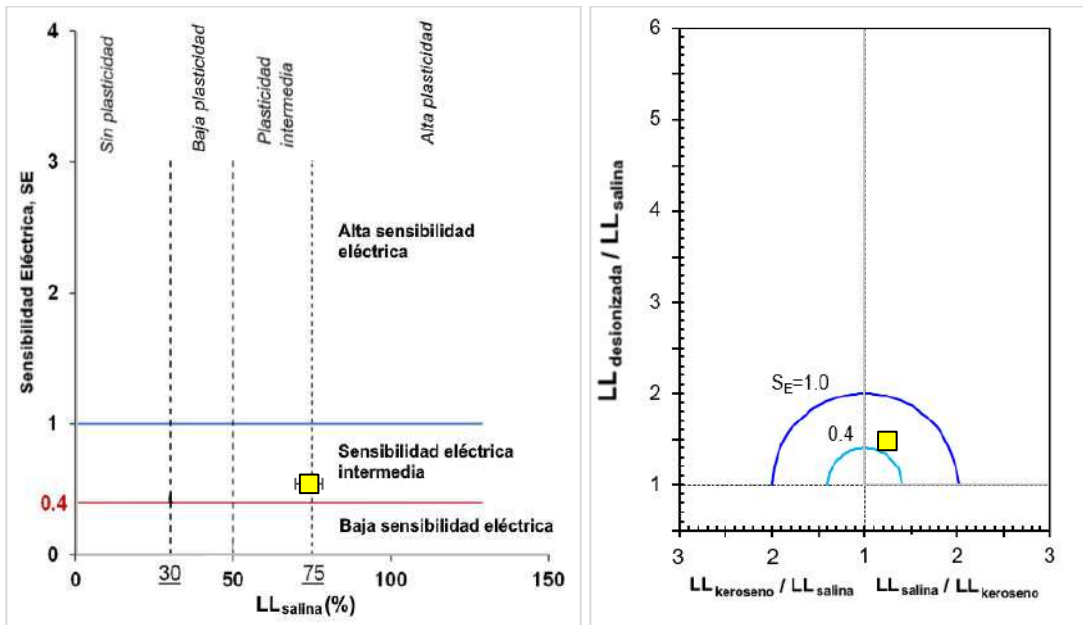


Figura 67. Cartas de Clasificación de Finos y de Sensibilidad de Química del Fluido para la fracción fina estabilizadas con 5% de cemento (adaptado de EGEL KAUST).

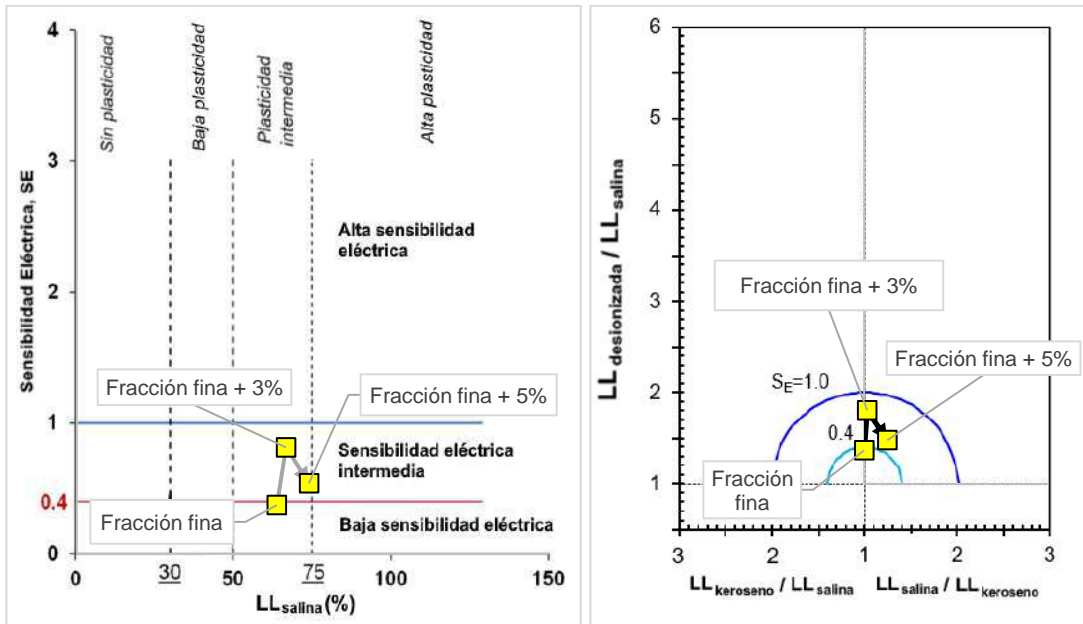


Figura 68. Evolución de la fracción fina del material de acuerdo a su estabilización en las Cartas de Clasificación de Finos y de Sensibilidad de Química del Fluido (adaptado de EGEL KAUST).

8.3.3. Densidad de sólidos

La densidad de sólidos no fue reportada por Gallegos et al (2014) pero los datos publicados en el artículo es posible deducir este valor por medio de las siguientes ecuaciones:

$$\gamma_m = \frac{(1 + w)}{(1 + e)} \cdot \gamma_d \rightarrow e = \left((1 + w) \frac{\gamma_d}{\gamma_m} \right) - 1$$

Donde:

e Relación de vacíos de suelo,

w Contenido de agua, 33.11%.

γ_d Peso volumétrico seco del suelo, 1.27 g/cm³

γ_m Peso volumétrico natural del suelo, 1.66 g/cm³.

La relación de vacíos del material es de $e = 0.018$.

Considerando que el grado de saturación del material es de 68.19%, la densidad de sólidos se determina mediante la siguiente relación del grado de saturación:

$$G_s = \frac{wS_s}{e} \rightarrow S_s = \frac{eG_s}{w}$$

La densidad de sólidos es de 3.78, la cual es mayor a los valores usualmente reportados en la literatura ($S_s = 2.7$, Badillo & Rodríguez, 2018, Briaud, 2013). Vázquez et al (2023) reportan un valor de 3.25 con materiales de Rioverde.

En esta investigación el valor experimental fue de 3.30, que concuerda con los resultados publicados anteriormente.

8.3.4. Pruebas de colapso

Las pruebas de colapso se realizaron de acuerdo con el estándar D5333 (ASTM, 2017) en muestras remoldeadas con suelo en condiciones naturales y mezcladas con 3% y 5% de cemento. El colapso se provocó al saturar la muestra a un esfuerzo aplicado de 200.1 kPa.

Tabla 75. Resultados de pruebas de colapso en condiciones naturales, 3% y 5% de concentración de agente estabilizador.

Material	Potencial de colapso
Limo condición natural	4.61
	5.57
Limo + 3% cemento	2.43
	4.86
	4.85
Limo + 5% cemento	0.83
	1.50
	4.49

Pese a la variación de resultados se comprueba que el agente estabilizador está provocando una reducción del potencial de colapso conforme se incrementa la concentración de agente estabilizador.

8.3.5. Superficie específica

Como verificación del cambio del límite líquido el material ante el cemento se realizó la prueba de azul de metileno. Los resultados se presentan en la Tabla 76.

Tabla 76. Resultados de Superficie Específica del suelo colapsable en condiciones naturales, 3% y 5% de concentración de agente estabilizador

Material	Superficie específica (m ² /g)
Limo condición natural	27.07
Limo + 3% cemento	19.57
Limo + 5% cemento	17.13

Se observa como la superficie específica se reduce conforme se incrementa el agente estabilizador, esto no concuerda con los resultados de la Tabla 70 de límites líquidos donde el límite líquido se incrementa de acuerdo con el nivel de estabilización. Es posible que esta discrepancia se deba a que el cemento este afectando el límite líquido por el proceso de hidratación.

8.3.6. Clasificación del Sistema Revisado de Clasificación de Suelos

La clasificación SRCS de las mezclas de suelo se resume en la Tabla 77.

Tabla 77. Clasificación de mezclas de suelo de acuerdo con el RSCS y descripción.

Tipo de suelo	Simbología	Descripción
Condición natural	F(F)-IL	Suelo de grano fino, plasticidad intermedia y sensibilidad eléctrica baja
Estabilizado + 3%	F(F)-II	Suelo de grano fino, plasticidad y sensibilidad eléctrica intermedia
Estabilizado +5%	F(F)-II	Suelo de grano fino, plasticidad y sensibilidad eléctrica intermedia

De acuerdo con el grado de estabilización, la plasticidad del material aumenta en términos de su límite líquido y su sensibilidad eléctrica no tiene un comportamiento lineal.

Al utilizar el SUCS, los materiales se mantendrían como un limo elástico, MH, ya que el único parámetro de cambio sería el límite líquido con agua desionizada que solamente cambia su clasificación cuando se supera el límite de 50%.

9. Conclusiones

El Sistema Revisado de Clasificación de Suelos (SRCS) es un nuevo sistema de clasificación que pretende estimar el comportamiento mecánico e hidráulico de los suelos de acuerdo con su composición granulométrica y las características plásticas de su fracción fina.

El SRCS está basado en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) que es el sistema más usado en México y el mundo en el ámbito geotécnico. Sin embargo, existen algunos suelos que presentan características especiales con un potencial de riesgo que el SUCS no puede determinar o identificar adecuadamente.

En esta investigación se concluye que el nuevo sistema de clasificación no estima adecuadamente el comportamiento mecánico e hidráulico de la arena pumítica limosa con grava de la ZMG en diferentes cantidades de contenido de finos debido a que los límites de cambio de comportamiento no son los mismos que los resultados experimentales de mezclas de suelos de arena pumítica.

El uso de las ecuaciones de correlación propuestas por el SRCS para determinar la relación de vacíos no es aplicable a estos suelos pumíticos debido a que no se obtienen valores similares con los resultados experimentales de compactación. La razón de esta diferencia se puede deber a que en los resultados experimentales interviene la naturaleza porosa de los granos y su variación en densidad de sólidos de acuerdo con el tamaño de grano. Adicionalmente, investigaciones relacionadas con la compactación (Salva, 2020, Lunne et al, 2019) muestran que no existe una metodología que establezca una relación de poros máxima o mínima definitiva.

En cuanto a las características de la fracción fina del material se observa que tiene un comportamiento de un limo de baja compresibilidad (ML) bajo el sistema SUCS y bajo el SRCS tiene una baja plasticidad y una sensibilidad eléctrica baja, es decir, la plasticidad del material no se altera significativamente ante cambios en la química del fluido de poro.

El SRCS establece que las dos primeras mezclas (Jal 100% y Jal 66% - Tepetate 33%) tiene un comportamiento mecánico transicional entre gravas y arenas, y el comportamiento hidráulico está regido por la arena. En las otras dos mezclas (Jal 33% - Tepetate 66% y Tepetate 100%) la arena domina el comportamiento mecánico y ahora la fracción de finos es la que controla el comportamiento hidráulico del material. El horizonte de contenido de finos para el comportamiento hidráulico se establece en un 32%.

Al analizar los límites que define el SRCS para el comportamiento mecánico en función del contenido de finos con respecto a los resultados experimentales (Figura 48 y 49) la resistencia al corte es mayor conforme se incrementa el esfuerzo normal aplicado y a contenidos de finos intermedios (24% y 35%) se tienen los valores más altos de resistencia al corte. Este comportamiento es contraintuitivo al comportamiento mecánico de arenas de cuarzo y señala la naturaleza especial de estos materiales. Se concluye el RSCS no describe adecuadamente el comportamiento mecánico de los suelos pumíticos.

En cuanto al comportamiento hidráulico, aunque el RSCS indica que la tercera mezcla (Jal 33% - Tepetate 66%) debería presentar una reducción significativa en la conductividad por la presencia de finos, este quiebre se presenta en la cuarta mezcla (Tepetate 100%) (Figuras 50 y 51), por lo que el SRCS no predice adecuadamente el cambio de control hidráulico.

En cuanto a los otros dos suelos: el suelo de Querétaro es un limo elástico que resulto tener un comportamiento expansivo (Tabla 65) y el suelo de Rioverde, San Luis Potosí es un limo elástico que presento un potencial de colapso (Tabla 75), se determinó que no existe una relación lineal entre el valor de sensibilidad eléctrica (plasticidad ante agua desionizada, keroseno y agua salina) y las propiedades de plasticidad de los suelos colapsables o expansivos ante distintos niveles de estabilización química.

El limo elástico expansivo presentó un comportamiento lineal en su sensibilidad eléctrica, donde al incrementarse la concentración de cal hidratada la sensibilidad eléctrica se reduce. Los límites de agua salina no presentan un comportamiento lineal en las cartas de plasticidad y sensibilidad eléctrica (Figura 62). La densidad de sólidos del material sigue una tendencia similar.

En cuanto a las pruebas con un material inerte y que no afecte en la fisicoquímica del limo, se demostró que su plasticidad se reduce y la sensibilidad eléctrica no presenta un cambio significativo en valores. Esto confirma que no hubo una reacción fisicoquímica en el limo.

Al analizar la ubicación del suelo en la carta propuesta por el SRCS en condiciones naturales, se observa que se encuentra fuera de la zona establecida para materiales expansivos como la montmorillonita (Figura 15), lo que indica que este suelo tiene una mineralogía distinta. Sin embargo, la prueba complementaria de superficie específica indica que esta arcilla tiene una superficie de 299.73 m²/g, que es un valor mayor al límite reportado de superficie específica primaria de mineral de montmorillonita (Mitchell y Soga, 2005).

El limo presenta un comportamiento no lineal en su sensibilidad eléctrica: al añadirse un 3% de cemento se la sensibilidad eléctrica se incrementa y al añadir 5% la sensibilidad se reduce comparada con el 3%. Este comportamiento se expresa gráficamente en la Figura 68.

Los límites de agua salina en cambio sí presentan un comportamiento lineal: al 3% de adición del cemento el límite líquido se incrementa, al igual que la adición del 5%. La densidad de sólidos sigue un patrón similar. El incremento del límite líquido se puede considerar parte del fenómeno de hidratación del cemento que requiere de mayor cantidad de agua para generar las reacciones químicas para estabilizar el material. Las pruebas complementarias de superficie específica señalan que conforme se añade más concentración de cemento, la superficie se va reduciendo. El valor inicial de superficie específica de este material es de 27.07 m²/g, lo que sugiere partículas con características similares a la caolinita. La ubicación de este material en la carta de plasticidad y de sensibilidad eléctrica sugiere que pudiera ser el caso.

En primera instancia, se puede observar que el suelo expansivo usado en esta investigación tiene un valor significativo de presión de expansión y expansión libre, sin embargo, no se ubica en la zona de montmorillonitas especificada por el SRCS, por lo que sería conveniente explorar más suelos expansivos y ver si se genera una aglomeración de puntos significativos en una zona de la nueva carta de plasticidad.

En cuanto al suelo colapsable, dado a que es el primer suelo ensayado bajo este nuevo sistema de clasificación con esta propiedad especial con un valor significativo de potencial de colapso, hay una oportunidad de desarrollo y pruebas adicionales. La adición de cemento como estabilizador químico también se muestra como un método viable de estabilización para este tipo de suelos a una concentración mayor o igual que 5%.

En ambos sistemas de clasificación no se usa directamente el parámetro de la capacidad de intercambio catiónico para poder establecer un potencial de expansión en suelos arcillosos, por lo que podría recomendarse la implementación de la determinación de este parámetro como prueba adicional para estimación de potencial de riesgo.

Un problema potencial de este nuevo sistema de clasificación de suelos es la contaminación de muestras de suelo con keroseno y con agua salina. La disposición y tratamiento de los residuos de estas pruebas debe realizarse bajo normativas que un Laboratorio de Mecánica de Suelos común no suele estar cubierto, por lo que es necesario mayor investigación de esta área. Para esta investigación el suelo contaminado fue dispuesto por medio de una agencia de recolección de residuos peligrosos que opera en la Ciudad de México y Mexicali para los laboratorios en donde se realizó la experimentación.

Los posibles campos de aplicación para este sistema de clasificación de suelos puede ser en la caracterización de geomateriales para su uso como materiales filtrantes, la Ingeniería Geotécnica Ambiental, donde es necesario caracterizar suelos que puedan sufrir modificaciones al interactuar con químicos que interactúen con la masa de suelo (hidrocarburos, solventes, etc.) y en el caso de ingeniería geotécnica de costa en zonas donde el régimen de mantos acuíferos presente intrusiones marinas que modifiquen el comportamiento de depósitos de grano fino.

Al momento de la redacción de esta tesis no se han hecho más investigaciones de los suelos mexicanos bajo el esquema RSCS por lo que se recomienda implementar su uso en suelos en condiciones naturales y alteradas para poder generar una base de datos y poder calibrar los modelos del RSCS con respecto a la naturaleza de los materiales locales.

10. Referencias

- Afolagboye, L. O., Abdu-Raheem, Y. A., Ajayi, D. E., & Talabi, A. O. (2021). A comparison between the consistency limits of lateritic soil fractions passing through sieve numbers 40 and 200. *Innovative Infrastructure Solutions*, 6, 1-8.
- Al-Rawas, A. A. (2000). State-of-the-art-review of collapsible soils. *Sultan Qaboos University Journal for Science [SQUJS]*, 5, 115-135.
- Al-Rawas, A. A., Goosen, M. F., & Al-Rawas, G. A. (2006). Geology, classification, and distribution of expansive soils and rocks (pp. 3-14). London: Taylor & Francis Group.
- Ali, H., & Mohamed, M. (2019). Assessment of lime treatment of expansive clays with different mineralogy at low and high temperatures. *Construction and building materials*, 228, 116955.
- Alioth Finance (2022) “\$2,300,000,000 in 1976 → 2023 | Inflation Calculator.” Official Inflation Data, <https://www.officialdata.org/us/inflation/1976?amount=2300000000> (Consultado el 11 Enero 2023).
- Alvarez Manilla Aceves, A., Nisino Sáenz, O., Poot Lima, R. M., Ramírez Centeno, M. S., & Martín del Campo a la Torre, R. (1998). Zonificación geotécnica del Valle de Tesislán-Atemajac-Colimilla; Zona Metropolitana de Guadalajara, Jal. XIX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, 61-66.
- Álvarez Manilla Aceves, A., Carreón Freyre, D., Mendoza, C., Zúñiga Dávila Madrid, F. R., & Zhao, D. (2017). Contribución de las frecuencias características al periodo de vibración dominante en la Ciudad de Querétaro, México. *Ingeniería sísmica*, (97), 84-101.
- Ameratunga J, Sivakugan N & Das, B.M. (2016) *Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering*. Springer.
- Arman, A., & Thornton, S. I. (1973). Identification of collapsible soils in Louisiana. *Highway Research Record*, 426, 14-22.

Arnepalli, D. N., Shanthakumar, S., Hanumantha Rao, B., & Singh, D. N. (2008). Comparison of methods for determining specific-surface area of fine-grained soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26, 121-132.

Asadi, M. S., Asadi, M. B., Orense, R. P., Pender, M. J., & Jacobs, E. (2017). Undrained cyclic and post-liquefaction behaviour of natural pumiceous soils. In 3rd International Conference on Performance-based Design in Earthquake Geotechnical Engineering (PBD-III).

Asadi, M. S., Orense, R. P., Asadi, M. B., & Pender, M. J. (2019). Maximum dry density test to quantify pumice content in natural soils. *Soils and Foundations*, 59(2), 532-543.

Asadi, M. S., Orense, R. P., Asadi, M. B., & Pender, M. J. (2019). Post-liquefaction behavior of natural pumiceous sands. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 118, 65-74.

American Society of Testing and Materials (ASTM) (2017). Standard practice for classification of soils for engineering purposes (unified soil classification system). ASTM D2487, West Conshohocken, PA.

ASTM (2014). Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. ASTM D854, West Conshohocken, PA.

ASTM (2012). Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12,400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³

ASTM (2016a). Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table. ASTM D4253, West Conshohocken, PA.

ASTM (2016b). Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density. ASTM D4254, West Conshohocken, PA.

ASTM (2017a). Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils. ASTM D4318, West Conshohocken, PA.

ASTM (2017b). Standard Test Method for Measurement of Collapse Potential of Soils. ASTM D5333, West Conshohocken, PA.

ASTM (2017c). Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis. ASTM D6913, West Conshohocken, PA.

ASTM (2019). Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass. ASTM D2216, West Conshohocken, PA.

ASTM (2021). Standard Test Method for Particle-Size Distribution (Gradation) of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer) Analysis. ASTM D7928, West Conshohocken, PA.

ASTM (2021). Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Collapse of Soils. ASTM D4546, West Conshohocken, PA.

Asuri, S., & Keshavamurthy, P. (2016). Expansive soil characterisation: an appraisal. INAE Letters, 1, 29-33.

Atemimi, Y. K. (2020). Effect of the grain size of sand on expansive soil. In Key Engineering Materials (Vol. 857, pp. 367-373). Trans Tech Publications Ltd.

Ayala Ibarra, T. I. (2008) Influencia del Potencial de Expansión en la Predicción de Asentamientos. Tesis de Maestría. Universidad Autónoma de Querétaro.

Avsar, E., Ulusay, R. E. S. A. T., & Erguler, Z. A. (2005). Swelling properties of Ankara (Turkey) clay with carbonate concretions. Environmental & Engineering Geoscience, 11(1), 73-93.

Bachus, R. C., Terzariol, M., Pasten, C., Chong, S. H., Dai, S., Cha, M. S., ... & Santamarina, J. C. (2019). Characterization and engineering properties of dry and ponded class-F fly ash. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 145(3), 04019003.

Baeza Campuzano, A. J. (2012) Diseño de Zapatas Continuas de Cimentación sobre Suelos Expansivos mediante la Metodología Lytton-Mitchell Caso Querétaro. Tesis de Licenciatura. Universidad Autónoma de Querétaro.

- Bahmyari, H., Ajdari, M., Vakili, A., & Ahmadi, M. H. (2021). The role of the cement, lime, and natural pozzolan stabilizations on the mechanical response of a collapsible soil. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 1-21.
- Barbour, S. L., & Yang, N. (1993). A review of the influence of clay–brine interactions on the geotechnical properties of Ca-montmorillonitic clayey soils from western Canada. *Canadian Geotechnical Journal*, 30(6), 920-934.
- Barman, D., & Dash, S. K. (2022). Stabilization of expansive soils using chemical additives: A review. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*.
- Barrera Bucio, M., & Garnica Anguas, P. (2002). *Introducción a la mecánica de suelos no saturados en vías terrestres*. Publicación técnica, (198).
- Bell, F. G. (1996). Lime stabilization of clay minerals and soils. *Engineering geology*, 42(4), 223-237.
- Bell, F. G. (1988). Stabilization and treatment of clay soils with lime. Part II: Some applications. *Ground Engineering*, 21, 2, 22-30.
- Bell, F.G. & Bruym, I.A. (1997). Sensitive, expansive, dispersive and collapsive soils. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, Paris, 56: 19-38.
- Bell, F. G., & Culshaw, M. G. (1998). Some geohazards caused by soil mineralogy, chemistry and microfabric: a review. *Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications*, 15(1), 427-441.
- Bimbela Osuna, C. A. (2014) *Solución Ecológica y Sustentable para la Disminución de Expansión en Arcillas Mediante Perforaciones*. Tesis de Maestría. Universidad Autónoma de Querétaro.
- Bjerrum, L. (1973). Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils. In *Proc. 8th ICSMFE (Vol. 3, pp. 111-159)*.

Blott, S. J., & Pye, K. (2012). Particle size scales and classification of sediment types based on particle size distributions: Review and recommended procedures. *Sedimentology*, 59(7), 2071-2096.

Boardman, D.I., Glendinning, S., Rogers, C.D.F., (2001). Development of stabilisation and solidification in lime–clay mixes. *Géotechnique*, 51(6): 533-543.

Bolt, G. H. (1956). Physico-chemical analysis of the compressibility of pure clays. *Geotechnique*, 6(2), 86-93.

Bonola, I., Bonola, A., Galindo, M., Garduño, S., Onofre, A., & Tinoco, J. Análisis químico de un suelo colapsable en la zona de Ecatepec de Morelos, Estado de México.

Briaud, J. L. (2013). *Geotechnical engineering: unsaturated and saturated soils*. John Wiley & Sons.

British Standard Institution (1990) BS1377 Methods of test for soils for civil engineering purposes Part 2: British Standard Test Method of test for Soils for Civil Engineering purposes Classification of the liquid limit. Cone penetrometer method. British Standards Institution, London, Reino Unido.

Burland, J. B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique*, 40(3), 329-378.

Cabello Alvarado, José Ernesto y Lazcano Orta, Arturo (1990). "Suelos colapsables: su influencia en obras de ingeniería civil". (Tesis de Licenciatura). Universidad Nacional Autónoma de México, México. Recuperado de <https://repositorio.unam.mx/contenidos/132417>

Cabrera Arvizu, O. (2001) Determinación de la Expansión Volumétrica por Hidratación en un Suelo Expansivo y su Influencia en el Análisis y Diseño de Cimentaciones. Tesis de Licenciatura. Universidad Autónoma de Querétaro.

Cabrera Hernández, E. (2006) Relación del Cambio Volumétrico de Arcillas Expansivas con su Grado de Saturación. Tesis de Maestría. Universidad Autónoma de Querétaro.

Cabrera Ramírez, J.C. (2015) Efectos del Tamaño de Partículas en el Comportamiento de un Suelo Expanso-Colapsable. Tesis de Maestría. Universidad Autónoma de Querétaro.

Campbell, D. A., & Blackford, J. W. (1984). Fall cone method used to determine the liquid limit of soil. Geotechnical Branch, Division of Research and Laboratory Services, Engineering and Research Center.

Carrera, A., Coop, M. R., & Lancellotta, R. (2011). Influence of grading on the mechanical behaviour of Stava tailings. *Géotechnique*, 61(11), 935-946.

Casagrande, A. (1948). Classification and identification of soils. *Trans. ASCE*, 113(1), 901–930.

Casal Alonso, A., Osornio Lugo, A. I., Malagón Ávila, E. (2011) Determinación de las Causas de la Inclinación y su Fisuramiento de un Conjunto de Edificios. Estudio de Caso. Tesis de Licenciatura. Universidad Autónoma de Querétaro.

Castelo Valenzuela, J. A. (2014) Evaluación del Impacto de las Variaciones de Humedad en la Expansión y Capacidad de Carga de un Suelo de Jurica. Tesis de Maestría. Universidad Autónoma de Querétaro.

Chávez González, M. (1995). Geotecnia, Riesgo y Seguridad Sísmica de la Zona Metropolitana de Guadalajara, México. X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.

Chen, G. M., Starosta, W. J., Lin, D., & You, Z. (1998). Foundations of intercultural communication (pp. 75-78). Massachusetts: Allyn and Bacon.

Cho, G. C., Dodds, J., & Santamarina, J. C. (2006). Particle shape effects on packing density, stiffness, and strength: Natural and crushed sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(5), 591-602.

Cho, G. C., Dodds, J., & Santamarina, J. C. (2007). Closure to “particle shape effects on packing density, stiffness, and strength: natural and crushed sands” by Gye-Chun Cho, Jake

Dodds, and J. Carlos Santamarina. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 133(11), 1474-1474.

Chong, S. H., & Santamarina, J. C. (2016). Soil compressibility models for a wide stress range. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 142(6), 06016003.

Clemence, S. P., & Finbarr, A. O. (1981). Design considerations for collapsible soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 107(3), 305-317.

Comisión Estatal del Agua (CEA). (2019). Sistema Estatal de Información del Agua de Jalisco, SEIDAJ.

Comisión Federal de Electricidad (CFE) (2021) CFE 10000-73 2021 Realización de pruebas Lefranc

Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) (1993) Recursos Hidráulicos Subterráneos del Estado de Jalisco.

CONAGUA (2009). Regiones Hidrológicas, escala 1:250,000. República Mexicana.

CONAGUA (2021) Red Nacional de Medición de Calidad del Agua – Estado de Querétaro. <https://files.conagua.gob.mx/aguasnacionales/RESULTADOS-QUER%C3%89TARO%20ARTEAGA.xlsb> (Accesado 16 de enero de 2023).

Comisión Nacional para el Conocimiento y Uso de la Biodiversidad (CONABIO). (2001). Subcuencas hidrológicas de México.

Comisión de Reglamentos Técnicos y Comerciales (1999) Norma Técnica Peruana NTP 339.130 SUELOS. Método de ensayo para determinar el límite líquido, usando el penetrómetro cónico. Gobierno de Perú. Perú.

Coordinación Estatal para el Fortalecimiento Institucional de los Municipios (CEFIM) (2012) Subdirección de Informática y Estadística del Gobierno del Estado de San Luis Potosí.

Crevelin, L. G., & Bicalho, K. V. (2019). Comparison of the Casagrande and fall cone methods for liquid limit determinations in different clay soils. Revista Brasileira de Ciência do Solo, 43.

- Cresswell, A., Brown, R., & Barton, M. (1999). Determining the maximum density of sands by pluviation. *Geotechnical Testing Journal*, 22(4), 324-328.
- Cubrinovski, M., & Ishihara, K. (2002). Maximum and minimum void ratio characteristics of sands. *Soils and foundations*, 42(6), 65-78.
- González, D.A., Bernal, M., Liscano, R. (2012) Estudio del Efecto de los Suelos Expansivos sobre las Instalaciones Sanitarias De Una Vivienda Unifamiliar. XXII Reunión Nacional De Mecánica De Suelos Tomo 2.
- Das, B. M., & González, S. R. C. (2015). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. Cengage Learning.
- Das, B. M. (2007). *Principles of foundation engineering*, PWS Publishing Company, Boston, MA.
- Dash, B., Karri, I. K., & Basina, S. S. (2021). Soil Stabilisation Techniques for Problematic Soils: A Review. *Design Engineering*, 3750-3759.
- Dasog GS, Acton DF, Mermut AR, DeJong E (1988) Shrink-swell potential and cracking in clay soils of Saskatchewan. *Can J Soil Sci* 68:251–260
- Davis, T. (2008). *Geotechnical testing, observation, and documentation*. American Society of Civil Engineers.
- de Brito Galvao, T. C., & Schulze, D. G. (1996). Mineralogical properties of a collapsible lateritic soil from Minas Gerais, Brazil. *Soil Science Society of America Journal*, 60(6), 1969-1978.
- De Bruyn, C. M. A., Collins, L. E., & Williams, A. A. B. (1957). The specific surface, water affinity and potential expansiveness of clays. *Clay Minerals Bulletin*, 3(17), 120-128.
- Dolinar, B. (2009). Predicting the hydraulic conductivity of saturated clays using plasticity-value correlations. *Applied Clay Science*, 45(1-2), 90-94.
- Dolinar, B., & Škrabl, S. (2013). Atterberg limits in relation to other properties of fine-grained soils. *Acta Geotechnica Slovenica*, 10(2), 4-13.

Donaldson, G.W. (1969). The occurrence of problems of heave and the factors affecting its nature. Second International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils. Texas: A & M Press.

Dos SMPP, DeCastro E (1965) Soil erosion in roads. Proc 6th Int Conf Soil Mech Foundation Eng 1:116–118.

Dudley, J. H. (1970). Review of collapsing soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 96(3), 925-947.

Dumbleton, M. J., & West, G. (1966). Some factors affecting the relation between the clay minerals in soils and their plasticity. Clay minerals, 6(3), 179-193.

Durotoye, T. O., Akinmusuru, J. O., Ogbiye, S. A., & Bamigboye, G. (2016). Effect of common salt on the engineering properties of expansive soil. International Journal of Engineering and Technology, 6(7), 233-241.

Egri, G. (1972). “The physico-chemical properties and engineering problems of the loess soils.” Acta Gelo. Acad, Sci. Hung., 16, 337–345.

Ekici, A., Huvaj, N., & Akgüner, C. (2022). Effects of Fines Content and Plasticity on Index Properties and Hydraulic Conductivity of Coarse-Fine Mixtures. Journal of Materials in Civil Engineering, 34(5), 04022037.

Energy GeoEngineering Laboratory, King Abdullah Univeristy of Science and Technology. The Revised Soil Classification System RSCS Excel File. <https://egel.kaust.edu.sa/docs/default-source/documentsinallpages/revised-soil-classification-system.xlsm>

El Howayek, A., Huang, P. T., Bisnett, R., & Santagata, M. C. (2011). Identification and behavior of collapsible soils (No. FHWA/IN/JTRP-2011/12). Purdue University. Joint Transportation Research Program.

El-Husseiny, A. (2021). Unified packing model for improved prediction of porosity and hydraulic conductivity of binary mixed soils. Water, 13(4), 455.

- El-Husseiny, A.; Vanorio, T. (2017). Porosity-permeability relationship in dual porosity carbonate analogs. *Geophysics* 82, MR65–MR74.
- Erdal, C. (2002). Relationship between methylene blue value, initial soil suction and swelling percent of expansive soils. *J Eng Environ Sci* 26:521–529
- Erguler, Z. A., & Ulusay, R. (2003). Engineering characteristics and environmental impacts of the expansive Ankara Clay, and swelling maps for SW and central parts of the Ankara (Turkey) metropolitan area. *Environmental Geology*, 44, 979-992.
- Esposito, L., & Guadagno, F. M. (1998). Some special geotechnical properties of pumice deposits. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 57, 41-50.
- Farrar, D. M., & Coleman, J. D. (1967). The correlation of surface area with other properties of nineteen British clay soils. *Journal of Soil Science*, 18(1), 118-124.
- Fernandez, F., & Quigley, R. M. (1985). Hydraulic conductivity of natural clays permeated with simple liquid hydrocarbons. *Canadian Geotechnical Journal*, 22(2), 205-214.
- Fernández Loaiza, C., & Mayoral Moreno, P. (1995). Degradación de suelos pumíticos bajo diferentes tipos de compactación, así como bajo la aplicación de cargas estáticas. X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica.
- Fityus, S. G., Smith, D. W., & Jennar, A. M. (2000, November). Surface Area Using Methylene Blue Adsorption As A Measure Of Soil Expansivity. In *ISRM International Symposium*. OnePetro.
- Flores Almonte, M., & Bueno Espinosa de los Monteros, J. (2004). Plano de localización de rellenos y depresiones en la zona metropolitana de Guadalajara, Jalisco. XXII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos.
- Forster, A., Culshaw, M. G & Bell, F. G. 1995. The regional distribution of sulphate in rocks and soils of Britain. In: EDDLESTON, M., WALTHALL, S., CRIPPS, J.C. & CULSHAW, M. G. (eds) *Engineering Geology of Construction*. Geological Society, London, *Engineering Geology Special Publication*, 9, 95-104

Francisca, F. M., Montoro, M. A., & Nieva, P. M. (2010). Macroscopic properties of soils controlled by the diffuse double layer around particles.

Garnica Anguas, P., Pérez Salazar, A., Gómez López, J. A., Obil Veiza, E. Y. (2002). Estabilización de Suelos con Cloruro de Sodio para su Uso en las Vías Terrestres. Publicación Técnica No. 201 Instituto Mexicano del Transporte. Sanfadila, Qro.

García-Ezquivel, C.A., Rojas-Gonzalez,, E. y Gallegos-Fonseca, G. G (2023) Determination of the dispersive properties of the soil of Rioverde city, Mexico. XIX Congreso Internacional de Ingeniería, Universidad Autónoma de Querétaro.

Gallegos, G. G., Cuello, C. M., Chávez, M. E., & Vaca, J. C. L. (2014). Identificación de los suelos dispersivos y colapsables del valle del río Verde, en Rioverde SLP, México. Revista Digital del Cedex, (176), 85-85.

Gobins, J. (2014). Unification of Soil Classification in the 21st Century. In Geo-Congress 2014: Geo-characterization and Modeling for Sustainability (pp. 2082-2087).

Gonzalez de Celis, G., De Barcia, E., Sulbaran, Y., & Navarro, R. U. (2014). Determinación del parámetro de resistencia, ángulo de fricción Interna (ϕ) y su relación con los parámetros densidad relativa (D_r) y relación de vacíos (e) en suelos granulares. Ciencia e Ingeniería, 35(3), 135-146.

Greaves, H. M. (1996). An introduction to lime stabilisation. In Lime Stabilisation: Proceedings of the seminar held at Loughborough University Civil & Building Engineering Department on 25 September 1996 (pp. 5-12). Thomas Telford Publishing.

Gromko, G. J. (1974). Review of expansive soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 100(6), 667-687.

Guerrero, C. C., & Cruz Velasco, L. G. (2018). Estudio experimental de clasificación de suelos derivados de cenizas volcánicas en el suroccidente colombiano con el método SUCS, el AASHTO y un nuevo método de clasificación de suelos. Ingeniería y Desarrollo, 36(2), 378-397.

- Guerrero Escamilla, T. d. J. (2002) Análisis del Tiempo Óptimo de Reacción en la Estabilización de un Suelo Arcilloso Tratado con Cal. Tesis de Licenciatura. Universidad Autónoma de Querétaro.
- Haigh, S. K. (2012). Mechanics of the Casagrande liquid limit test. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(9), 1015-1023.
- Haigh, S. K. (2016). Consistency of the Casagrande liquid limit test. *Geotech. Testing J.* 39, No. 1, 13–19.
- Havlicek, J., & Kazda, J. (1961). Soil properties in relation to hydration of exchangeable cations. In *Proceedings of 5th international conference on soil mechanics and foundation engineering* (Vol. 1, pp. 137-142).
- Hernández Villares, H. (2009) Estudio del Método de Sustitución Aplicado en Arcillas Expansivas de Querétaro. Tesis de Maestría. Universidad Autónoma de Querétaro.
- Herrera, M. C., Lizcano, A., & Santamarina, J. C. (2007). Colombian volcanic ash soils. Characterization and engineering properties of natural soils, 2385-2409.
- Herrin, M., & Mitchell, H. (1961). Lime-soil mixtures. *Highway Research board bulletin*, (304).
- Hess, J.W. y Padilla, M. (1986). "Testing and geotechnical evaluation of pumice soils", 22nd Biannual Symposium on Engineering Geology and Soils Engineering.
- Hilt, G. H., & Davidson, D. T. (1960). Lime fixation in clayey soils. *Highway Research Board Bulletin*, (262).
- Holtz, R. D., Kovacs, W. D., & Sheahan, T. C. (1981). An introduction to geotechnical engineering (Vol. 733). Englewood Cliffs: Prentice-Hall.
- Horpibulsuk, S., Rachan, R., & Raksachon, Y. (2009). Role of fly ash on strength and microstructure development in blended cement stabilized silty clay. *Soils and Foundations*, 49(1), 85-98.

Houlsby, G. T. (1982). Theoretical analysis of the fall cone test. *Géotechnique*, 32(2), 111-118.

Hwang, H.; Jeon, S.K.; Suleiman, A.A.; Lee, K. (2017) Comparison of Saturated Hydraulic Conductivity Estimated by Three Different Methods. *Water* 9, 942.

Ian F. Jefferson, Alena Klukanov, Dimcho Evstatiev, Roumyana Angelova and Ian J. Smalley. (1999). Improving Metastable Loess Ground.

Indian Standard (1977) IS 2720: Part XL: Methods of Test for Soils - Part XL: Determination of Free Swell Index of Soils.

International Organization for Standardization (ISO) (2018) EN ISO 14688-1:2018: Geotechnical investigation and testing – Identification and classification of soil – Part 1: Identification and description. Comité Européen de Normalisation. Brussels.

ISO (2019) EN ISO 17892-4:2019: Geotechnical Geotechnical investigation and testing — Laboratory testing of soil — Part 4: Determination of particle size distribution. Comité Européen de Normalisation. Brussels.

ISO (2018) EN ISO 17892-12: Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 12: Determination of liquid and plastic limits. Comité Européen de Normalisation. Brussels.

Instituto de Información Estadística y Geográfica de Jalisco (2021) Guadalajara Diagnostico Municipal. Gobierno del Estado de Jalisco.

Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI). (2000). Carta Geológico-Minera y Geoquímica Escala 1:250,000 (Guadalajara) F13-12.

INEGI (2010a). Compendio de información geográfica municipal de Guadalajara, Jalisco.

INEGI (2010b). Compendio de información geográfica municipal de Querétaro, Querétaro.

INEGI (2010c). Compendio de información geográfica municipal de Rioverde, San Luis Potosí.

INEGI (2014). Conjunto de datos vectoriales de información topográfica F13D65 (Guadalajara Oeste) escala 1:50,000 serie III.

INEGI (2014). Conjunto de datos vectoriales de información topográfica F13D66 (Guadalajara Este) escala 1:50,000 serie III.

Instituto Mexicano del Transporte (IMT) (2003a) “Métodos de Muestreo y Pruebas de Materiales – Suelos y Materiales para Terracerías – Clasificación de Fragmentos de Roca y Suelos”, M-MMP-1-02. México.

IMT (2003b) “Métodos de Muestreo y Pruebas de Materiales – Suelos y Materiales para Terracerías – Contenido de Agua”, M-MMP-1-04. México.

IMT (2003c) “Métodos de Muestreo y Pruebas de Materiales – Suelos y Materiales para Terracerías – Granulometría de Materiales Compactables para Terracerías”, M-MMP-1-06. México.

IMT (2018) “Métodos de Muestreo y Pruebas de Materiales – Suelos y Materiales para Terracerías – Densidades Relativas y Absorción”, M-MMP-1-05. México.

Ismael, N.F., Jeragh, A., Mollah, M.A., & Khalidi, O. 1987. Factors affecting the collapse potential of calcareous desert sands. Proceedings of the 9th Southeast Asian Geotechnical Conference, Bangkok, Thailand,

December 7-11, 1987, No. 5, 147-158.

Israelachvili, J. N. (2011). Intermolecular and surface forces, Academic Press, San Diego, CA.

Jaleh Forouzan, A. (2016). Prediction of swelling behavior of expansive soils using modified free swell index, methylene blue and swell oedometer tests (Master's thesis, Middle East Technical University).

Japanese Geotechnical Society (JGS) (2009). JGS 0161-2009: Laboratory testing standards of geomaterials: tests for physical properties – test method for minimum and maximum densities of sands. Tokyo, Japan: The Japanese Geotechnical Society

Jefferson, I., & Rogers, C. D. (2012). Collapsible soils. Proceedings of ICE Manual of Geotechnical Engineering. ICE Publishing, London, 391-411.

Jefferson, I., Evstatiev, D., Karastanev, D. (2008) The treatment of collapsible loess soils using cement materials. GeoCongress: Geosustainability and geohazard mitigation, pp. 662–669. ASCE, New Orleans. [https://doi.org/10.1061/40971\(310\)82](https://doi.org/10.1061/40971(310)82)

Johnson, L. D. (1969) Review of Literature on Expansive Clay Soils, Misc. Paper S-69-24, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss. 48 p. Jones Jr, D. E., & Holtz, W. G. (1973). Expansive soils-the hidden disaster. Civil engineering, 43(8).

Juárez E. y Rodríguez. R (2011). Mecánica de suelos (Vol. I). Limusa.

Kamann, P.J.; Ritzi, R.W.; Dominic, D.F.; Conrad, C.M. (2007) Porosity and permeability in sediment mixtures. Ground Water 45, 429–438.

Kaathon, P., Lee, S. H., Choi, Y. T., & Yune, C. Y. (2022). The Effect of Fines Content on Compressional Behavior When Using Sand–Kaolinite Mixtures as Embankment Materials. Applied Sciences, 12(12), 6050.

Karakan, E., & Demir, S. (2020). Observations and findings on mechanical and plasticity behavior of sand-clay mixtures. Arabian Journal of Geosciences, 13, 1-20.

Kayabali, K. (2011). Determination of consistency limits: A comparison between # 40 and # 200 materials. Electronic Journal of Geotechnical Engineering, 16(T), 1547-1561.

Kikkawa, N., Pender, M. J., & Orense, R. P. (2013). Comparison of the geotechnical properties of pumice sand from Japan and New Zealand. In Proc., 18th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (pp. 239-242).

Kolbuszewski, J. J. (1948). Research on packing and density of sands. Doctoral Thesis. Imperial College of Science and Technology.

Koltermann, C.E.; Gorelick, S.M. (1995) Fractional packing model for hydraulic conductivity derived from sediment mixtures. Water Resour. Res. 31, 3283–3297.

- Koumoto, T., & Houlsby, G. T. (2001). Theory and practice of the fall cone test. *Géotechnique*, 51(8), 701-712.
- Krumbein, W. C. & Sloss, L. L. (1963). *Stratigraphy and sedimentation*. San Francisco: W. H. Freeman and Company.
- Lade, P. V., Liggio, C., and Yamamuro, J. A. (1998). "Effects of non-plastic fines on minimum and maximum void ratios of sand." *Geotechnical testing journal*, 21, 336-347.
- Lambe, T. W. (1958). The structure of compacted clays. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 84(2), 1654-1.
- Lawton, E. C., Frigaszy, R. J., and Hardcastle, J. H. (1989). "Collapse of compacted clayey sand." *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 115(No. 9), 1252–1267.
- Lazcano Díaz del Castillo, S. (2001). Sismicidad histórica de Guadalajara, Jal. XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.
- Lazcano Díaz del Castillo, S. (2004). Contexto histórico y geotécnico de Guadalajara. *Memorias de la XXII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica.
- Lazcano Díaz del Castillo, S. (2018). Suelos pumíticos: suelos no-convencionales. *Memorias de la XXIX Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica.
- Licata V, d'Onofrio A, Silvestri F (2017) Micro-structural factors affecting the static and the cyclic resistance of a pyroclastic silty sand. *Géotechnique* 68(5):434–441
- López Lara, T. (2002) Estudio Físicoquímico de la Modificación de Suelos Arcillosos. Tesis de Doctorado. Universidad Autónoma de Querétaro.
- Low PF (1980) The swelling of clay: II. Montmorillonite, *Soil Sci Soc Am J* 44(4):667–676
- Lunne, T., Knudsen, S., Blaker, Ø., Vestgård, T., Powell, J. J. M., Wallace, C. F., ... & Ghanekar, R. K. (2019). Methods used to determine maximum and minimum dry unit

- weights of sand: Is there a need for a new standard?. *Canadian Geotechnical Journal*, 56(4), 536-553.
- Lutenegger, A. J., & Saber, R. T. (1988). Determination of collapse potential of soils. *ASTM Geotechnical Testing Journal*, 11(3).
- Mallela, J., Quintus, H. V., & Smith, K. (2004). Consideration of lime-stabilized layers in mechanistic-empirical pavement design. *The National Lime Association*, 200(1), 1-40.
- Man, A., & Graham, J. (2010). Pore fluid chemistry, stress–strain behaviour, and yielding in reconstituted highly plastic clay. *Engineering Geology*, 116(3-4), 296-310.
- Mathew, P. K., & Rao, S. N. (1997). Effects of exchangeable cations on the geotechnical properties of a marine clay. *Marine georesources & geotechnology*, 15(2), 83-93.
- Martinez A., Rodríguez N. P., y Martinez, G. (2022) Análisis del impacto de las metodologías de caracterización geotécnica en el diseño de sistemas de contención. *Memorias de la XXXI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica.*
- Meisina, C., 2000. Predicting swelling/shrinkage potential using the methylene blue method: some examples from Italian clayey soils. *Geoeng 2000, Melbourne, Australia*
- Mendoza, M.J., Orozco, M., (2001). Quick and reliable procedure for liquid limit determination of fine-grained soils. *Geotech. Test. J.* 24 (1), 103–108.
- Mesri, G., & Olson, R. E. (1970). Shear strength of montmorillonite. *Geotechnique*, 20(3), 261-270.
- Meza Tapia, G. E. (2016) *Perforaciones en Campo: Alternativa para Disminuir la Expansión de Suelos. Tesis de Maestría. Universidad Autónoma de Querétaro.*
- Minor Franco, A. G. (2005) *Estudio de Expansión de Suelos Basado en su Mineralogía. Tesis de Maestría. Universidad Autónoma de Querétaro.*
- Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of soil behavior (Vol. 3)*. New York: John Wiley & Sons.

- Moayed, R.Z., Kamalzare, M.: Improving physical characteristics of collapsible soil (Case Study: Tehran-Semnan Railroad). *J. Eng. Geol.* 9(2), 2869–2890 (2015). <https://doi.org/10.18869/acadpub.jeg.9.2.2869>
- Mohan, D., & Goel, R. K. (1959). Swelling pressures and volume expansion in Indian black cotton soils. *Journal of the Institution of Engineers (India): Series A*, 40(2), 58-62.
- Mojid, M. A., & Cho, H. (2006). Estimating the fully developed diffuse double layer thickness from the bulk electrical conductivity in clay. *Applied clay science*, 33(3-4), 278-286.
- Morales Ibarría, G. (2005) *Caracterización Geoestadística del Subsuelo en un Predio Ubicado en Corregidora, Qro. Tesis de Maestría. Universidad Autónoma de Querétaro.*
- Morgenstern NR, Balasubramanian BI (1980) Effects of pore fluid on the swelling of clay-shale. *Proc 4th Int Conf Expansive Soils* 1:190–205
- Moore, R. (1991) "The Chemical and Mineralogical Controls Upon the Residual Strength of Pure and Natural Clays," *Geotechnique*. Vol. 41, No. 1, pp. 35-47.
- Moore, R. (1992). Author's reply to discussion "The Chemical and Mineralogical Controls Upon the Residual Strength of Pure and Natural Clays," *Geotechnique*. Vol. 42, No. I, pp. 152-153.
- Morrone, C., Le Pera, E., Marsaglia, K. M., & De Rosa, R. (2020). Compositional and textural study of modern beach sands in the active volcanic area of the Campania region (southern Italy). *Sedimentary Geology*, 396, 105567.
- Muhunthan, B. (1991). Liquid limit and surface area of clays. *Geotechnique*, 41(1), 135-138.
- Muszynski, M. R. (2006). Determination of maximum and minimum densities of poorly graded sands using a simplified method. *Geotechnical Testing Journal*, 29(3).
- Nalbantoğlu, Z. (2004). Effectiveness of class C fly ash as an expansive soil stabilizer. *Construction and Building Materials*, 18(6), 377-381.

- Narsilio, G. A., & Santamarina, C. (2016). Clasificación de suelos: fundamento físico, prácticas actuales y recomendaciones. Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA, USA.
- Nimmo, J. R. (2004). Porosity and pore size distribution. *Encyclopedia of Soils in the Environment*, 3(1), 295-303.
- Oda, M. (1976) Fabrics and their effects on the deformation behaviors of sand. Department of Foundation Engineering, Faculty of Engineering, Saitama University, Special Issue, 1-59.
- Ochoa-González, G. H., Vargas-Del Río, D., & Zamudio-Zavala, P. (2014). Resistencia al esfuerzo cortante en suelos pumíticos. XXVII Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (SMIG).
- Okkels, N. (2019). Modern guidelines for classification of fine soils. In *Geotechnical engineering, foundation of the future conference proceedings*. The Icelandic Geotechnical Society.
- Olson, R. E., & Mesri, G. (1970). Mechanisms controlling compressibility of clays. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 96(6), 1863-1878.
- O'Neill, M. W., & Poormoayed, N. (1980). Methodology for foundations on expansive clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 106(12), 1345-1367.
- Orense, R. P. (2013). Undrained monotonic behaviour of pumice sand. In *Proceedings of the 19th NZGS Geotechnical Symposium*, CY Chin (Ed.), Queenstown.
- Orense, R.P., Pender, M.J. and Tai, A. (2012). Undrained cyclic shear behaviour of pumice sand, *Proc., Australia-New Zealand Conference on Geomechanics*, 6pp.
- Orense, R. P., & Pender, M. J. (2013). Liquefaction characteristics of crushable pumice sand. In *Proceeding of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (pp. 2-6).
- Orense, R.P. & Pender, M. (2015). From micro to macro: An investigation of the geomechanical behaviour of pumice sand. In *Rotonda, A., Cecconi, M., Silvestri, F. & Tommasi, P. (eds), Volcanic rocks and soils: 45-62. Associazione Geotecnica Italiana*

Orhan, M., Ozer, M., Isik, N.S., 2006. Comparison of Casagrande and cone penetration tests for the determination of liquid limit of natural soils. *J. Fac. Eng. Archit. Gazi Univ.* 21 (4), 711–720.

Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación (ONNCCE) (2014) *Industria de la Construcción - Geotecnia - Materiales Térreos – Determinación de la Composición Granular - Método de Ensayo. NMX-C-496-ONNCCE-2014.* México.

ONNCCE (2017) *Industria de la Construcción - Geotecnia - Materiales Térreos - Clasificación de Fragmentos de Roca y Suelos - Método de Ensayo. NMX-C-526-ONNCCE-2017.* México.

O’Neill, M. W., & Poormoayed, N. (1980). Methodology for foundations on expansive clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 106(12), 1345-1367.

Ortega Rojas, F. N. (2021) *Comportamiento de un Suelo Expansivo con Diversas Densidades. Tesis de Maestría. Universidad Autónoma de Querétaro.*

Özer, M. (2009). Comparison of liquid limit values determined using the hard and soft base Casagrande apparatus and the cone penetrometer. *Bulletin of engineering geology and the environment*, 68, 289-296.

Padilla Corona, E. (1988). Problemas geotécnicos de la construcción en la zona de Barrancas de la ciudad de Guadalajara, Jalisco. XIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos.

Padilla Corona, E. (2004). Sufusión en suelos pumíticos. XXII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos.

Padilla Corona, E., Zambrano, H., & De la Mora, F. (1980). Experiencias en la construcción de un túnel vehicular en suelos pumíticos. X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos.

Park, J., & Santamarina, J. C. (2017). Revised soil classification system for coarse-fine mixtures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143(8), 04017039.

Park, J., & Santamarina, C. (2017). Revised soil classification system RSCS. Technical Committee 105. Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul.

Pender, M. J., Wesley, L. D., Larkin, T. J., & Pranjoto, S. (2006). Geotechnical properties of a pumice sand. *Soils and foundations*, 46(1), 69-81.

Polidori, E. (2003). Proposal for a new plasticity chart. *Geotechnique*, 53(4), 397-406.

Porras López, A. (1984). Comportamiento Mecánico de una arena de pómez saturada (Doctoral dissertation, Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, División de Estudios de Posgrado, Universidad Nacional Autónoma de México).

Pullar, W. A., Kohn, B. P., & Cox, J. E. (1977). Air-fall Kaharoa ash and Taupo Pumice, and sea-rafted Loisel's Pumice, Taupo Pumice, and Leigh Pumice in northern and eastern parts of the North Island, New Zealand. *New Zealand journal of geology and geophysics*, 20(4), 697-717.

Ramírez Garzón, E. T. (2021). Métodos para Identificar Suelos Colapsables. Tesis de Licenciatura. Universidad Santo Tomás, División de Ingenierías, Facultad de Ingeniería Civil. Bogotá D.C., Colombia

Raju, K. V. B. (1991). Engineering Behaviour of Fine Grained Soils with Chemical Additives and the Governing Physico-Chemical Mechanisms (Doctoral dissertation, PhD Thesis. Indian Institute of Science, Bangalore, India).

Ren, X. W., & Santamarina, J. C. (2018). The hydraulic conductivity of sediments: A pore size perspective. *Engineering Geology*, 233, 48-54.

Rodríguez Morales, N. P. (2015) Uso de Estructuras Porosas para Abatir la Expansión de Arcillas. Tesis de Maestría. Universidad Autónoma de Querétaro.

Rodríguez Uribe, J. C. (2018) Abatimiento de la Expansión Mediante la Modificación de Suelos y Aplicación de Carga. Tesis de Maestría. Universidad Autónoma de Querétaro.

- Rollins, K.M. & Rogers, G.W. (1994). Mitigation measures for small structures on collapsible alluvial soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120: 1533-1553.
- Rosales Hurtado, D. (2014) *Mejoramiento de Suelos Expansivos Mediante Inclusiones de Fibras*. Tesis de Maestría. Universidad Autónoma de Querétaro.
- Rosas-Elguera, J. (2001). *Reporte Geológico Final para el Ayuntamiento de Guadalajara*. Guadalajara, Jalisco.
- Ross GJ (1978) Relationships of specific surface area and clay content to shrink-swell potential of soils having different clay mineralogic compositions. *Can J Soil Sci* 58:159–166.
- Ruhe, R. V. (1984). Clay-mineral regions in Peoria loess, Mississippi River basin. *The Journal of Geology*, 92(3), 339-343.
- Saborío, J., Gómez Tremari, R., Muro, J., Girault, P. (1970). “Problemas de cimentación en Guadalajara”, *Memorias V Reunión Nacional Mec. Suelos*, Publicación SMMS, México, Tomo I.
- Salgado, R.; Bandini, P.; Karim, A. (2000) Shear strength and stiffness of silty sand. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 126, 451–462.
- Salva Ramirez, M. (2020). *Advanced Sediment Characterization (Doctoral dissertation)*. King Abdullah University of Science and Technology.
- Santamarina, J. C., Klein, K. A., Wang, Y. H., & Prencke, E. (2002). Specific surface: determination and relevance. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(1), 233-241.
- Schmitz, R.M., Schroeder, C., Charlier, R., (2004). Chemo-mechanical interactions in clay: a correlation between clay mineralogy and Atterberg limits. *Appl. Clay Sci.* 26, 351–358.
- Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (2013). “Informe de la situación del medio ambiente en México”, *Compendio de Estadísticas Ambientales. Indicadores clave y de desempeño ambiental*, Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales, México D.F.
- Seed, H. B., Woodward, R. J. & Lundgren, R. (1964). Fundamental aspects of the Atterberg limits. *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE* 90, No. SM6, 75–105.

Selig, E.; Ladd, R. (1973) Evaluation of Relative Density Measurements and Applications: Evaluation of Relative Density and Its Role in Geotechnical Projects Involving Cohesionless Soils; ASTM International: West Conshohocken, PA, USA.

Sherwood, P. T. (1958). Effect of sulfates on cement-stabilized clay. Highway Research Board Bulletin, (198).

Shimobe, S., 2010. Determination of index properties and undrained shear strength of soils using the fall-cone test. In: 7th International Symposium on Lowland Technology, pp. 16–18.

Šinkovičová, M., Igaz, D., Kondrlová, E., & Jarošová, M. (2017). Soil particle size analysis by laser diffractometry: Result comparison with pipette method. In IOP Conference Series: Materials Science and Engineering (Vol. 245, No. 7, p. 072025). IOP Publishing.

Skempton, A. W., & Jones, O. T. (1944). Notes on the compressibility of clays. Quarterly Journal of the Geological Society, 100(1-4), 119-135.

Sridharan, A., (1991). "Engineering Behaviour of Fine Grained Soils---A Fundamental Approach," Indian Geotechnical Journal. Vol. 21, No. I, pp. 1-136.

Sridharan, A., & Prakash, K. (1985). Improved rectangular hyperbola method for the determination of coefficient of consolidation. Geotechnical Testing Journal, 8(1), 37-40.

Sridharan, A., Rao, S. M., & Murthy, N. S. (1986). Liquid limit of montmorillonite soils. ASTM geotechnical testing journal, 9(3).

Sridharan, A., Rao, S. M., & Murthy, N. S. (1988). Liquid limit of kaolinitic soils. Geotechnique, 38(2), 191-198.

Sridharan, A., & Prakash, K. (1998). Liquid limits and fall cones: Discussion. Canadian geotechnical journal, 35(2), 407-408.

Sridharan, A., & Prakash, K. (2000). Percussion and cone methods of determining the liquid limit of soils: controlling mechanisms. Geotechnical Testing Journal, 23(2), 236-244.

Sridharan, A., & Nagaraj, H. B. (2005). Hydraulic conductivity of remolded fine-grained soils versus index properties. *Geotechnical & Geological Engineering*, 23, 43-60.

Stanley, D. J. (1978). Pumice gravels in the Riviere Claire, Martinique: selective sorting by fluvial processes. *Sedimentary Geology*, 21(3), 161-168.

Strawn, D.G., Bohn, H.L., O'Connor, G.A., (2015). *Soil chemistry*. John Wiley & Sons.

Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley & Sons.

Tadepalli, R., Rahardjo, H. & Fredlund, D.G. 1992. Measurement of Matric suction and volume changes during inundation of collapsible soils. *Geotechnical Testing Journal*, 15: 115-122.

To, H. D., Galindo Torres, S. A., & Scheuermann, A. (2015). Primary fabric fraction analysis of granular soils. *Acta Geotechnica*, 10, 375-387.

Topcu, M. (2011) Investigation of the Effect of Grain Size of Fine Grained Soils on Consistency Limits. Master Thesis. Graduate School of Natural and Applied Sciences. Ankara University, Turkey.

Torres García, J. d. J. (2005) Estudio de Fatiga de Expansión en Suelos Arcillosos. Tesis de Maestría. Universidad Autónoma de Querétaro.

Vaid, Y.P., Negussey, D., (1984). Relative density of pluviated sand samples. *Soils and Foundations*, Vol. 24, No. 2, pp. 101 - 105.

Vargas Del Rio, D., & Ochoa González, G. H. (2014). Correlación entre ángulo de fricción interna y peso volumétrico seco para las arenas pumíticas de la zona metropolitana de Guadalajara. XXVII Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (SMIG).

Vázquez, Ana Karina (2022) Denuncian a inmobiliaria por daños en viviendas. Diario de Querétaro <https://www.diariodequeretaro.com.mx/local/denuncian-a-inmobiliaria-por-danos-en-viviendas-8537421.html>

Vázquez Borges, D (2002) Estudio en Modelo y Ensayes de Carga de Pilotes para Suelos Expansivos. Tesis de Maestría. Universidad Autónoma de Querétaro.

Venkatappa Rao, G., 1972, "Physico-Chemical Mechanisms Controlling Volume Change and Shear Behaviour of Clays," Ph.D. thesis, Indian Institute of Science, Bangalore, India.

Verdín Montes, C. I. (2018) Modelación de Suelos Expansivos Mediante Esfuerzos Efectivos. Tesis de Maestría. Universidad Autónoma de Querétaro.

Verdín Reyes, B. A. (2022). Aplicación experimental de estructuras pétreas porosas para disminuir la expansión de suelos. Tesis de Maestría. Departamento de Investigación y Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Querétaro.

Waterways Experiment Station (WES) (1960). The Unified Soil Classification System. Technical Memorandum No. 3-357. Vicksburg, MS: U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station

Warkentin, B. P. (1961). Interpretation of the upper plastic limit of clays. *Nature*, 190, 287-288.

Warkentin, B. P., & Yong, R. N. (1962). Shear strength of montmorillonite and kaolinite related to interparticle forces. In *Clays and clay minerals* (pp. 210-218). Pergamon.

Wesley, L. D. (2010). *Geotechnical engineering in residual soils*. John Wiley & Sons.

Wesley, L. D., Meyer, V. M., Pranjoto, S., Pender, M., Larkin, T., & Duske, G. C. (1999). Engineering properties of a pumice sand. In *Proceedings of the 8th Australian New Zealand Conference on Geomechanics: Consolidating Knowledge* (pp. 901-907).

White, W. A. (1949). Atterberg plastic limits of clay minerals. *American Mineralogist: Journal of Earth and Planetary Materials*, 34(7-8), 508-512.

Whitham, A. G., & Sparks, R. S. J. (1986). Pumice. *Bulletin of Volcanology*, 48, 209-223.

Wolfram Alpha LLC. (2016) Wolfram|Alpha.
<https://www.wolframalpha.com/input?i=%2412%2C046%2C098%2C418.28&assumption=>

Unit Clash+-3E+7B%24%2C+7B%22USDollars%7D%7D
(Consultado el 11 Enero 2023).

Woorward-Clyde and Associates (1967) A review paper on expansive clay soils. V.1: Los Angeles, CA., Portland Cement Association, 134 p.

Wroth, C. P. (1979). “Correlation of some engineering properties of soils.” 2nd Int. Conf. on Boss, Imperial College, London, 121–132.

Yılmaz, I. (2000). Evaluation of shear strength of clayey soils by using their liquidity index. *Bulletin of engineering Geology and the Environment*, 59, 227-229.

Yoshimi, Y., Hatanaka, M. (1973) “In-situ density measurement of a loose saturated sand deposit” *Proceedings of the 10th Symposium of Disaster Science*, pp. 341-342 (In Japanese).

Youd, T. L. (1973). Factors controlling maximum and minimum densities of sands. *Evaluation of Relative Denisty and Its Role in Geotechnical Projects Involving Cohesionless Soils*, 98.

Yukselen, Y., & Kaya, A. (2008). Suitability of the methylene blue test for surface area, cation exchange capacity and swell potential determination of clayey soils. *Engineering Geology*, 102(1-2), 38-45.

Zamudio, P. E., Mayoral, P. A., & Bueno, J. L. R. (2004). Comportamiento triaxial cíclico de arenas pumíticas superficiales típicas del subsuelo de la ZMG. XXII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos.

Zamudio Zavala, P., Mayoral Ruiz, P., & Gómez Mora, I. (2019). Modelo de Profundidad a la Roca Basal de la Zona Metropolitana de Guadalajara (ZMG). XXII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica

Zamudio Zavala, P. E., Gómez Mora, I., & Ruiz, M. Espesor de los depósitos de suelo del Área Metropolitana de Guadalajara (AMG). *Memorias XXX Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*, Publicación SMIG, Guadalajara, Jalisco, México.

Zamudio-Zavala, P., Vargas-DelRío, D., & Ochoa-González, G. H. (2016). Correlación entre propiedades mecánicas y propiedades físicas en suelos pumíticos no saturados. Memorias XXVIII Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica, Publicación SMIG, Guadalajara, Jalisco, México.

Zamudio. P.E., Ochoa. G. H. y Vargas. D. (2018). “Correspondencia entre propiedades índice vs mecánicas y permeabilidad en arenas limosas”, Memorias XXIX Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica, Publicación SMIG, León, Guanajuato, México.

Zepeda Garrido, J. A., & Castañeda, A. H. (1992). Distribución de suelos expansivos en la República Mexicana. Curso Internacional de Mecánica de Suelos Arcillosos.

Zepeda, J. A. (2004). Mecánica de suelos no saturados. Soc. Mex. Mecánica Suelos, AC, Univ. Autónoma Querétaro, 34-37

Zha, F., Liu, S., Du, Y., & Cui, K. (2008). Behavior of expansive soils stabilized with fly ash. *Natural hazards*, 47, 509-523.

Zhang, X., Baudet, B. A., & Yao, T. (2020). The influence of particle shape and mineralogy on the particle strength, breakage and compressibility. *International Journal of Geo-Engineering*, 11, 1-10.

Zhang, Z.F.; Ward, A.L.; Keller, J.M. (2011) Determining the porosity and saturated hydraulic conductivity of binary mixtures. *Vadose Zone J.* 10, 313–321.

Zheng, J., & Hryciw, R. D. (2015). Traditional soil particle sphericity, roundness and surface roughness by computational geometry. *Géotechnique*, 65(6), 494-506.

Zuo, L., & Baudet, B. A. (2016). The effect of fines on the small-strain stiffness of sand-non plastic fines mixtures. *Japanese Geotechnical Society Special Publication*, 2(16), 610-614.

ANEXO I: PRUEBAS DE LABORATORIO

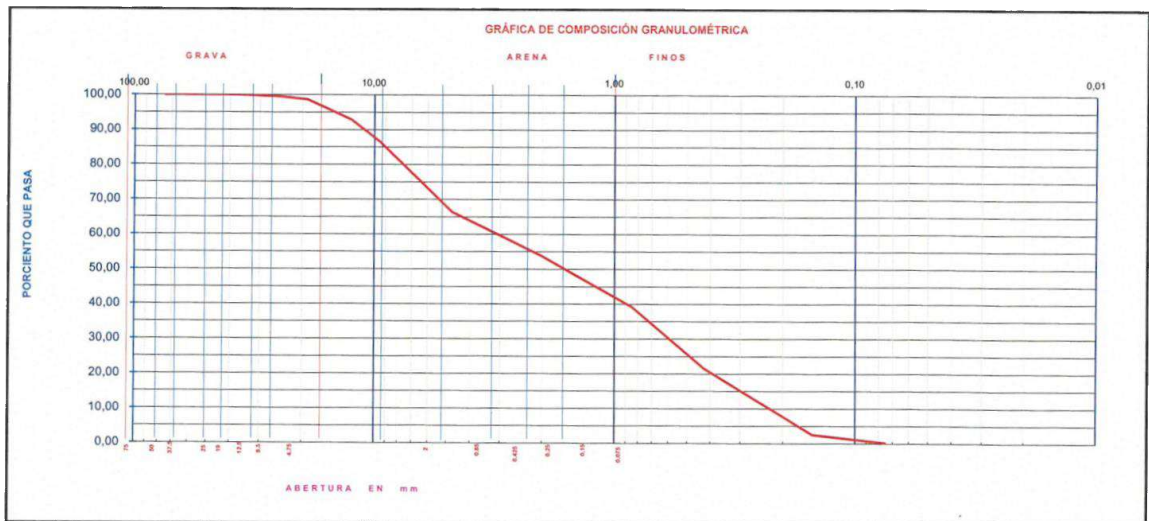
Suelos de Mezcla Ternaria

Determinación de granulometría

Fecha: 30/08/2022

Malla (mm)	Retenido parcial (gr)	Porcentaje retenido (%)	Porcentaje que pasa (%)
75.00	0.00	0.00	100.00
50.00	0.00	0.00	100.00
37.50	0.00	0.00	100.00
25.00	34.00	0.47	99.53
19.00	62.00	0.86	98.66
12.50	414.00	5.76	92.90
9.50	456.00	6.35	86.56
4.75	1,444.00	20.00	66.46
Pasa 4.75	4,775.00	66.46	
Suma	7,185.00	100.00	

Malla (mm)	Retenido parcial (gr)	Porcentaje retenido (%)	Porcentaje que pasa (%)
2.000	45.6	12.7	53.74
0.850	51.8	14.5	39.28
0.425	63.2	17.6	21.65
0.250	34.9	9.7	11.91
0.150	33.6	9.4	2.54
0.075	8.4	2.3	0.20
Pasa 0.075	0.7	0.2	
Suma	238.2	66.5	



Suelos de Mezcla Ternaria

Determinación de granulometría

Fecha: 30/08/2022

Tamaño máximo de agregado: 37.5 mm

N° de molde		CH-11
Masa inicial (g) (m_{mi})		5128
Abertura (mm)	Designación	Retenido (g)
75.0	3"	0.0
50.0	2"	0.0
37.5	1 1/2"	0.0
25.0	1"	124
19.0	3/4"	238
12.5	1/2"	902
9.5	3/8"	818
4.75	N°4	3046
Pasan N° 4		0.0
Masa final (g) (m_{mf})		5128
$\% = \left(\frac{m_{mi} - m_{mf}}{m_{mi}} \right) (100) = (\leq 0.3\%)$		0.0

N° de molde		H463
Masa inicial (g) (m_{mi})		231.8
Abertura (mm)	Designación	Retenido (g)
2.0	N° 10	68.9
0.85	N° 20	51.6
0.425	N° 40	55.4
0.25	N° 60	28.9
0.15	N° 100	23.6
0.075	N° 200	3.4
Pasan N° 200		0.0
Masa final (g) (m_{mf})		231.8
$\% = \left(\frac{m_{mi} - m_{mf}}{m_{mi}} \right) (100) = (\leq 0.3\%)$		0.0

Suelos de Mezcla Ternaria

Masa volumétrica de la fracción de gravas

Fecha: 18/10/2022

Método de mesa vibratoria – ASTM D4253 & ASTM D4254

Diámetro interior del molde (D): 27.9 cm

Altura interior del molde (h): 22.9 cm

$$V (cm^3) = \frac{\pi(D(cm))^2}{4} \times h (cm); \quad V (m^3) = V(cm^3) \times \frac{1 m^3}{1 \times 10^6 cm^3}$$

Volumen del contenedor (V): 0.01418 m³

Masa en estado suelto (Ms): 6.11 kg

$$PVSS (kg/m^3) = \frac{M_s(kg)}{V (m^3)}$$

Peso volumétrico seco suelto (PVSS): 431 kg/m³

Aplicación de vibrado: 8 min ± 1,4 min a 60 Hz

Altura de la muestra seca compactada (h_{sc}): 12.52 cm

$$V_{sc} (cm^3) = \frac{\pi(D(cm))^2}{4} \times h_{sc} (cm); \quad V_{sc} (m^3) = V_{sc}(cm^3) \times \frac{1 m^3}{1 \times 10^6 cm^3}$$

Volumen de la muestra seca después de compactación (V_{sc}): 0.007647 m³

$$PVSC (kg/m^3) = \frac{M_s(kg)}{V_{sc} (m^3)}$$

Peso volumétrico seco compactado (PVSC): 799 kg/m³

Saturación del material con agua destilada

Peso volumétrico húmedo compactado (PVHC): 808 kg/m³

Contenido de agua de la muestra (ω): 38.1%

Suelos de Mezcla Ternaria

Masa volumétrica de la fracción de arenas

Fecha: 19/10/2022

Método de mesa vibratoria – ASTM D4253 & ASTM D4254

Diámetro interior del molde (D): 27.9 cm

Altura interior del molde (h): 22.9 cm

$$V (cm^3) = \frac{\pi(D(cm))^2}{4} \times h (cm); \quad V (m^3) = V(cm^3) \times \frac{1 m^3}{1 \times 10^6 cm^3}$$

Volumen del contenedor (V): 0.01418 m³

Masa en estado suelto (Ms): 10.52 kg

$$PVSS (kg/m^3) = \frac{M_s(kg)}{V (m^3)}$$

Peso volumétrico seco suelto (PVSS): 742 kg/m³

Aplicación de vibrado: 8 min ± 1,4 min a 60 Hz

Altura de la muestra seca compactada (hsc): 22.57 cm

$$V_{sc} (cm^3) = \frac{\pi(D(cm))^2}{4} \times h_{sc} (cm); \quad V_{sc} (m^3) = V_{sc}(cm^3) \times \frac{1 m^3}{1 \times 10^6 cm^3}$$

Volumen de la muestra seca después de compactación (Vsc): 0.0138 m³

$$PVSC (kg/m^3) = \frac{M_s(kg)}{V_{sc} (m^3)}$$

Peso volumétrico seco compactado (PVSC): 763 kg/m³

Saturación del material con agua destilada

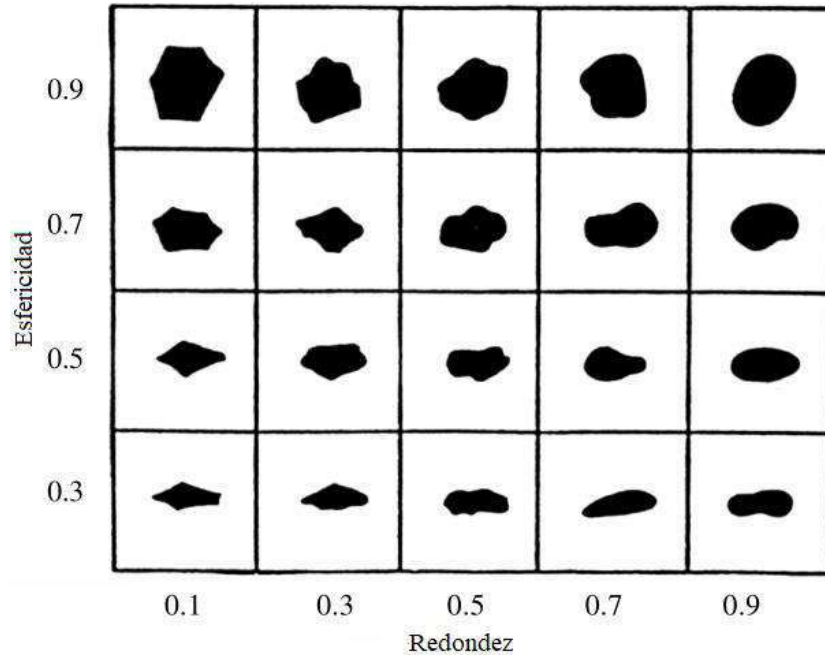
Peso volumétrico húmedo compactado (PVHC): 779 kg/m³

Contenido de agua de la muestra (ω): 37.7%

Suelos de Mezcla Ternaria

Determinación de redondez y esfericidad de las partículas de la fracción de grava Fecha: 03/04/2023

Referencia de redondez y esfericidad (Krumbein y Sloss, 1963).



Conteo de partículas (n = 8)						
Tamaño de partícula	50 mm	Redondez				
		0.1	0.3	0.5	0.7	0.9
Esfericidad	0.3	0	0	0	0	0
	0.5	0	1	0	0	0
	0.7	3	2	1	1	0
	0.9	0	0	0	0	0

Conteo de partículas (n = 2)						
Tamaño de partícula	37.5 mm	Redondez				
		0.1	0.3	0.5	0.7	0.9
Esfericidad	0.3	0	0	0	0	0
	0.5	0	0	0	0	0
	0.7	0	1	0	0	0
	0.9	1	0	0	0	0

Conteo de partículas (n = 104)						
Tamaño de partícula	25 mm	Redondez				
		0.1	0.3	0.5	0.7	0.9
Esfericidad	0.3	0	0	0	0	0
	0.5	0	2	3	0	0
	0.7	0	23	19	0	0
	0.9	0	30	23	4	0

Suelos de Mezcla Ternaria

Determinación de redondez y esfericidad de las partículas de la fracción de arenas Fecha: 03/04/2023

Referencia de redondez y esfericidad (Krumbein y Sloss, 1963).

Conteo de partículas (n = 275)						
Tamaño de partícula	19 mm	Redondez				
		0.1	0.3	0.5	0.7	0.9
Esfericidad	0.3	0	0	0	0	0
	0.5	0	0	53	1	0
	0.7	0	16	88	20	0
	0.9	0	62	0	34	1

Conteo de partículas (n = 180)						
Tamaño de partícula	12.5 mm	Redondez				
		0.1	0.3	0.5	0.7	0.9
Esfericidad	0.3	0	0	0	0	0
	0.5	0	2	1	0	0
	0.7	0	14	58	28	0
	0.9	0	14	48	14	1

Conteo de partículas (n = 180)						
Tamaño de partícula	9.5 mm	Redondez				
		0.1	0.3	0.5	0.7	0.9
Esfericidad	0.3	0	0	1	1	0
	0.5	0	3	9	6	0
	0.7	0	19	47	16	1
	0.9	0	15	37	24	1

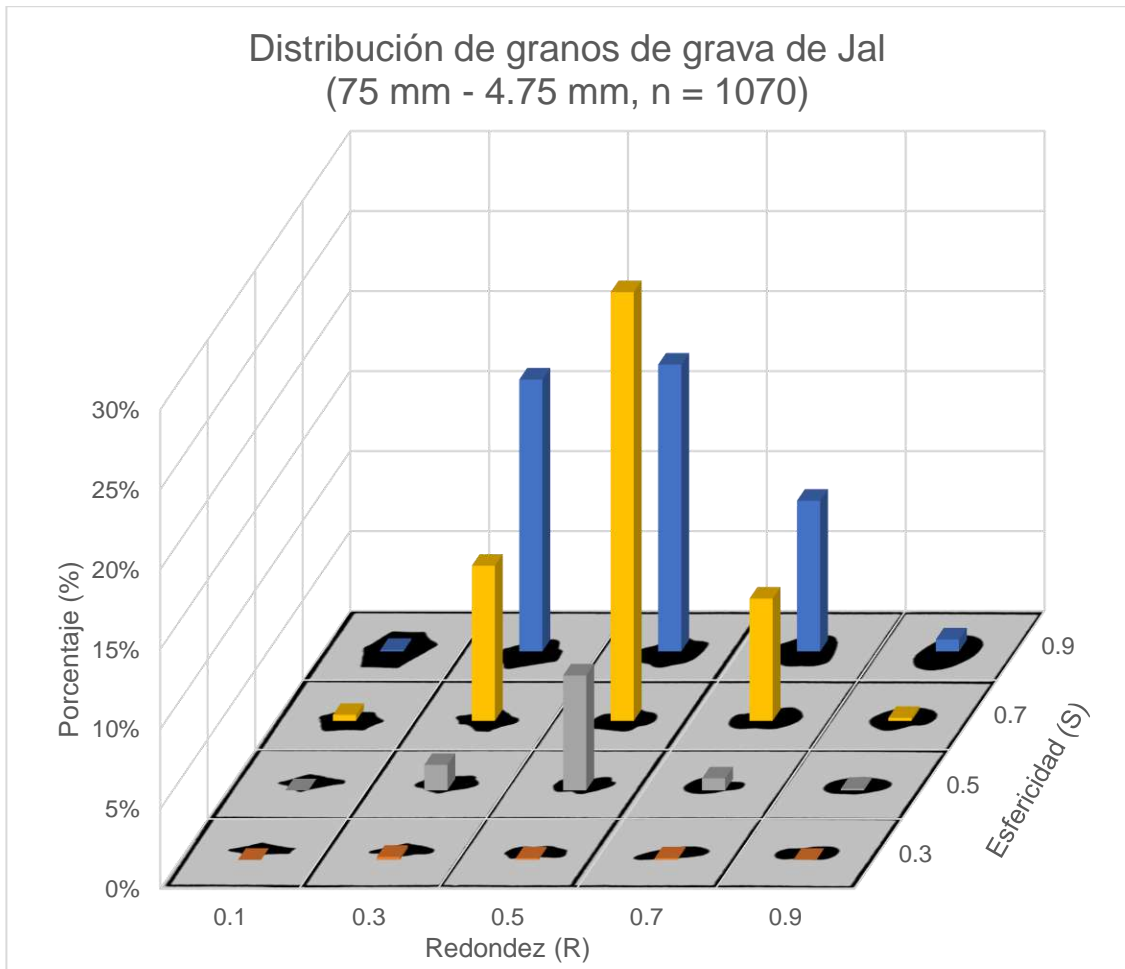
Conteo de partículas (n = 194)						
Tamaño de partícula	6.3 mm	Redondez				
		0.1	0.3	0.5	0.7	0.9
Esfericidad	0.3	0	1	0	0	0
	0.5	0	7	7	1	1
	0.7	0	15	39	12	1
	0.9	0	38	54	16	2

Conteo de partículas (n = 127)						
Tamaño de partícula	4.75 mm	Redondez				
		0.1	0.3	0.5	0.7	0.9
Esfericidad	0.3	0	1	0	0	0
	0.5	0	2	4	0	0
	0.7	1	14	35	5	0
	0.9	0	23	30	9	3

Suma total

Conteo de partículas (n = 1070)						
Tamaño de partícula	50 - 4.75 mm	Redondez				
		0.1	0.3	0.5	0.7	0.9
Esfericidad	0.3	0	2	1	1	0
	0.5	0	17	77	8	1
	0.7	4	104	287	82	2
	0.9	1	182	192	101	8

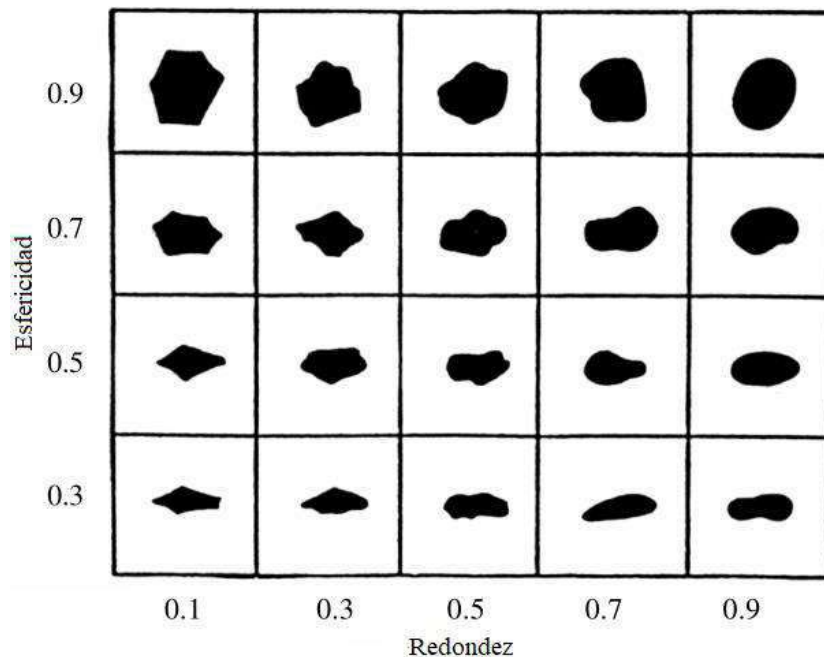
Porcentajes						
Tamaño de partícula	50 - 4.75 mm	Redondez				
		0.1	0.3	0.5	0.7	0.9
Esfericidad	0.3	0.0%	0.2%	0.1%	0.1%	0.0%
	0.5	0.0%	1.6%	7.2%	0.7%	0.1%
	0.7	0.4%	9.7%	26.8%	7.7%	0.2%
	0.9	0.1%	17.0%	17.9%	9.4%	0.7%



Suelos de Mezcla Ternaria

Determinación de redondez y esfericidad de las partículas de la fracción de arenas Fecha: 03/04/2023

Referencia de redondez y esfericidad (Krumbein y Sloss, 1963).



Conteo de partículas (n = 170)						
Tamaño de partícula	2 mm	Redondez				
		0.1	0.3	0.5	0.7	0.9
Esfericidad	0.3	0	0	0	0	0
	0.5	0	6	2	0	0
	0.7	8	15	38	1	2
	0.9	2	35	52	7	2

Conteo de partículas (n = 164)						
Tamaño de partícula	0.85 mm	Redondez				
		0.1	0.3	0.5	0.7	0.9
Esfericidad	0.3	1	0	3	0	0
	0.5	0	11	3	0	0
	0.7	15	26	38	0	0
	0.9	3	31	33	0	0

Conteo de partículas (n = 166)						
Tamaño de partícula	0.425 mm	Redondez				
		0.1	0.3	0.5	0.7	0.9
Esfericidad	0.3	3	0	4	0	0
	0.5	0	13	3	0	0
	0.7	20	28	25	0	0
	0.9	6	43	21	0	0
	0.9	3	0	4	0	0

Suelos de Mezcla Ternaria

Determinación de redondez y esfericidad de las partículas de la fracción de arenas Fecha: 03/04/2023

Referencia de redondez y esfericidad (Krumbein y Sloss, 1963).

Conteo de partículas (n = 165)						
Tamaño de partícula	0.25 mm	Redondez				
		0.1	0.3	0.5	0.7	0.9
Esfericidad	0.3	9	1	7	0	0
	0.5	4	12	2	0	0
	0.7	34	26	15	0	0
	0.9	14	34	7	0	0

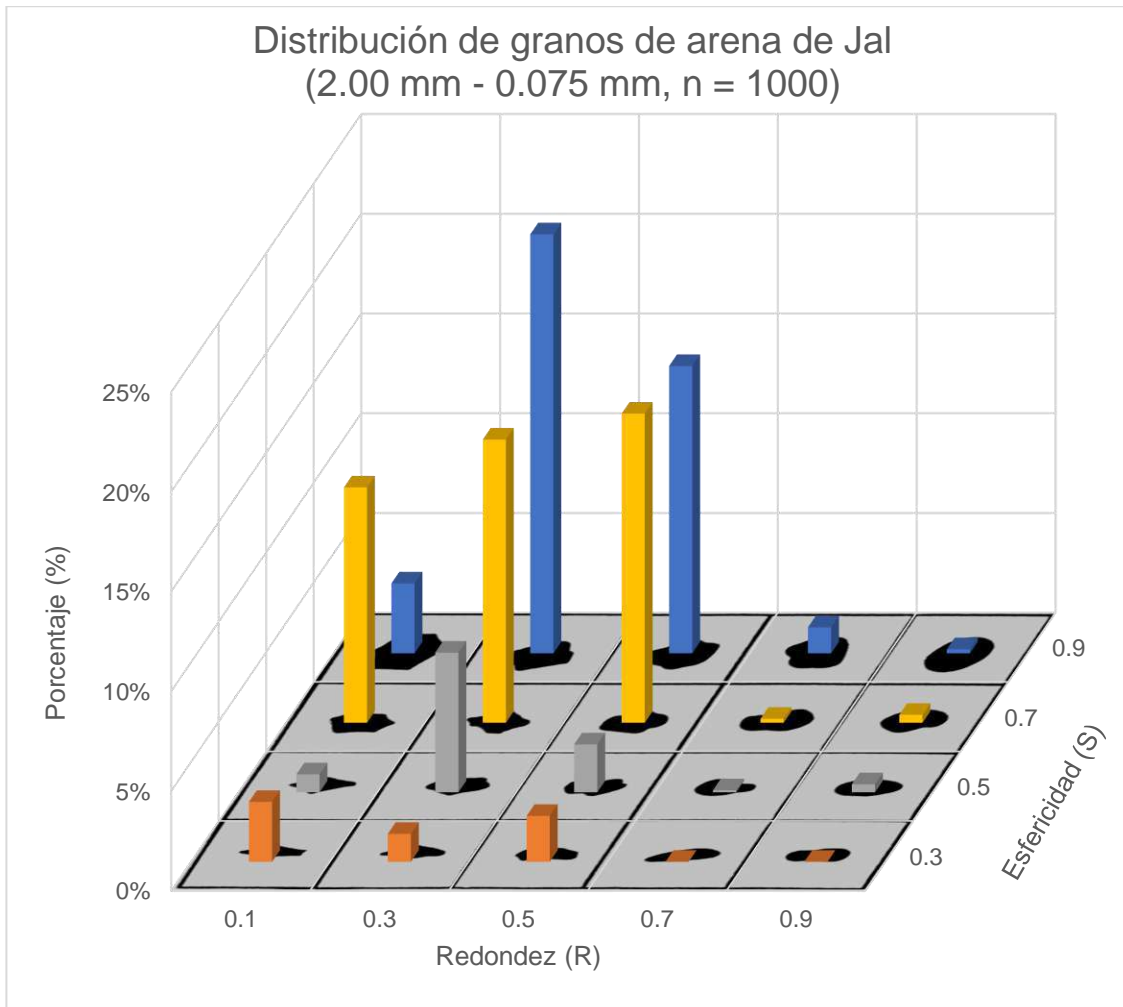
Conteo de partículas (n = 170)						
Tamaño de partícula	0.15 mm	Redondez				
		0.1	0.3	0.5	0.7	0.9
Esfericidad	0.3	5	6	3	0	0
	0.5	0	13	6	0	0
	0.7	20	28	24	0	1
	0.9	7	37	18	2	0

Conteo de partículas (n = 165)						
Tamaño de partícula	0.075 mm	Redondez				
		0.1	0.3	0.5	0.7	0.9
Esfericidad	0.3	12	7	6	0	0
	0.5	5	15	8	1	4
	0.7	21	19	15	1	1
	0.9	3	30	13	4	0

Suma total

Conteo de partículas (n = 1000)						
Tamaño de partícula	50 - 4.75 mm	Redondez				
		0.1	0.3	0.5	0.7	0.9
Esfericidad	0.3	30	14	23	0	0
	0.5	9	70	24	1	4
	0.7	118	142	155	2	4
	0.9	35	210	144	13	2

Porcentajes						
Tamaño de partícula	50 - 4.75 mm	Redondez				
		0.1	0.3	0.5	0.7	0.9
Esfericidad	0.3	3.0%	1.4%	2.3%	0.0%	0.0%
	0.5	0.9%	7.0%	2.4%	0.1%	0.4%
	0.7	11.8%	14.2%	15.5%	0.2%	0.4%
	0.9	3.5%	21.0%	14.4%	1.3%	0.2%



Suelos de Mezcla Ternaria

Determinación límite líquido mediante diferentes fluidos

Fecha: 12/04/2022

Fracción fina de mezcla ternaria							
Agua desionizada							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wmh	Wt + Wms	Wms	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
698	12.08	33.95	29.04	16.96	4.91	28.95	8.58
115	11.27	32.9	27.16	15.89	5.74	36.12	17.55
133	11.18	31.67	25.84	14.66	5.83	39.77	24.57
258	12.75	41.87	34.07	21.32	7.8	36.59	20.58
Límite líquido (%)						37	

Fracción fina de mezcla ternaria							
Keroseno							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wmh	Wt + Wms	Wms	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
671	12.27	32.54	29.48	17.21	3.06	17.78	16.83
73	10.59	31.24	26.32	15.73	4.92	31.28	19.79
266	12.97	33.59	27.93	14.96	5.66	37.83	38.05
968	12.71	33.57	28.03	15.32	5.54	36.16	28.15
Límite líquido (%)						32	

Fracción fina de mezcla ternaria							
Agua salina							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wmh	Wt + Wms	Wms	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
633	11.93	32.00	27.20	15.27	4.8	31.43	11.15
122	11.31	33.13	27.205	15.94	5.88	36.89	32.7
925	12.52	33.24	27.8	15.28	5.44	35.60	21.54
103	11.51	41.13	32.49	20.98	8.64	41.18	39.66
Límite líquido (%)						34	

Suelo Arcilla Expansiva

Determinación de densidad de sólidos

Fecha: 15/03/2023

Calibración de matraz

Peso de matraz a 22°C: 199.9 gr

Peso de matraz + Agua destilada a 22°C: 523.0 gr

Peso de matraz + Agua destilada + Aforado a 42.5°C: 693.0 gr

Peso (gr)	Medición Temperatura 1 (°C)	Medición Temperatura 2 (°C)
693.0	42.5	41.0
693.8	38.0	38.0
694.7	34.5	34.0
695.5	28.5	28.0
696.0	26.0	26.5
696.3	23.5	23.0
696.5	22.0	22.0
696.5	21.0	21.0
Pendiente m	-0.1655	
Intersección b	700.17	
Modelo lineal y = mx+b	y = 0.1665x + 700.17	

Arcilla en condición natural

Peso de material (Wsuelo): 50 gr

Peso de matraz (Wmat): 199.99 gr

Peso de matraz a 18°C (WmatTemp): 697.19 gr

Peso de matraz + Agua destilada (Wmat+Ww): 416.1 gr

Peso de matraz + Agua destilada + Material (Wmat+Ww+Wsuelo): 629.4 gr

Peso de matraz + Agua destilada + Material + Aforado (Wmat+Ww+Wsuelo+Aforo): 726.1 gr

$$G_s = \frac{W_{suelo}}{W_{suelo} - (W_{mat} + W_w + W_{suelo} + Aforo) + W_{matTemp}}$$

Densidad de suelos (Gs): 2.36

Arcilla + 3% cal

Peso de material (Wsuelo):	50 gr
Peso de matraz (Wmat):	199.99 gr
Peso de matraz a 19°C (WmatTemp):	697.03 gr
Peso de matraz + Agua destilada (Wmat+Ww):	410.1 gr
Peso de matraz + Agua destilada + Material (Wmat+Ww+Wsuelo):	679.9 gr
Peso de matraz + Agua destilada + Material + Aforado (Wmat+Ww+Wsuelo+Aforo):	728.6 gr

$$G_s = \frac{W_{suelo}}{W_{suelo} - (W_{mat} + W_w + W_{suelo} + Aforo) + W_{matTemp}}$$

Densidad de suelos (Gs):	2.70
---------------------------------	------

Arcilla + 5% cal

Peso de material (Wsuelo):	50 gr
Peso de matraz (Wmat):	199.99 gr
Peso de matraz a 21.5°C (WmatTemp):	696.61 gr
Peso de matraz + Agua destilada (Wmat+Ww):	353.0 gr
Peso de matraz + Agua destilada + Material (Wmat+Ww+Wsuelo):	570.3 gr
Peso de matraz + Agua destilada + Material + Aforado (Wmat+Ww+Wsuelo+Aforo):	727.5 gr

$$G_s = \frac{W_{suelo}}{W_{suelo} - (W_{mat} + W_w + W_{suelo} + Aforo) + W_{matTemp}}$$

Densidad de suelos (Gs):	2.60
---------------------------------	------

Suelo Arcilla Expansiva

Determinación granulometría de fracción fina

Fecha: 28/05/2023

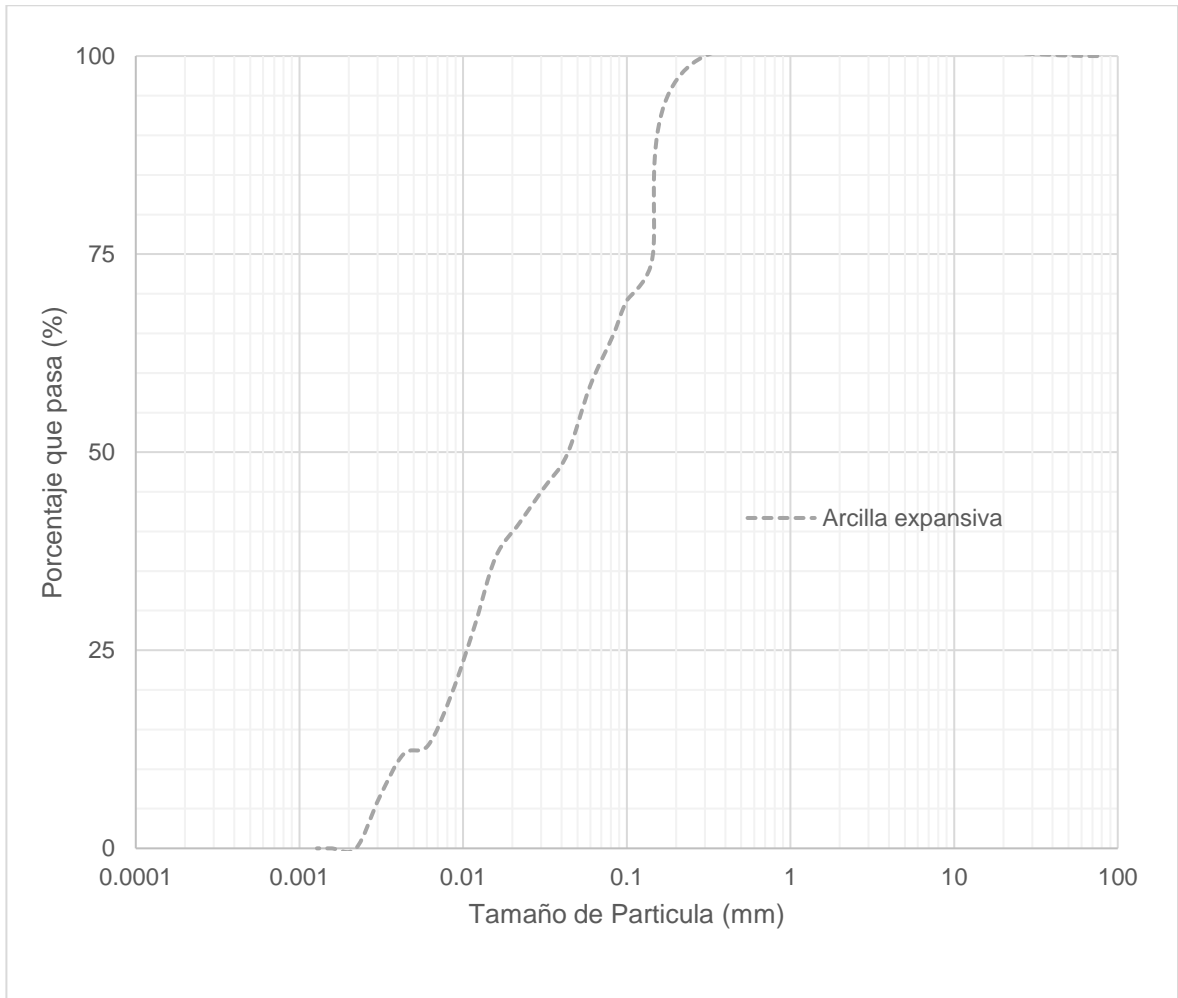
Tiempo transcurrido T (min)	Lectura del hidrómetro rm	Temp (°C)	Corrección rd,m	Profundidad efectiva, Hm (cm)	D (mm)	Masa de porcentaje fino, Nm (%)
0	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
0.1	45	20	11	7	0.1398	73.467
0.2	43	20	11	7	0.1001	69.145
0.3	41	20	11	8	0.0828	64.824
0.5	38	20	11	8	0.0596	58.341
1	34	20	11	8	0.0432	49.698
2	32	20	11	8	0.0309	45.377
4	30	20	11	9	0.0221	41.055
8	28	20	11	9	0.0158	36.733
15	24	20	11	9	0.0118	28.090
30	20	20	11	10	0.0085	19.447
60	17	20	11	10	0.0061	12.965
120	16.5	20	11	10	0.0043	11.884
240	14	20	11	10	0.0031	6.482
480	11	20	11	10	0.0022	0.000
960	11	20	11	10	0.0016	0.000
1440	11	20	11	10	0.0013	0.000

Corrección por menisco	0.1
Volumen del hidrómetro, Vhb	61.155
Sección transversal del cilindro de sedimentación, Ac	78.54
Longitud de extremo superior a medida 0, Hr2	6.181
Longitud de extremo inferior a medida 60, Hr1	12.362
Medida inferior, r2	60
Medida superior, r1	-5

Suelo Arcilla Expansiva

Determinación granulometría de fracción fina

Fecha: 28/05/2023



Suelo Arcilla Expansiva

Determinación límite líquido mediante diferentes fluidos

Fecha: 06/01/2023

Arcilla en condiciones naturales							
Agua desionizada (1ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
1	25.74	41.94	35.53	9.79	6.41	65.47	11.88
26	19.42	30.94	25.97	6.55	4.97	75.88	18.43
4	25.73	46	36.46	10.73	9.54	88.91	25.03
8	25.76	48.35	37.05	11.29	11.3	100.09	29.27
5	23.95	54	38.16	14.21	15.84	111.47	34.07
Límite líquido (%)					80		

Arcilla en condiciones naturales							
Agua desionizada (2da Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
1	25.74	35.86	32.3	6.56	3.56	54.27	18.3
12	25.58	34.33	31.1	5.52	3.23	58.51	22.53
5	25.95	36.57	32.52	6.57	4.05	61.64	24.2
26	19.13	27.69	24.37	5.24	3.32	63.36	25.52
8	25.76	37.94	33.07	7.31	4.87	66.62	28.24
Límite líquido (%)					56		

Arcilla en condiciones naturales							
Agua desionizada (3ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
14	18.64	31.45	26.61	7.97	4.84	60.73	12.89
12	25.58	39.53	33.97	8.39	5.56	66.27	20.83
9	25.5	40.54	34.47	8.97	6.07	67.67	25.47
26	19.13	38.49	30.15	11.02	8.34	75.68	37.47
Límite líquido (%)					66		

$$\text{Contenido de agua, W\%: } W\% = \frac{W_w}{W_{ms}}$$

$$\text{Agua, Ww: } W_w = (W_t + W_{mh}) - (W_t + W_{ms})$$

$$\text{Peso del material, Wms: } W_{ms} = (W_t + W_{ms}) - W_t$$

Suelo Arcilla Expansiva

Determinación límite líquido mediante diferentes fluidos

Fecha: 06/01/2023

Arcilla + 3% cal							
Agua desionizada (1ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
36	21.21	30.98	27.18	5.97	3.8	63.65	16.06
34	21.17	35.67	29.98	8.81	5.69	64.59	19.44
37	21.17	39.81	32.22	11.05	7.59	68.69	26.03
29	18	32.17	26.27	8.27	5.9	71.34	31.3
20	18.92	27.72	24	5.08	3.72	73.23	34.99
Límite líquido (%)						65	

Arcilla + 3% cal							
Agua desionizada (2da Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
14	18.64	27.9	24.28	5.64	3.62	64.18	15.87
4	25.73	35.64	31.64	5.91	4	67.68	23.11
3	25.72	38.68	33.32	7.6	5.36	70.53	27.61
9	25.5	38	32.73	7.23	5.27	72.89	36.62
Límite líquido (%)						65	

Arcilla + 3% cal							
Agua desionizada (3ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
8	25.76	38.45	33.63	7.87	4.82	61.25	11.98
5	25.95	38.23	33.27	7.32	4.96	67.76	23.09
13	18.56	36.62	29.08	10.52	7.54	71.67	30.75
3	25.72	43.2	35.87	10.15	7.33	72.22	34.06
Límite líquido (%)						66	

Contenido de agua, W%: $W\% = \frac{W_w}{W_{ms}}$

Agua, W_w: $W_w = (W_t + W_{mh}) - (W_t + W_{ms})$

Peso del material, W_{ms}: $W_{ms} = (W_t + W_{ms}) - W_t$

Suelo Arcilla Expansiva

Determinación límite líquido mediante diferentes fluidos

Fecha: 06/01/2023

Arcilla + 5% cal							
Agua desionizada (1ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
28	18.19	30.51	26.07	7.88	4.44	56.35	17.38
19	18.62	31.85	26.98	8.36	4.87	58.25	21.49
17	18.61	38.31	30.74	12.13	7.57	62.41	26.36
18	18.61	37.32	30.08	11.47	7.24	63.12	28.55
Límite líquido (%)						58	

Arcilla + 5% cal							
Agua desionizada (2da Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
15	19.46	34.26	28.59	9.13	5.67	62.10	17.44
13	18.56	32.44	27	8.44	5.44	64.45	23.09
2	17	33.52	26.95	9.95	6.57	66.03	26.83
18	16.86	33.18	26.62	9.76	6.56	67.21	30.16
Límite líquido (%)						63	

Arcilla + 5% cal							
Agua desionizada (3ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
39	21.13	31.97	27.64	6.51	4.33	66.51	14.82
32	21.2	34.89	29.26	8.06	5.63	69.85	22.9
41	21.23	34.9	29.19	7.96	5.71	71.73	27.42
37	21.17	33.73	28.44	7.27	5.29	72.76	30.15
Límite líquido (%)						68.5	

Contenido de agua, W%: $W\% = \frac{W_w}{W_{ms}}$

Agua, W_w: $W_w = (W_t + W_{mh}) - (W_t + W_{ms})$

Peso del material, W_{ms}: $W_{ms} = (W_t + W_{ms}) - W_t$

Suelo Arcilla Expansiva

Determinación límite líquido mediante diferentes fluidos

Fecha: 06/01/2023

Arcilla en condiciones naturales							
Keroseno (1ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
26	19.13	38.39	33.31	14.18	5.08	35.83	16.99
8	25.76	43.82	38.98	13.22	4.84	36.61	19.33
13	18.56	37.24	32.21	13.65	5.03	36.85	21.26
4	25.73	47.77	41.76	16.03	6.01	37.49	26.75
1	25.74	54.7	46.57	20.83	8.13	39.03	33.16
Límite líquido (%)					37		

Arcilla en condiciones naturales							
Keroseno (2da Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
31	21.16	30.28	29.66	8.5	0.62	7.29	17.45
35	21.25	36.55	32.8	11.55	3.75	32.47	22.36
33	21.18	33.9	30.05	8.87	3.85	43.40	27.75
27	19.18	33.03	27.2	8.02	5.83	72.69	34.62
Límite líquido (%)					21		

Arcilla en condiciones naturales							
Keroseno (3ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
12	25.58	37.95	34.67	9.09	3.28	36.08	16.64
27	19.18	32.6	28.96	9.78	3.64	37.22	20.75
5	25.95	39.37	35.67	9.72	3.7	38.07	24.41
6	25.72	41.97	37.33	11.61	4.64	39.97	30.74
Límite líquido (%)					37		

Contenido de agua, W%: $W\% = \frac{W_w}{W_{ms}}$

Agua, W_w: $W_w = (W_t + W_{mh}) - (W_t + W_{ms})$

Peso del material, W_{ms}: $W_{ms} = (W_t + W_{ms}) - W_t$

Suelo Arcilla Expansiva

Determinación límite líquido mediante diferentes fluidos

Fecha: 06/01/2023

Arcilla + 3% cal							
Keroseno (1ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
80	17.49	30.79	27.35	9.86	3.44	34.89	17.63
14	18.64	34.89	30.46	11.82	4.43	37.48	21.61
18	16.86	34	29.18	12.32	4.82	39.12	25.55
5	25.95	46.76	40.65	14.7	6.11	41.56	32.47
Límite líquido (%)					36		

Arcilla + 3% cal							
Keroseno (2da Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
37	21.17	33.86	30.61	9.44	3.25	34.43	16.11
10	25.81	38.56	35.28	9.47	3.28	34.64	20.8
41	21.23	38.13	33.76	12.53	4.37	34.88	29.35
8	25.76	41.53	37.44	11.68	4.09	35.02	35.19
Límite líquido (%)					35		

Arcilla + 3% cal							
Keroseno (3ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
4	17.68	29.75	26.76	9.08	2.99	32.93	15.18
2	17	35.82	31.01	14.01	4.81	34.33	21.9
18	16.86	37.28	31.99	15.13	5.29	34.96	25.13
80	17.49	34.81	30.2	12.71	4.61	36.27	32.51
Límite líquido (%)					34		

Contenido de agua, W%: $W\% = \frac{W_w}{W_{ms}}$

Agua, W_w: $W_w = (W_t + W_{mh}) - (W_t + W_{ms})$

Peso del material, W_{ms}: $W_{ms} = (W_t + W_{ms}) - W_t$

Suelo Arcilla Expansiva

Determinación límite líquido mediante diferentes fluidos

Fecha: 06/01/2023

Arcilla + 5% cal							
Keroseno (1ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
9	16.41	33.23	28.78	12.37	4.45	35.97	18
2	17	32.3	28.2	11.2	4.1	36.61	23.34
15	19.46	39.74	34.27	14.81	5.47	36.93	25.2
3	17.38	38.21	32.54	15.16	5.67	37.40	29.05
Límite líquido (%)					36		

Arcilla + 5% cal							
Keroseno (2da Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
13	18.56	34.01	29.87	11.31	4.14	36.60	16.59
39	21.13	32.31	29.21	8.08	3.1	38.37	24.21
28	18.19	34.61	29.98	11.79	4.63	39.27	29.33
29	18	32.28	28.22	10.22	4.06	39.73	33.85
Límite líquido (%)					39		

Arcilla + 5% cal							
Keroseno (3ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
2	25.99	39.37	35.78	9.79	3.59	36.67	14.95
17	18.61	34.76	30.3	11.69	4.46	38.15	20.09
19	18.62	33.94	29.6	10.98	4.34	39.53	26.38
7	25.83	43.99	38.73	12.9	5.26	40.78	33.35
Límite líquido (%)					38		

Contenido de agua, W%: $W\% = \frac{W_w}{W_{ms}}$

Agua, W_w: $W_w = (W_t + W_{mh}) - (W_t + W_{ms})$

Peso del material, W_{ms}: $W_{ms} = (W_t + W_{ms}) - W_t$

Suelo Arcilla Expansiva

Determinación límite líquido mediante diferentes fluidos

Fecha: 06/01/2023

Arcilla en condiciones naturales							
Agua salina (1ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
32	18.22	38.29	31.48	13.26	6.81	51.36	18.69
39	21.13	40.96	34.18	13.05	6.78	51.95	21.41
36	21.21	38.03	32.2	10.99	5.83	53.05	26.54
2	25.99	45.88	38.8	12.81	7.08	55.27	37.25
Límite líquido (%)					52		

Arcilla en condiciones naturales							
Agua salina (2da Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
28	18.19	31.43	26.93	8.74	4.5	51.49	17.33
33	21.18	33.25	28.89	7.71	4.36	56.55	23.93
31	21.16	32.23	28.19	7.03	4.04	57.47	26.08
34	19.56	32.6	27.32	7.76	5.28	68.04	34.06
Límite líquido (%)					53		

Arcilla en condiciones naturales							
Agua salina (3ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
37	21.17	37.66	32.21	11.04	5.45	49.37	15.98
41	21.33	37.93	32.31	10.98	5.62	51.18	18.87
34	12.17	35.88	27.64	15.47	8.24	53.26	21.32
38	21.26	38.78	32.36	11.1	6.42	57.84	27.72
26	19.13	38.4	31.23	12.1	7.17	59.26	32.89
Límite líquido (%)					52		

$$\text{Contenido de agua, W\%: } W\% = \frac{W_w}{W_{ms}}$$

$$\text{Agua, Ww: } W_w = (W_t + W_{mh}) - (W_t + W_{ms})$$

$$\text{Peso del material, Wms: } W_{ms} = (W_t + W_{ms}) - W_t$$

Suelo Arcilla Expansiva

Determinación límite líquido mediante diferentes fluidos

Fecha: 06/01/2023

Arcilla + 3% cal							
Agua salina (1ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
41	21.23	36.49	31.51	10.28	4.98	48.44	10.67
38	21.26	39.5	33.27	12.01	6.23	51.87	15.98
40	21.13	37.89	31.95	10.82	5.94	54.90	21.8
19	18.62	38.58	31.32	12.7	7.26	57.17	25.8
28	18.19	37.64	30.34	12.15	7.3	60.08	32.58
6	25.72	44.44	37.34	11.62	7.1	61.10	39.52
Límite líquido (%)						54	

Arcilla + 3% cal							
Agua salina (2da Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
2	25.99	39.54	35.31	9.32	4.23	45.39	13.87
19	18.62	29.4	25.9	7.28	3.5	48.08	20.08
6	25.72	38.69	34.24	8.52	4.45	52.23	29.4
20	17.92	29.4	25.41	7.49	3.99	53.27	35.17
Límite líquido (%)						48	

Arcilla + 3% cal							
Agua salina (3ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
10	25.81	45.81	38.99	13.18	6.82	51.75	16.69
4	25.73	44.51	38.05	12.32	6.46	52.44	19.8
28	18.19	32.95	27.61	9.42	5.34	56.69	27.85
14	18.64	38.75	31.34	12.7	7.41	58.35	32.68
Límite líquido (%)						53	

$$\text{Contenido de agua, W\%: } W\% = \frac{W_w}{W_{ms}}$$

$$\text{Agua, Ww: } W_w = (W_t + W_{mh}) - (W_t + W_{ms})$$

$$\text{Peso del material, Wms: } W_{ms} = (W_t + W_{ms}) - W_t$$

Suelo Arcilla Expansiva

Determinación límite líquido mediante diferentes fluidos

Fecha: 06/01/2023

Arcilla + 5% cal							
Agua salina (1ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
33	21.18	36.58	31.46	10.28	5.12	49.81	17.1
37	21.17	33.63	29.39	8.22	4.24	51.58	22.63
20	17.92	39.89	32.36	14.44	7.53	52.15	25.47
29	18	37.97	31.1	13.1	6.87	52.44	26.22
42	21.18	38.04	32.09	10.91	5.95	54.54	31.29
Límite líquido (%)					51		

Arcilla + 5% cal							
Agua salina (2da Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
10	16.2	28.53	23.97	7.77	4.56	58.69	15.52
5	19.46	30.45	26.29	6.83	4.16	60.91	23.03
0	17.62	30.69	25.67	8.05	5.02	62.36	28.98
29	18	29.14	24.79	6.79	4.35	64.06	33.54
Límite líquido (%)					60		

Arcilla + 5% cal							
Agua salina (3ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
36	21.2	32.94	28.62	7.42	4.32	58.22	17.48
42	21.18	34.98	29.86	8.68	5.12	58.99	20.56
32	21.2	35.65	30.14	8.94	5.51	61.63	27.74
39	21.13	36.51	30.51	9.38	6	63.97	32.77
Límite líquido (%)					59		

Contenido de agua, W%: $W\% = \frac{W_w}{W_{ms}}$

Agua, W_w: $W_w = (W_t + W_{mh}) - (W_t + W_{ms})$

Peso del material, W_{ms}: $W_{ms} = (W_t + W_{ms}) - W_t$

Suelo Arcilla Expansiva

Determinación límite líquido mediante diferentes fluidos

Fecha: 22/10/2023

Arcilla + 3% arena sílice							
Agua desionizada							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wmh	Wt + Wms	Wms	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
19	18.62	29.24	25.15	6.53	4.09	62.63	13.19
6	25.72	35.94	31.95	6.23	3.99	64.04	18.95
1	25.74	35.08	31.31	5.57	3.77	67.68	31.01
Límite líquido (%)						64	

Arcilla + 5% arena sílice							
Agua desionizada							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wmh	Wt + Wms	Wms	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
15	18.54	26.77	23.81	5.27	2.96	56.17	14.45
20	17.92	27.31	23.66	5.74	3.65	63.59	20.28
31	21.16	33.59	28.59	7.43	5.00	67.29	24.02
Límite líquido (%)						63	

Arcilla + 10% arena sílice							
Agua desionizada							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wmh	Wt + Wms	Wms	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
33	21.18	30.32	26.94	5.76	3.38	58.68	12.77
34	21.17	34.0	29.18	8.01	4.82	60.17	17.88
32	21.2	31.5	27.57	6.37	3.93	61.70	25.25
Límite líquido (%)						61	

Arcilla + 15% arena sílice							
Agua desionizada							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wmh	Wt + Wms	Wms	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
37	21.17	32.89	28.66	7.49	4.23	56.48	16.02
36	21.21	32.76	28.46	7.25	4.3	59.31	21.99
35	21.25	32.6	28.27	7.02	4.33	61.68	28.67
Límite líquido (%)						58	

Suelo Arcilla Expansiva

Determinación límite líquido mediante diferentes fluidos

Fecha: 22/10/2023

Arcilla + 20% arena sílice							
Agua desionizada							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wmh	Wt + Wms	Wms	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
38	21.26	34.06	29.5	8.24	4.56	55.34	17.58
39	21.13	36.07	30.62	9.49	5.45	57.43	20.87
40	21.13	36.7	30.83	9.7	5.87	60.52	26.5
Límite líquido (%)						58	

Arcilla + 3% arena sílice							
Keroseno							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wmh	Wt + Wms	Wms	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
2	17.09	30.38	27.18	10.09	3.2	31.71	10.7
1	17.05	27.23	24.42	7.37	2.81	38.13	18.96
3	17.45	33.5	28.78	11.33	4.72	41.66	24.19
Límite líquido (%)						39	

Arcilla + 5% arena sílice							
Keroseno							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wmh	Wt + Wms	Wms	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
6	17.29	32.41	28.58	11.29	3.83	33.92	13.67
4	17.45	32.4	28.58	11.13	3.82	34.32	18.04
5	17.19	30.56	27.05	9.86	3.51	35.60	29.09
Límite líquido (%)						35	

Arcilla + 10% arena sílice							
Keroseno							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wmh	Wt + Wms	Wms	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
8	17.23	33.19	29.12	11.89	4.07	34.23	13.84
10	16.23	32.96	28.59	12.36	4.37	35.36	18.28
9	16.55	33.33	28.78	12.23	4.55	37.20	28.36
Límite líquido (%)						36	

Suelo Arcilla Expansiva

Determinación límite líquido mediante diferentes fluidos

Fecha: 22/10/2023

Arcilla + 15% arena sílice							
Keroseno							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wmh	Wt + Wms	Wms	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
13	19.45	31.14	28.35	8.9	2.79	31.35	14.59
12	19.24	34.04	30.36	11.12	3.68	33.09	20.58
14	19.45	39.12	34.12	14.67	5.00	34.08	23.52
Límite líquido (%)						33	

Arcilla + 20% arena sílice							
Keroseno							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wmh	Wt + Wms	Wms	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
15	19.53	35.46	31.61	12.08	3.85	31.87	13.93
0	17.05	35.14	30.64	13.59	4.50	33.11	17.96
18	16.92	36.51	31.51	14.59	5.00	34.27	22.43
Límite líquido (%)						34	

Arcilla + 3% arena sílice							
Agua salina							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wmh	Wt + Wms	Wms	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
2	25.99	34.78	31.80	5.81	2.98	51.29	18.40
3	25.72	36.40	32.65	6.93	3.75	54.11	23.56
4	25.73	38.43	33.85	8.12	4.58	56.40	31.93
Límite líquido (%)						52	

Arcilla + 5% arena sílice							
Agua salina							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wmh	Wt + Wms	Wms	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
7	25.83	38.53	34.62	8.79	3.91	44.48	11.10
5	25.95	40.04	35.24	9.29	4.80	51.67	20.00
8	25.70	40.37	34.74	9.04	5.63	62.28	32.54
Límite líquido (%)						52	

Suelo Arcilla Expansiva

Determinación límite líquido mediante diferentes fluidos

Fecha: 22/10/2023

Arcilla + 10% arena sílice							
Agua salina							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
12	25.58	38.37	34.21	8.63	4.16	48.20	12.68
10	25.81	38.00	33.92	8.11	4.08	50.31	19.87
9	25.50	37.59	33.43	7.93	4.16	52.46	32.75
Límite líquido (%)						50	

Arcilla + 15% arena sílice							
Agua salina							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
17	18.61	29.91	26.54	7.93	3.37	42.50	10.36
24	19.56	30.91	27.23	7.67	3.68	47.98	17.58
26	19.13	33.25	28.48	9.35	4.77	51.02	21.47
Límite líquido (%)						50	

Arcilla + 20% arena sílice							
Agua salina							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _{mh}	W _t + W _{ms}	W _{ms}	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
30	19.17	33.59	29.17	10.00	4.42	44.20	13.97
29	18.00	31.12	26.91	8.91	4.21	47.25	20.00
28	18.19	30.80	26.51	8.32	4.29	51.56	30.92
Límite líquido (%)						47	

Contenido de agua, W%: $W\% = \frac{W_w}{W_{ms}}$

Agua, W_w: $W_w = (W_t + W_{mh}) - (W_t + W_{ms})$

Peso del material, W_{ms}: $W_{ms} = (W_t + W_{ms}) - W_t$

Suelo Limo Colapsable

Determinación de densidad de sólidos

Fecha: 16/03/2023

Calibración de matraz

Peso de matraz a 22°C: 199.9 gr

Peso de matraz + Agua destilada a 22°C: 523.0 gr

Peso de matraz + Agua destilada + Aforado a 42.5°C: 693.0 gr

Peso (gr)	Medición Temperatura 1 (°C)	Medición Temperatura 2 (°C)
693.0	42.5	41.0
693.8	38.0	38.0
694.7	34.5	34.0
695.5	28.5	28.0
696.0	26.0	26.5
696.3	23.5	23.0
696.5	22.0	22.0
696.5	21.0	21.0
Pendiente m	-0.1655	
Intersección b	700.17	
Modelo lineal y = mx+b	y = 0.1665x + 700.17	

Limo en condición natural

Peso de material (Wsuelo): 50 gr

Peso de matraz (Wmat): 199.99 gr

Peso de matraz a 18°C (WmatTemp): 697.19 gr

Peso de matraz + Agua destilada (Wmat+Ww): 577.4 gr

Peso de matraz + Agua destilada + Material (Wmat+Ww+Wsuelo): 627.4 gr

Peso de matraz + Agua destilada + Material + Aforado (Wmat+Ww+Wsuelo+Aforo): 729.1 gr

$$G_s = \frac{W_{suelo}}{W_{suelo} - (W_{mat} + W_w + W_{suelo} + Aforo) + W_{matTemp}}$$

Densidad de suelos (Gs): 2.76

Limo + 3% cemento

Peso de material (Wsuelo):	50 gr
Peso de matraz (Wmat):	199.99 gr
Peso de matraz a 19°C (WmatTemp):	697.03 gr
Peso de matraz + Agua destilada (Wmat+Ww):	472.9 gr
Peso de matraz + Agua destilada + Material (Wmat+Ww+Wsuelo):	522.9 gr
Peso de matraz + Agua destilada + Material + Aforado (Wmat+Ww+Wsuelo+Aforo):	729.9 gr

$$G_s = \frac{W_{suelo}}{W_{suelo} - (W_{mat} + W_w + W_{suelo} + Aforo) + W_{matTemp}}$$

Densidad de suelos (Gs):	2.91
---------------------------------	------

Limo + 5% cemento

Peso de material (Wsuelo):	50 gr
Peso de matraz (Wmat):	199.99 gr
Peso de matraz a 21.5°C (WmatTemp):	696.61 gr
Peso de matraz + Agua destilada (Wmat+Ww):	587.3 gr
Peso de matraz + Agua destilada + Material (Wmat+Ww+Wsuelo):	637.3 gr
Peso de matraz + Agua destilada + Material + Aforado (Wmat+Ww+Wsuelo+Aforo):	729.5 gr

$$G_s = \frac{W_{suelo}}{W_{suelo} - (W_{mat} + W_w + W_{suelo} + Aforo) + W_{matTemp}}$$

Densidad de suelos (Gs):	2.91
---------------------------------	------

Suelo Limo colapsable

Determinación granulometría de fracción fina

Fecha: 28/05/2023

Tiempo transcurrido T (min)	Lectura del hidrómetro rm	Temp (°C)	Corrección rd,m	Profundidad efectiva, Hm (cm)	D (mm)	Masa de porcentaje fino, Nm (%)
0	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
0.1	35	20	11	8	0.1307	46.865
0.2	34	20	11	8	0.0930	44.912
0.3	34	20	11	8	0.0759	44.912
0.5	33	20	11	8	0.0540	42.959
1	32	20	11	8	0.0384	41.007
2	25	20	11	9	0.0282	27.338
4	16	20	11	10	0.0208	9.764
8	14	20	11	10	0.0149	5.858
15	13	20	11	10	0.0109	3.905
30	13	20	11	10	0.0077	3.905
60	12	20	11	10	0.0055	1.953
120	12	20	11	10	0.0039	1.953
240	12	20	11	10	0.0027	1.953
480	12	20	11	10	0.0019	1.953
960	12	20	11	10	0.0014	1.953
1440	12	20	11	10	0.0011	1.953

Corrección por menisco	0.1
Volumen del hidrómetro, Vhb	61.155 cm ³
Sección transversal del cilindro de sedimentación, Ac	78.54 cm ²
Longitud de extremo superior a medida 0, Hr2	6.181
Longitud de extremo inferior a medida 60, Hr1	12.362
Medida inferior, r2	60
Medida superior, r1	-5




**ESTUDIOS PROFESIONALES DE GEOTECNIA Y CONCRETOS
PRUEBA DE PRESION DE EXPANSIÓN Y EXPANSIÓN LIBRE (ASTM D 4546)**

Cliente: Rafael
Proyecto: Arcilla de queretaro
Ubicación: Queretaro

Descripción de la muestra:

Arcilla color gris

DATOS GENERALES		PLACA	PESO PLACA	ESFUERZO	e	DEFORMACIONES	Hi	Hf
EQUIPO No.:	8	No.	Gr	Kg/cm ²	1.899	0.0001mm	cm	cm
Sondeo y no. muestra:	Condición natural	1	0.319	0.1250	2.113			
PESO Mw+ANILLO:	274.30 gr.	2	0.638	0.2500	2.082			
PESO ANILLO:	167.23 gr.	3	1.276	0.5000	1.988			
PESO Mw:	107.07 gr.	4	2.552	1.0000	1.781	1.4820	0.1482	2.0000
PESO Ms:	97.43 gr.	5	5.104	2.0000				2.1482
DIAM. ANILLO:	8.00 cm.	6	10.208	4.0000				
AREA ANILLO:	50.27 cm ²	7	20.416	8.0000				
ALTURA ANILLO (Hi):	2.00 cm.	8	40.832	16.0000				
VOLUMEN ANILLO:	100.53 cm ³							
PVH:	1065.0 Kg/m ³							
W:	9.89 %							
PVS:	969.1 Kg/m ³							
Ds:	2.81							
Vs:	34.67 cm ³							
Vv:	65.86 cm ³							
PRESION DE EXPANSION:		PE=		0.7150		Kg/cm²		
				Media				
Presion de Expansion								
Se mide presion aplicada para evitar la expansion:								
P < .2039 Kg/cm ² =		BAJA						
P < 20.39 Kg/cm ² =		MEDIA						
EXPANSION LIBRE: 7.410 %								
				EL=		Alta		
Expansion Libre								
Se mide % de Δh respecto de H:								
Δh < 1.5% = BAJA								
1.5% < Δh < 5% = MEDIA								
5% < Δh < 25% = ALTA								
25% < Δh = MUY ALTA								

 <p>ESTUDIOS PROFESIONALES DE GEOTECNIA Y CONCRETOS PRUEBA DE PRESION DE EXPANSIÓN Y EXPANSIÓN LIBRE (ASTM D 4546) Cliente: Rafael Proyecto: Arcilla de Queretaro Ubicación: Queretaro</p>																																																																																																																																																																											
Descripción de la muestra: Arcilla color negro																																																																																																																																																																											
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">DATOS GENERALES</th> <th>PLACA</th> <th>PESO PLACA</th> <th>ESFUERZO</th> <th>e</th> <th colspan="2">DEFORMACIONES</th> <th>Hi</th> <th>Hf</th> </tr> <tr> <th>EQUIPO No.:</th> <th>5</th> <th>No.</th> <th>Gr</th> <th>Kg/cm²</th> <th></th> <th>0.0001mm</th> <th>cm</th> <th>cm</th> <th>cm</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Muestra:</td> <td>Condición natural</td> <td>1</td> <td>0.319</td> <td>0.1250</td> <td>1.506</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>PESO Mw+ANILLO:</td> <td>111.86 gr.</td> <td>2</td> <td>0.638</td> <td>0.2500</td> <td>1.717</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>PESO ANILLO:</td> <td>42.68 gr.</td> <td>3</td> <td>1.276</td> <td>0.5000</td> <td>1.535</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>PESO Mw:</td> <td>69.18 gr.</td> <td>4</td> <td>2.552</td> <td>1.0000</td> <td>1.432</td> <td>1.8570</td> <td>0.1857</td> <td>1.9840</td> <td>2.1697</td> </tr> <tr> <td>PESO Ms:</td> <td>62.93 gr.</td> <td>5</td> <td>5.104</td> <td>2.0000</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>DIAM. ANILLO:</td> <td>6.18 cm.</td> <td>6</td> <td>10.208</td> <td>4.0000</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>AREA ANILLO:</td> <td>30.00 cm²</td> <td>7</td> <td>20.416</td> <td>8.0000</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>ALTURA ANILLO (Hi):</td> <td>1.98 cm.</td> <td>8</td> <td>40.832</td> <td>16.0000</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>VOLUMEN ANILLO:</td> <td>59.51 cm³</td> <td colspan="2"> PRESION DE EXPANSION: 0.3000 PE= Media </td> <td colspan="2"> EXPANSION LIBRE: 9.360 EL= Alta </td> <td colspan="4"></td> </tr> <tr> <td>PVH:</td> <td>1162.4 Kg/m³</td> <td colspan="2"> PRESION de Expansion </td> <td colspan="2"> EXPANSION LIBRE </td> <td colspan="4"></td> </tr> <tr> <td>W:</td> <td>9.93 %</td> <td colspan="2"> Se mide para evitar la expansión: </td> <td colspan="2"> Se mide % de Δh respecto de H: </td> <td colspan="4"></td> </tr> <tr> <td>PVS:</td> <td>1057.5 Kg/m³</td> <td colspan="2"> P < .2039 Kg/cm²= BAJA </td> <td colspan="2"> P < 20.39 Kg/cm²= MEDIA </td> <td colspan="4"></td> </tr> <tr> <td>Ds:</td> <td>2.65</td> <td colspan="2"></td> <td colspan="2"></td> <td colspan="4"></td> </tr> <tr> <td>Vs:</td> <td>23.75 cm³</td> <td colspan="2"></td> <td colspan="2"></td> <td colspan="4"></td> </tr> <tr> <td>Vv:</td> <td>35.76 cm³</td> <td colspan="2"></td> <td colspan="2"></td> <td colspan="4"></td> </tr> </tbody> </table>		DATOS GENERALES		PLACA	PESO PLACA	ESFUERZO	e	DEFORMACIONES		Hi	Hf	EQUIPO No.:	5	No.	Gr	Kg/cm ²		0.0001mm	cm	cm	cm	Muestra:	Condición natural	1	0.319	0.1250	1.506					PESO Mw+ANILLO:	111.86 gr.	2	0.638	0.2500	1.717					PESO ANILLO:	42.68 gr.	3	1.276	0.5000	1.535					PESO Mw:	69.18 gr.	4	2.552	1.0000	1.432	1.8570	0.1857	1.9840	2.1697	PESO Ms:	62.93 gr.	5	5.104	2.0000						DIAM. ANILLO:	6.18 cm.	6	10.208	4.0000						AREA ANILLO:	30.00 cm ²	7	20.416	8.0000						ALTURA ANILLO (Hi):	1.98 cm.	8	40.832	16.0000						VOLUMEN ANILLO:	59.51 cm ³	PRESION DE EXPANSION: 0.3000 PE= Media		EXPANSION LIBRE: 9.360 EL= Alta						PVH:	1162.4 Kg/m ³	PRESION de Expansion		EXPANSION LIBRE						W:	9.93 %	Se mide para evitar la expansión:		Se mide % de Δh respecto de H:						PVS:	1057.5 Kg/m ³	P < .2039 Kg/cm ² = BAJA		P < 20.39 Kg/cm ² = MEDIA						Ds:	2.65									Vs:	23.75 cm ³									Vv:	35.76 cm ³								
DATOS GENERALES		PLACA	PESO PLACA	ESFUERZO	e	DEFORMACIONES		Hi	Hf																																																																																																																																																																		
EQUIPO No.:	5	No.	Gr	Kg/cm ²		0.0001mm	cm	cm	cm																																																																																																																																																																		
Muestra:	Condición natural	1	0.319	0.1250	1.506																																																																																																																																																																						
PESO Mw+ANILLO:	111.86 gr.	2	0.638	0.2500	1.717																																																																																																																																																																						
PESO ANILLO:	42.68 gr.	3	1.276	0.5000	1.535																																																																																																																																																																						
PESO Mw:	69.18 gr.	4	2.552	1.0000	1.432	1.8570	0.1857	1.9840	2.1697																																																																																																																																																																		
PESO Ms:	62.93 gr.	5	5.104	2.0000																																																																																																																																																																							
DIAM. ANILLO:	6.18 cm.	6	10.208	4.0000																																																																																																																																																																							
AREA ANILLO:	30.00 cm ²	7	20.416	8.0000																																																																																																																																																																							
ALTURA ANILLO (Hi):	1.98 cm.	8	40.832	16.0000																																																																																																																																																																							
VOLUMEN ANILLO:	59.51 cm ³	PRESION DE EXPANSION: 0.3000 PE= Media		EXPANSION LIBRE: 9.360 EL= Alta																																																																																																																																																																							
PVH:	1162.4 Kg/m ³	PRESION de Expansion		EXPANSION LIBRE																																																																																																																																																																							
W:	9.93 %	Se mide para evitar la expansión:		Se mide % de Δh respecto de H:																																																																																																																																																																							
PVS:	1057.5 Kg/m ³	P < .2039 Kg/cm ² = BAJA		P < 20.39 Kg/cm ² = MEDIA																																																																																																																																																																							
Ds:	2.65																																																																																																																																																																										
Vs:	23.75 cm ³																																																																																																																																																																										
Vv:	35.76 cm ³																																																																																																																																																																										



ESTUDIOS PROFESIONALES DE GEOTECNIA Y CONCRETOS
PRUEBA DE PRESION DE EXPANSIÓN Y EXPANSIÓN LIBRE (ASTM D 4546)

Ciliente: Rafael
 Proyecto: Arcilla de Querétaro
 Ubicación: Querétaro

Descripción de la muestra:

Arcilla color negro + 3% cal

DATOS GENERALES		PLACA	PESO PLACA	ESFUERZO	e	DEFORMACIONES		Hi	Hf
EQUIPO No.:	5	No.	Gr	Kg/cm ²	cm	0.0001mm	cm	cm	cm
Muestra:	Cal 3%	1	0.319	0.1250	1.621				
PESO Mw+ANILLO:	108.72 gr.	2	0.638	0.2500	1.648	0.2580	0.0258	1.9900	2.0158
PESO ANILLO:	42.60 gr.	3	1.276	0.5000	1.600				
PESO Mw:	66.12 gr.	4	2.552	1.0000					
PESO Ms:	60.15 gr.	5	5.104	2.0000					
DIAM. ANILLO:	6.17 cm.	6	10.208	4.0000					
AREA ANILLO:	29.90 cm ²	7	20.416	8.0000					
ALTURA ANILLO (Hi):	1.99 cm.	8	40.832	16.0000					
VOLUMEN ANILLO:	59.50 cm ³	PRESION DE EXPANSION:		0.1990	Kg/cm²	EXPANSION LIBRE:		1.296	%
PVH:	1111.3 Kg/m ³	PE=		Baja	EL=		Baja		
W:	9.93 %	Presion de Expansion				Expansion Libre			
PVS:	1010.9 Kg/m ³	Se mide presion aplicada para evitar la expansion:				Se mide % de Δh respecto de H:			
Ds:	2.65	P < 2039 Kg/cm ² =		BAJA	Δh < 1.5% =		BAJA		
Vs:	22.70 cm ³	P < 20.39 Kg/cm ² =		MEDIA	1.5% < Δh < 5% =		MEDIA		
Vv:	36.80 cm ³				5% < Δh < 25% =		ALTA		
					25% < Δh =		MUY ALTA		



ESTUDIOS PROFESIONALES DE GEOTECNIA Y CONCRETOS
PRUEBA DE PRESION DE EXPANSIÓN Y EXPANSIÓN LIBRE (ASTM D 4546)

Cliente: Rafael
 Proyecto: Arcilla de queretaro
 Ubicación: Queretaro

Arcilla color gris + 3% cal

Descripción de la muestra:

DATOS GENERALES		PLACA	PESO PLACA	ESFUERZO	e	DEFORMACIONES	Hi	Hf
EQUIPO No.:	8	No.	Gr	Kg/cm ²	1.900	0.0001mm	cm	cm
Sondeo y no. muestra:	Cal 3%	1	0.319	0.1250	1.957			
PESO Mw+ANILLO:	274.30 gr.	2	0.638	0.2500	1.876	0.4730	0.0473	2.0473
PESO ANILLO:	167.26 gr.	3	1.276	0.5000				
PESO Mw:	107.04 gr.	4	2.552	1.0000				
PESO Ms:	97.40 gr.	5	5.104	2.0000				
DIAM. ANILLO:	8.00 cm.	6	10.208	4.0000				
AREA ANILLO:	50.27 cm ²	7	20.416	8.0000				
ALTURA ANILLO (Hi):	2.00 cm.	8	40.832	16.0000				
VOLUMEN ANILLO:	100.53 cm ³							
PVH:	1064.7 Kg/m ³							
W:	9.89 %							
PVS:	968.9 Kg/m ³							
Ds:	2.81							
Vs:	34.66 cm ³							
Vv:	65.87 cm ³							
		PRESION DE EXPANSION:		0.2150	Kg/cm²	EXPANSION LIBRE: 2.365 %		
				PE=	Media	EL= Media		
		Presion de Expansion		Expansion Libre				
		Se mide presion aplicada para evitar la expansion:		Se mide % de Δh respecto de H:				
		P < 2039 Kg/cm ² =		Δh < 1.5% = BAJA				
		P < 20.39 Kg/cm ² =		1.5% < Δh < 5% = MEDIA				
				5% < Δh < 25% = ALTA				
				25% < Δh = MUY ALTA				



ESTUDIOS PROFESIONALES DE GEOTECNIA Y CONCRETOS
PRUEBA DE PRESION DE EXPANSIÓN Y EXPANSIÓN LIBRE (ASTM D 4546)

Ciliente: Rafael
 Proyecto: Arcilla de Querétaro
 Ubicación: Querétaro

Arcilla color negro + 5% cal

Descripción de la muestra:

DATOS GENERALES		PLACA		PESO PLACA		ESFUERZO		e		DEFORMACIONES		Hi	Hf
EQUIPO No.:	5	No.	Gr	Gr	Kg/cm ²	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
Muestra:	Cal 5%	1	0.319	0.1250	1.624	0.0560	1.630	0.0056	1.9620	1.9676			
PESO Mw+ANILLO:	109.91 gr.	2	0.638	0.2500	1.623								
PESO ANILLO:	45.82 gr.	3	1.276	0.5000									
PESO Mw:	64.09 gr.	4	2.552	1.0000									
PESO Ms:	58.29 gr.	5	5.104	2.0000									
DIAM. ANILLO:	6.12 cm.	6	10.208	4.0000									
AREA ANILLO:	29.42 cm ²	7	20.416	8.0000									
ALTURA ANILLO (Hi):	1.96 cm.	8	40.832	16.0000									
VOLUMEN ANILLO:	57.72 cm ³												
PVH:	1110.4 Kg/m ³												
W:	9.94 %												
PVS:	1010.0 Kg/m ³												
Ds:	2.65												
Vs:	22.00 cm ³												
Vv:	35.72 cm ³												
		PRESION DE EXPANSION:		0.2310		Kg/cm²				EXPANSION LIBRE:		0.285 %	
		PE=		Media						EL=		Baja	
		Presion de Expansion								Expansion Libre			
		Se mide presion aplicada para evitar la expansion:								Se mide % de Δh respecto de H:			
		P < 2039 Kg/cm ² =		BAJA						Δh < 1.5% =		BAJA	
		P < 20.39 Kg/cm ² =		MEDIA						1.5% < Δh < 5% =		MEDIA	
										5% < Δh < 25% =		ALTA	
										25% < Δh =		MUY ALTA	




ESTUDIOS PROFESIONALES DE GEOTECNIA Y CONCRETOS
PRUEBA DE PRESION DE EXPANSION Y EXPANSION LIBRE (ASTM D 4546)

Cliente: Rafael
 Proyecto: Arcilla de queretaro
 Ubicación: Queretaro

Descripción de la muestra:

Arcilla color gris + 5% cal

DATOS GENERALES		PLACA	PESO PLACA	ESFUERZO	e	DEFORMACIONES	Hi	Hf
EQUIPO No.:	9	No.	Gr	Kg/cm ²	1.929	0.0001mm	cm	cm
Sondeo y no. muestra:	Cal 5%	1	0.319	0.1250	1.968			
PESO Mw+ANILLO:	105.21 gr.	2	0.638	0.2500	1.926	0.2600	0.0260	1.9820
PESO ANILLO:	42.58 gr.	3	1.276	0.5000				
PESO Mw:	62.63 gr.	4	2.552	1.0000				
PESO Ms:	56.99 gr.	5	5.104	2.0000				
DIAM. ANILLO:	6.18 cm.	6	10.208	4.0000				
AREA ANILLO:	29.98 cm ²	7	20.416	8.0000				
ALTURA ANILLO (Hi):	1.98 cm.	8	40.832	16.0000				
VOLUMEN ANILLO:	59.41 cm ³							
PVH:	1054.1 Kg/m ³							
W:	9.89 %							
PVS:	959.2 Kg/m ³							
Ds:	2.81							
Vs:	20.28 cm ³							
Vv:	39.13 cm ³							
PRESION DE EXPANSION:		PE=		0.2410	Kg/cm²		EXPANSION LIBRE: 1.312 %	
				Media			EL= Baja	
Presion de Expansion							Expansion Libre	
Se mide presion aplicada para evitar la expansion:							Se mide % de Δh respecto de H:	
P < 2039 Kg/cm ² =		BAJA					Δh < 1.5% = BAJA	
P < 20.39 Kg/cm ² =		MEDIA					1.5% < Δh < 5% = MEDIA	
							5% < Δh < 25% = ALTA	
							25% < Δh = MUY ALTA	

 <p>ESTUDIOS PROFESIONALES DE GEOTECNIA Y CONCRETOS PRUEBA DE PRESION DE EXPANSIÓN Y EXPANSIÓN LIBRE (ASTM D 4546) Cliente: Rafael Proyecto: Arcilla de queretaro Ubicación: Queretaro</p>																																																																							
Descripción de la muestra: Arcilla color gris + 3% arena sílice																																																																							
DATOS GENERALES EQUIPO No.: 15 Sondeo y no. muestra: Arena sílice 3% PESO Mw+ANILLO: 272.70 gr. PESO ANILLO: 168.32 gr. PESO Mw: 104.38 gr. PESO Ms: 94.98 gr. DIAM. ANILLO: 8.00 cm. AREA ANILLO: 50.27 cm ² ALTURA ANILLO (H): 2.00 cm. VOLUMEN ANILLO: 100.53 cm ³ PVH: 1038.3 Kg/m ³ W: 9.89 % PVS: 944.8 Kg/m ³ Ds: 2.81 Vs: 33.80 cm ³ Vv: 66.73 cm ³	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PLACA</th> <th>PESO PLACA</th> <th>ESFUERZO</th> <th>e</th> <th>DEFORMACIONES</th> <th>Hi</th> <th>Hf</th> </tr> <tr> <th>No.</th> <th>Gr</th> <th>Kg/cm²</th> <th></th> <th>0.0001mm</th> <th>cm</th> <th>cm</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>0.319</td> <td>0.1250</td> <td>1.974</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>0.638</td> <td>0.2500</td> <td>2.096</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>1.276</td> <td>0.5000</td> <td>1.994</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>2.552</td> <td>1.0000</td> <td>1.912</td> <td>1.0340</td> <td>0.1034</td> <td>2.1034</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>5.104</td> <td>2.0000</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>6</td> <td>10.208</td> <td>4.0000</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>7</td> <td>20.416</td> <td>8.0000</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>8</td> <td>40.832</td> <td>16.0000</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table> <p>PRESION DE EXPANSION: PE= 0.6140 Kg/cm² Media</p> <p>PRESION DE EXPANSION: Se mide presion aplicada para evitar la expansion: P < .2039 Kg/cm²= BAJA P < 20.39 Kg/cm²= MEDIA</p> <p>EXPANSION LIBRE: EL= 5.170 % Media</p> <p>EXPANSION LIBRE: Se mide % de Δh respecto de H: Δh < 1.5% = BAJA 1.5% < Δh < 5% = MEDIA 5% < Δh < 25% = ALTA 25% < Δh = MUY ALTA</p>	PLACA	PESO PLACA	ESFUERZO	e	DEFORMACIONES	Hi	Hf	No.	Gr	Kg/cm ²		0.0001mm	cm	cm	1	0.319	0.1250	1.974				2	0.638	0.2500	2.096				3	1.276	0.5000	1.994				4	2.552	1.0000	1.912	1.0340	0.1034	2.1034	5	5.104	2.0000					6	10.208	4.0000					7	20.416	8.0000					8	40.832	16.0000				
PLACA	PESO PLACA	ESFUERZO	e	DEFORMACIONES	Hi	Hf																																																																	
No.	Gr	Kg/cm ²		0.0001mm	cm	cm																																																																	
1	0.319	0.1250	1.974																																																																				
2	0.638	0.2500	2.096																																																																				
3	1.276	0.5000	1.994																																																																				
4	2.552	1.0000	1.912	1.0340	0.1034	2.1034																																																																	
5	5.104	2.0000																																																																					
6	10.208	4.0000																																																																					
7	20.416	8.0000																																																																					
8	40.832	16.0000																																																																					



ESTUDIOS PROFESIONALES DE GEOTECNIA Y CONCRETOS
PRUEBA DE PRESION DE EXPANSIÓN Y EXPANSIÓN LIBRE (ASTM D 4546)

Cliente: Rafael
 Proyecto: Arcilla de queretaro
 Ubicación: Queretaro

Arcilla color gris + 5% arena sílice

Descripción de la muestra:

DATOS GENERALES		PLACA	PESO PLACA	ESFUERZO	e	DEFORMACIONES	Hi	Hf
EQUIPO No.:	12	No.	Gr	Kg/cm ²	1.891	0.0001mm	cm	cm
Sondeo y no. muestra:	Arena sílice 5%	1	0.319	0.1250	2.009			
PESO Mw+ANILLO:	274.70 gr.	2	0.638	0.2500	1.962			
PESO ANILLO:	167.32 gr.	3	1.276	0.5000	1.910			
PESO Mw:	107.38 gr.	4	2.552	1.0000	1.830	0.8050	2.0000	2.0805
PESO Ms:	97.71 gr.	5	5.104	2.0000				
DIAM. ANILLO:	8.00 cm.	6	10.208	4.0000				
AREA ANILLO:	50.27 cm ²	7	20.416	8.0000				
ALTURA ANILLO (H):	2.00 cm.	8	40.832	16.0000				
VOLUMEN ANILLO:	100.53 cm ³							
PVH:	1068.1 Kg/m ³							
W:	9.89 %							
PVS:	972.0 Kg/m ³							
Ds:	2.81							
Vs:	34.77 cm ³							
Vv:	65.76 cm ³							
PRESION DE EXPANSION:		PE=		0.6100		Kg/cm²		
								EXPANSION LIBRE: 4.025 %
								EL= Media
Presion de Expansion								Expansion Libre
Se mide presion aplicada para evitar la expansion:								Se mide % de Δh respecto de H:
P < .2039 Kg/cm ² =								Δh < 1.5% = BAJA
P < 20.39 Kg/cm ² =								1.5% < Δh < 5% = MEDIA
								5% < Δh < 25% = ALTA
								25% < Δh = MUY ALTA



ESTUDIOS PROFESIONALES DE GEOTECNIA Y CONCRETOS
PRUEBA DE PRESION DE EXPANSIÓN Y EXPANSIÓN LIBRE (ASTM D 4546)

Cliente: Rafael
 Proyecto: Arcilla de queretaro
 Ubicación: Queretaro

Arcilla color gris + 10% arena sílice

Descripción de la muestra:

DATOS GENERALES		PLACA	PESO PLACA	ESFUERZO	e	DEFORMACIONES	Hi	Hf
EQUIPO No.:	11	No.	Gr	Kg/cm ²	1.841	0.0001mm	cm	cm
Sondeo y no. muestra:	Arena sílice 10%	1	0.319	0.1250	1.934			
PESO Mw+ANILLO:	274.70 gr.	2	0.638	0.2500	1.904			
PESO ANILLO:	165.43 gr.	3	1.276	0.5000	1.841	0.6360	2.0000	2.0636
PESO Mw:	109.27 gr.	4	2.552	1.0000				
PESO Ms:	99.43 gr.	5	5.104	2.0000				
DIAM. ANILLO:	8.00 cm.	6	10.208	4.0000				
AREA ANILLO:	50.27 cm ²	7	20.416	8.0000				
ALTURA ANILLO (Hi):	2.00 cm.	8	40.832	16.0000				
VOLUMEN ANILLO:	100.53 cm ³							
PVH:	1086.9 Kg/m ³							
W:	9.89 %							
PVS:	989.1 Kg/m ³							
Ds:	2.81							
Vs:	35.38 cm ³							
Vv:	65.15 cm ³							
PRESION DE EXPANSION:		PE=		0.4980		Kg/cm²		EXPANSION LIBRE: 3.180 %
								EL= Media
Presion de Expansion								Expansion Libre
Se mide presion aplicada para evitar la expansion:								Se mide % de Δh respecto de H:
P < 2039 Kg/cm ² =		BAJA						Δh < 1.5% = BAJA
P < 20.39 Kg/cm ² =		MEDIA						1.5% < Δh < 5% = MEDIA
								5% < Δh < 25% = ALTA
								25% < Δh = MUY ALTA



ESTUDIOS PROFESIONALES DE GEOTECNIA Y CONCRETOS
PRUEBA DE PRESION DE EXPANSIÓN Y EXPANSIÓN LIBRE (ASTM D 4546)

Cliente: Rafael
 Proyecto: Arcilla de queretaro
 Ubicación: Queretaro

Arcilla color gris + 15% arena sílice

Descripción de la muestra:

DATOS GENERALES		PLACA	PESO PLACA	ESFUERZO	e	DEFORMACIONES	Hi	Hf
EQUIPO No.:	10	No.	Gr	Kg/cm ²	1.905	0.0001mm	cm	cm
Sondeo y no. muestra:	Arena sílice 15%	1	0.319	0.1250	1.997	0.7370	0.0737	2.0737
PESO Mw+ANILLO:	274.30 gr.	2	0.638	0.2500	1.904			
PESO ANILLO:	167.43 gr.	3	1.276	0.5000				
PESO Mw:	106.87 gr.	4	2.552	1.0000				
PESO Ms:	97.25 gr.	5	5.104	2.0000				
DIAM. ANILLO:	8.00 cm.	6	10.208	4.0000				
AREA ANILLO:	50.27 cm ²	7	20.416	8.0000				
ALTURA ANILLO (Hi):	2.00 cm.	8	40.832	16.0000				
VOLUMEN ANILLO:	100.53 cm ³							
PVH:	1063.1 Kg/m ³							
W:	9.89 %							
PVS:	967.3 Kg/m ³							
Ds:	2.81							
Vs:	34.61 cm ³							
Vv:	65.92 cm ³							
PRESION DE EXPANSION:		PE=		0.2480	Kg/cm²	EXPANSION LIBRE: 3.685 %		
				Media		EL= Media		
Presion de Expansion						Expansion Libre		
Se mide presion aplicada para evitar la expansion:						Se mide % de Δh respecto de H:		
P < 2039 Kg/cm ² =		BAJA				Δh < 1.5% = BAJA		
P < 20.39 Kg/cm ² =		MEDIA				1.5% < Δh < 5% = MEDIA		
						5% < Δh < 25% = ALTA		
						25% < Δh = MUY ALTA		



ESTUDIOS PROFESIONALES DE GEOTECNIA Y CONCRETOS
PRUEBA DE PRESION DE EXPANSIÓN Y EXPANSIÓN LIBRE (ASTM D 4546)

Cliente: Rafael
 Proyecto: Arcilla de queretaro
 Ubicación: Queretaro

Arcilla color gris + 20% arena sílice

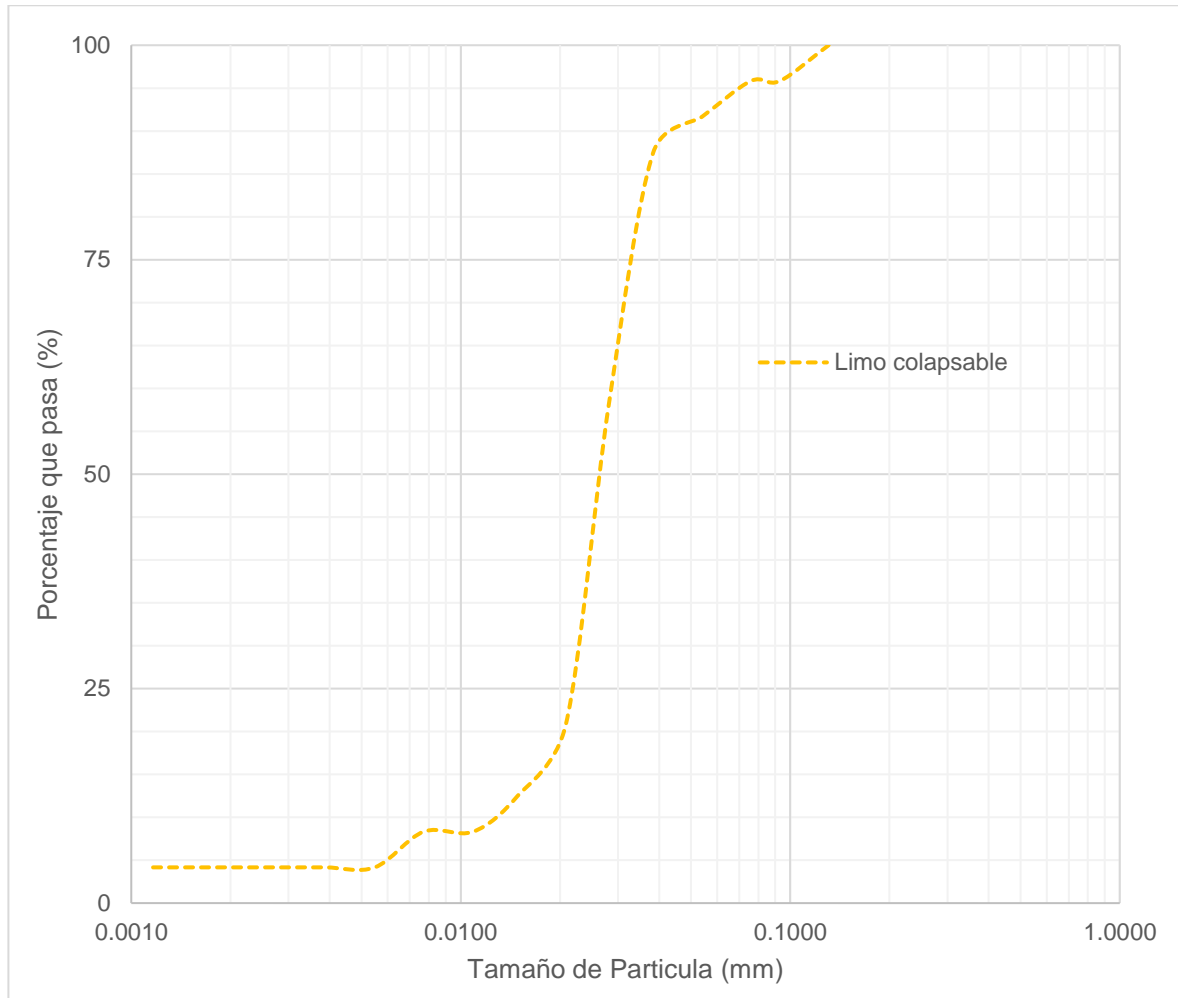
Descripción de la muestra:

DATOS GENERALES		PLACA	PESO PLACA	ESFUERZO	e	DEFORMACIONES	Hi	Hf	
EQUIPO No.:	2	No.	Gr	Kg/cm ²	1.927528	cm	cm	cm	
Sondeo y no. muestra:	Arena sílice 20%	1	0.319	0.1250	1.972				
PESO Mw+ANILLO:	106.70 gr.	2	0.638	0.2500	1.946				
PESO ANILLO:	45.82 gr.	3	1.276	0.5000	1.883	0.0307	1.9620	1.9927	
PESO Mw:	60.88 gr.	4	2.552	1.0000					
PESO Ms:	55.40 gr.	5	5.104	2.0000					
DIAM. ANILLO:	6.12 cm.	6	10.208	4.0000					
AREA ANILLO:	29.42 cm ²	7	20.416	8.0000					
ALTURA ANILLO (Hi):	1.96 cm.	8	40.832	16.0000					
VOLUMEN ANILLO:	57.72 cm ³								
PVH:	1054.8 Kg/m ³								
W:	9.89 %								
PVS:	959.9 Kg/m ³								
Ds:	2.81								
Vs:	19.71 cm ³								
Vv:	38.00 cm ³								
		PRESION DE EXPANSION:			0.3240	Kg/cm²			
					PE=	Media			
		Presion de Expansion			EXPANSION LIBRE:				
					EL=				
					Media				
					1.565 %				
					Media				
					Expansion Libre				
					Se mide % de Δh respecto de Hi:				
					Δh < 1.5% = BAJA				
					1.5% < Δh < 5% = MEDIA				
					5% < Δh < 25% = ALTA				
					25% < Δh = MUY ALTA				

Suelo Limo colapsable

Determinación granulometría de fracción fina

Fecha: 28/05/2023



Suelo Limo Colapsable

Determinación límite líquido mediante diferentes fluidos

Fecha: 06/01/2023

Limo en condiciones naturales							
Agua desionizada (1ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wm	Wt + Wm	Wm	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
2	25.99	50.33	41.36	15.37	8.97	58.36	17.95
13	18.56	41.8	33.12	14.56	8.68	59.62	21.51
6	25.72	49.87	40.69	14.97	9.18	61.32	25.87
14	18.64	39.75	31.6	12.96	8.15	62.89	29.85
Límite líquido (%)						59	

Limo en condiciones naturales							
Agua desionizada (2da Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wm	Wt + Wm	Wm	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
9	16.41	28.33	22.19	5.78	6.14	106.23	14.94
3	17.38	30.15	23.46	6.08	6.69	110.03	22
6	17.19	32.83	24.56	7.37	8.27	112.21	26.43
13	19.36	34.55	26.35	6.99	8.2	117.31	32.08
Límite líquido (%)						109	

Limo en condiciones naturales							
Agua desionizada (3ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wm	Wt + Wm	Wm	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
80	14.49	30.24	23.12	8.63	7.12	82.50	12.55
1	16.96	33.62	25.59	8.63	8.03	93.05	19.13
2	17	35.8	26.65	9.65	9.15	94.82	20.17
6	17.19	34.82	25.99	8.8	8.83	100.34	24.52
18	16.86	29.5	23	6.14	6.5	105.86	28.85
Límite líquido (%)						94	

Contenido de agua, W%: $W\% = \frac{W_w}{W_{ms}}$

Agua, Ww: $W_w = (W_t + W_{mh}) - (W_t + W_{ms})$

Peso del material, Wms: $W_{ms} = (W_t + W_{ms}) - W_t$

Suelo Limo Colapsable

Determinación límite líquido mediante diferentes fluidos

Fecha: 06/01/2023

Limo + 3% cemento							
Agua desionizada (1ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wm	Wt + Wm	Wm	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
41	21.23	34.75	27.29	6.06	7.46	123.10	16.98
38	21.26	35.89	27.65	6.39	8.24	128.95	18.83
40	21.13	33.47	26.18	5.05	7.29	144.36	25.93
33	21.18	34.18	26.49	5.31	7.69	144.82	26.46
42	21.18	38.94	27.92	6.74	11.02	163.50	33.22
Límite líquido (%)				132			

Limo + 3% cemento							
Agua desionizada (2da Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wm	Wt + Wm	Wm	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
32	21.2	37.82	28.58	7.38	9.24	125.20	14.79
39	21.13	39.81	29.28	8.15	10.53	129.20	20.65
31	21.16	37.02	28.03	6.87	8.99	130.86	24.47
35	21.25	32.37	26.02	4.77	6.35	133.12	28.02
Límite líquido (%)				129			

Limo + 3% cemento							
Agua desionizada (3ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wm	Wt + Wm	Wm	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
80	17.49	29.26	23.06	5.57	6.2	111.31	14.56
1	16.96	29.4	22.66	5.7	6.74	118.25	21.15
14	19.35	33.89	25.85	6.5	8.04	123.69	27.75
12	19.15	34.55	25.82	6.67	8.73	130.88	33.47
Límite líquido (%)				117			

Limo + 3% cemento							
Agua desionizada (2da Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wm	Wt + Wm	Wm	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
3	17.38	29.44	23.28	5.9	6.16	104.41	14.63
9	16.41	33.67	24.62	8.21	9.05	110.23	18.3
13	19.36	34.63	26.34	6.98	8.29	118.77	23.36
15	19.46	34.07	26.02	6.56	8.05	122.71	27.21
Límite líquido (%)				113			

Suelo Limo Colapsable

Determinación límite líquido mediante diferentes fluidos

Fecha: 06/01/2023

Limo + 5% cemento							
Agua desionizada (1ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wm	Wt + Wm	Wm	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
10	25.81	39.67	32.29	6.48	7.38	113.89	14.6
27	19.18	38.11	27.78	8.6	10.33	120.12	20.82
24	19.56	38.37	27.96	8.4	10.41	123.93	23.28
30	19.17	34.61	25.92	6.75	8.69	128.74	27.25
7	25.83	43.35	33.29	7.46	10.06	134.85	36.32
Límite líquido (%)						121	

Limo + 5% cemento							
Agua desionizada (2da Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wm	Wt + Wm	Wm	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
80	14.49	32.12	23.19	8.7	8.93	102.64	18.25
8	17.17	27.61	22.18	5.01	5.43	108.38	23.9
4	17.68	35.69	26.23	8.55	9.46	110.64	28.78
26	19.13	36.12	27.12	7.99	9	112.64	34.18
Límite líquido (%)						105	

Limo + 5% cemento							
Agua desionizada (3ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wm	Wt + Wm	Wm	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
14	19.35	34.95	27.12	7.77	7.83	100.77	16.26
12	19.15	33.67	26.36	7.21	7.31	101.39	19.45
4	17.68	34.12	25.81	8.13	8.31	102.21	24.81
8	17.17	29.08	23.04	5.87	6.04	102.90	29.27
Límite líquido (%)						101	

Contenido de agua, W%: $W\% = \frac{W_w}{W_{ms}}$

Agua, Ww: $W_w = (W_t + W_{mh}) - (W_t + W_{ms})$

Peso del material, Wms: $W_{ms} = (W_t + W_{ms}) - W_t$

Suelo Limo Colapsable

Determinación límite líquido mediante diferentes fluidos

Fecha: 06/01/2023

Limo en condiciones naturales							
Keroseno (1ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wm	Wt + Wm	Wm	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
9	17.62	34.4	28.78	11.16	5.62	50.36	17.46
13	19.36	35.44	30.01	10.65	5.43	50.99	21.08
1	16.96	30.91	26.1	9.14	4.81	52.63	26.75
14	19.35	41.49	33.75	14.4	7.74	53.75	33.18
Límite líquido (%)						51	

Limo en condiciones naturales							
Keroseno (2da Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wm	Wt + Wm	Wm	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
26	19.13	33.92	29.06	9.93	4.86	48.94	12.9
9	25.5	39	34.47	8.97	4.53	50.50	22.82
32	21.2	34.91	30.18	8.98	4.73	52.67	29.71
3	25.72	37.14	33.14	7.42	4	53.91	39.1
Límite líquido (%)						50	

Limo en condiciones naturales							
Keroseno (3ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wm	Wt + Wm	Wm	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
1	16.96	31.41	26.65	9.69	4.76	49.12	15.79
14	19.35	32.74	28.25	8.9	4.49	50.45	19.97
9	16.41	27.29	23.54	7.13	3.75	52.59	28.15
6	17.19	29.58	25.2	8.01	4.38	54.68	33.63
Límite líquido (%)						51	

Contenido de agua, W%: $W\% = \frac{W_w}{W_{ms}}$

Agua, Ww: $W_w = (W_t + W_{mh}) - (W_t + W_{ms})$

Peso del material, Wms: $W_{ms} = (W_t + W_{ms}) - W_t$

Suelo Limo Colapsable

Determinación límite líquido mediante diferentes fluidos

Fecha: 06/01/2023

Limo + 3% cemento							
Keroseno (1ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _m	W _t + W _m	W _m	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
12	19.15	33.86	29.31	10.16	4.55	44.78	15.88
8	17.17	29.95	25.92	8.75	4.03	46.06	18.47
4	17.68	31.85	27.23	9.55	4.62	48.38	25.34
6	17.19	34.94	29.1	11.91	5.84	49.03	27.48
5	17.15	32.51	27.4	10.25	5.11	49.85	31.87
Límite líquido (%)						47	

Limo + 3% cemento							
Keroseno (2da Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _m	W _t + W _m	W _m	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
42	21.18	31.85	28.21	7.03	3.64	51.78	16.78
40	21.13	31.14	27.66	6.53	3.48	53.29	20.89
34	21.17	33.58	29.23	8.06	4.35	53.97	25.26
36	21.21	35.82	30.51	9.3	5.31	57.10	33.3
Límite líquido (%)						53	

Limo + 3% cemento							
Keroseno (3ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _m	W _t + W _m	W _m	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
10	16.2	26.7	23.02	6.82	3.68	53.96	16.47
3	17.38	30.99	26.15	8.77	4.84	55.19	21.08
12	19.15	29.65	25.88	6.73	3.77	56.02	26.48
13	19.36	33.28	28.17	8.81	5.11	58.00	35.63
Límite líquido (%)						55	

Contenido de agua, W%: $W\% = \frac{W_w}{W_{ms}}$

Agua, W_w: $W_w = (W_t + W_{mh}) - (W_t + W_{ms})$

Peso del material, W_{ms}: $W_{ms} = (W_t + W_{ms}) - W_t$

Suelo Limo Colapsable

Determinación límite líquido mediante diferentes fluidos

Fecha: 06/01/2023

Limo + 5% cemento							
Keroseno (1ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wm	Wt + Wm	Wm	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
3	25.72	43.92	38.22	12.5	5.7	45.60	18.27
9	25.5	41.95	36.72	11.22	5.23	46.61	24.61
12	25.58	40.36	35.59	10.01	4.77	47.65	28.4
10	16.15	38.89	31.49	15.34	7.4	48.24	32.77
Límite líquido (%)						46	

Limo + 5% cemento							
Keroseno (2da Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wm	Wt + Wm	Wm	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
38	21.26	33.12	29.39	8.13	3.73	45.88	15.55
18	18.61	30.76	26.8	8.19	3.96	48.35	21.82
20	17.92	31.88	27.14	9.22	4.74	51.41	29.58
30	19.17	29.37	25.7	6.53	3.67	56.20	37.77
Límite líquido (%)						48	

Limo + 5% cemento							
Keroseno (3ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wm	Wt + Wm	Wm	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
8	17.17	28.54	24.95	7.78	3.59	46.14	13.77
0	17.62	29.83	25.81	8.19	4.02	49.08	23.63
15	19.46	32.22	27.96	8.5	4.26	50.12	26.43
5	17.15	30.25	25.81	8.66	4.44	51.27	32.47
Límite líquido (%)						48	

Contenido de agua, W%: $W\% = \frac{W_w}{W_{ms}}$

Agua, Ww: $W_w = (W_t + W_{mh}) - (W_t + W_{ms})$

Peso del material, Wms: $W_{ms} = (W_t + W_{ms}) - W_t$

Suelo Limo Colapsable

Determinación límite líquido mediante diferentes fluidos

Fecha: 06/01/2023

Limo en condiciones naturales							
Agua salina (1ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _m	W _t + W _m	W _m	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
28	18.19	35.26	28.36	10.17	6.9	67.85	17.8
27	19.18	34.18	28.07	8.89	6.11	68.73	21.4
24	25.73	36.42	32.02	6.29	4.4	69.95	24.63
7	25.83	43.21	36.01	10.18	7.2	70.73	27.05
30	19.17	34.15	27.85	8.68	6.3	72.58	33.02
Límite líquido (%)						68	

Limo en condiciones naturales							
Agua salina (2da Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _m	W _t + W _m	W _m	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
42	21.18	32.72	28.53	7.35	4.19	57.01	13.95
40	21.13	33.31	28.82	7.69	4.49	58.39	19.96
38	21.26	33.6	29	7.74	4.6	59.43	25.12
36	21.21	33.24	28.68	7.47	4.56	61.04	30.87
Límite líquido (%)						58	

Limo en condiciones naturales							
Agua salina (3ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	W _t	W _t + W _m	W _t + W _m	W _m	W _w	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
1	25.74	41.92	36.69	10.95	5.23	47.76	14.68
8	25.76	43.65	37.57	11.81	6.08	51.48	20.79
13	18.56	33.04	28.02	9.46	5.02	53.07	24.72
24	19.56	38.63	31.79	12.23	6.84	55.93	29.85
Límite líquido (%)						51	

$$\text{Contenido de agua, W\%: } W\% = \frac{W_w}{W_{ms}}$$

$$\text{Agua, Ww: } W_w = (W_t + W_{mh}) - (W_t + W_{ms})$$

$$\text{Peso del material, Wms: } W_{ms} = (W_t + W_{ms}) - W_t$$

Suelo Limo Colapsable

Determinación límite líquido mediante diferentes fluidos

Fecha: 06/01/2023

Limo + 3% cemento							
Agua salina (1ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wm	Wt + Wm	Wm	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
38	21.26	37.28	30.82	9.56	6.46	67.57	16
35	21.25	38.14	31.27	10.02	6.87	68.56	20.3
18	18.6	37.56	29.78	11.18	7.78	69.59	24.83
17	18.61	37.03	29.44	10.83	7.59	70.08	28.07
Límite líquido (%)						69	

Limo + 3% cemento							
Agua salina (2da Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wm	Wt + Wm	Wm	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
27	19.18	35.04	29.26	10.08	5.78	57.34	12.82
24	19.56	35.7	29.62	10.06	6.08	60.44	18.27
10	25.81	37.89	33.21	7.4	4.68	63.24	24.45
7	25.83	39.78	34.19	8.36	5.59	66.87	36.19
Límite líquido (%)						61	

Limo + 3% cemento							
Agua salina (3ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wm	Wt + Wm	Wm	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
20	17.92	32.99	27.76	9.84	5.23	53.15	15.81
9	25.5	42.77	36.54	11.04	6.23	56.43	21.63
30	19.17	31.04	26.68	7.51	4.36	58.06	24.66
3	25.72	41.82	35.76	10.04	6.06	60.36	29.91
Límite líquido (%)						56	

Contenido de agua, W%: $W\% = \frac{W_w}{W_{ms}}$

Agua, Ww: $W_w = (W_t + W_{mh}) - (W_t + W_{ms})$

Peso del material, Wms: $W_{ms} = (W_t + W_{ms}) - W_t$

Suelo Limo Colapsable

Determinación límite líquido mediante diferentes fluidos

Fecha: 06/01/2023

Limo + 5% cemento							
Agua salina (1ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wm	Wt + Wm	Wm	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
8	25.76	37.26	32.4	6.64	4.86	73.19	16.23
31	21.16	38.6	31.2	10.04	7.4	73.71	24.41
10	25.81	46.21	37.54	11.73	8.67	73.91	26.38
34	21.17	37.37	30.47	9.3	6.9	74.19	30.26
Límite líquido (%)						73	

Limo + 5% cemento							
Agua salina (2da Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wm	Wt + Wm	Wm	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
18	18.611	31.43	26.41	7.799	5.02	64.37	12.66
35	21.25	32.77	28.15	6.9	4.62	66.96	21.45
17	18.61	30.85	25.88	7.27	4.97	68.36	25.21
30	19.17	33.56	27.6	8.43	5.96	70.70	28.89
Límite líquido (%)						67	

Limo + 5% cemento							
Agua salina (3ra Corrida)							
Número de Vidrio	Peso de tara	Peso de tara + muestra húmeda	Peso de tara + muestra seca	Peso de material	Agua	Contenido de agua	Penetración
N°	Wt	Wt + Wm	Wt + Wm	Wm	Ww	W%	P
	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(mm)
31	21.16	31.93	27.87	6.71	4.06	60.51	11.93
18	18.61	30.86	26.07	7.46	4.79	64.21	19.55
33	21.18	31.66	27.43	6.25	4.23	67.68	25.86
35	21.25	34.38	29	7.75	5.38	69.42	29.03
Límite líquido (%)						64	

Contenido de agua, W%: $W\% = \frac{W_w}{W_{ms}}$

Agua, Ww: $W_w = (W_t + W_{mh}) - (W_t + W_{ms})$

Peso del material, Wms: $W_{ms} = (W_t + W_{ms}) - W_t$



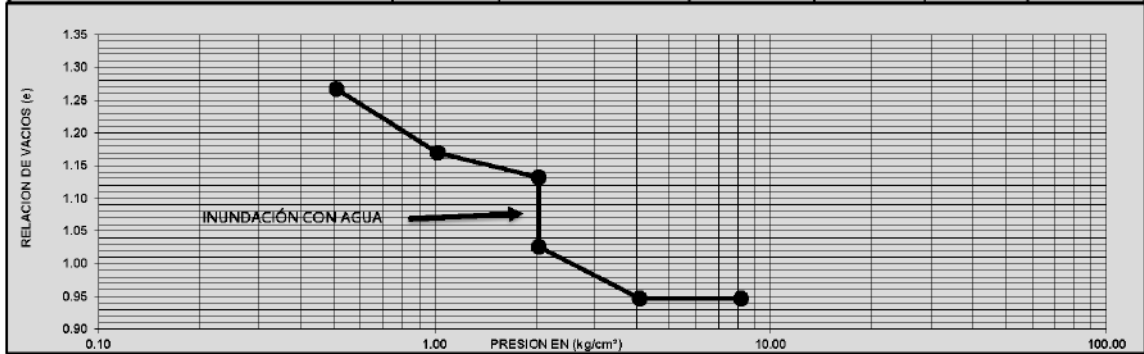
ESTUDIOS PROFESIONALES DE GEOTECNIA Y CONCRETOS

CLIENTE: Rafael
 OBRA: Limo de San Luis Potosi
 UBICACIÓN: San Luis Potosi

PRUEBA DE COLAPSO (ASTM 5333)

TIPO DE PRUEBA: Inalterada
 MUESTRA: Condicion Natural
 DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA: Limo color blanco.

DATOS	APLICACIÓN DE PRESIONES					
	PESO Mw+ANILLO:	Presión en kg/cm ²	Lec. de deformación en cm.		Rel. vacios	
PESO ANILLO:	127.64		Inicial	Final	Def.V	e
PESO Mw:	48.17	0.00	0.6393	0.7224	1.2131	1.3848
PESO Ms:	79.47	0.13	0.7224	0.7224	1.2131	1.3848
DIAM. ANILLO:	66.78	0.25	0.0516	0.6809	1.1716	1.3374
AREA ANILLO:	29.32	0.51	0.6809	0.6192	1.1098	1.2669
Ho-ALTURA ANILLO:	2.01	1.02	0.6192	0.5341	1.0247	1.1698
VOLUMEN ANILLO:	58.82	2.04	0.5341	0.5005	0.9911	1.1314
Hs-ALTURA DE SÓLIDOS:	0.88	Inundación con agua	0.5005	0.4572	0.9479	1.0821
Hvo-ALTURA INICIAL DE VACÍOS:	1.13	2.04	0.4572	0.4079	0.8986	1.0258
eo-RELACIÓN DE VACIOS INICIAL:	1.29	4.08	0.4079	0.3386	0.8293	0.9467
HUMEDAD NATURAL:	19.00	8.16	0.3386	0.3386	0.8293	0.9467
DENSIDAD RELATIVA	2.60					
PESO MUESTRA SECA AL HORNO	66.78					
DENSIDAD DEL AGUA	1.00					



CP%= 4.61

PROBLEMAS

	Inicial	Final
W%	19.00	36.79
e	1.385	0.947
GS%	38.3	74.2

www.epgc.com.mx

Resultados de la prueba de colapso



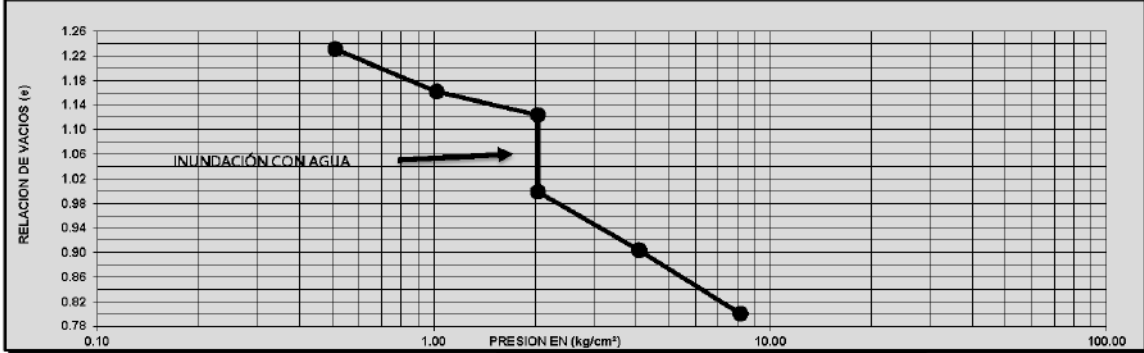
ESTUDIOS PROFESIONALES DE GEOTECNIA Y CONCRETOS

CLIENTE: Rafael
 OBRA: Limo
 UBICACIÓN: San Luis Potosi

PRUEBA DE COLAPSO (ASTM 5333)

TIPO DE PRUEBA: Inalterada
 SONDEO Y PROFUNDIDAD DE MUESTRA: Condicion natural
 DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA: Limo color blanco

DATOS	APLICACIÓN DE PRESIONES				
		Presión en kg/cm ²	Lec. de deformación en cm.		Rel. vacios
PESO Mw+ANILLO:	126.58				
PESO ANILLO:	47.15		Inicial	Final	Def.V
PESO Mw:	79.43	0.00	0.4462	0.4662	1.1136
PESO Ms:	66.96	0.13	0.4662	0.4662	1.1136
DIAM. ANILLO:	6.11	0.25	0.0333	0.4419	1.0893
AREA ANILLO:	29.32	0.51	0.4419	0.4338	1.0812
Ho-ALTURA ANILLO:	1.97	1.02	0.4338	0.3730	1.0204
VOLUMEN ANILLO:	57.82	2.04	0.3730	0.3396	0.9870
Hs-ALTURA DE SÓLIDOS:	0.88	Inundación con agua	0.3396	0.3107	0.9581
Hvo-ALTURA INICIAL DE VACÍOS:	1.09	2.04	0.3107	0.2298	0.8772
eo-RELACIÓN DE VACIOS INICIAL:	1.25	4.08	0.2298	0.1463	0.7937
HUMEDAD NATURAL:	18.62	8.16	0.1463	0.0556	0.7030
DENSIDAD RELATIVA	2.60				
PESO MUESTRA SECA AL HORNO	66.96				
DENSIDAD DEL AGUA	1.00				



CP%= 5.57

PROBLEMAS

	Inicial	Final
W%	18.62	46.13
e	1.268	0.800
GS%	38.9	96.3

www.epgc.com.mx

Resultados de la prueba de colapso



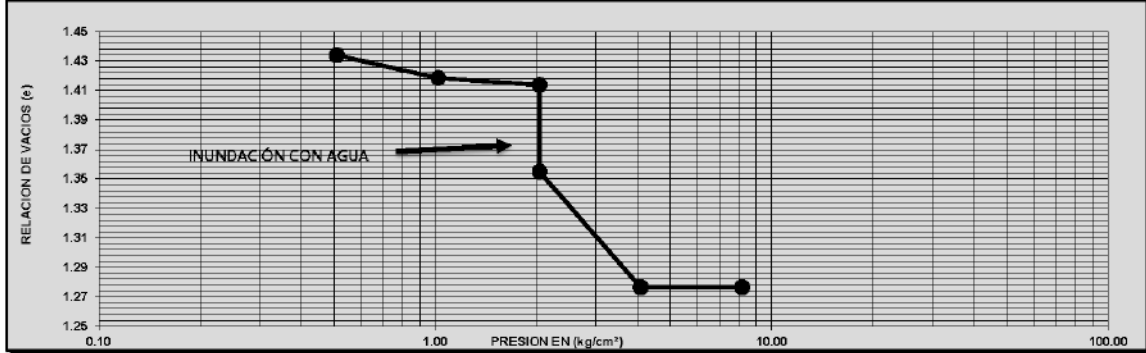
ESTUDIOS PROFESIONALES DE GEOTECNIA Y CONCRETOS

CLIENTE: Rafael
 OBRA: Limo de San Luis Potosi
 UBICACIÓN: San Luis Potosi

PRUEBA DE COLAPSO (ASTM 5333)

TIPO DE PRUEBA: Inalterada
 MUESTRA: Cemento 3%
 DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA: Limo color blanco.

DATOS	APLICACIÓN DE PRESIONES				
	PESO Mw+ANILLO:	Presión en kg/cm ²	Lec. de deformación en cm.		Rel. vacios
PESO ANILLO:	121.15		Inicial	Final	Def.V
PESO Mw:	47.15	0.00	0.6337	0.6598	1.1816
PESO Ms:	74.00	0.13	0.6598	0.6598	1.1816
DIAM. ANILLO:	62.25	0.25	0.0471	0.6554	1.1772
AREA ANILLO:	6.11	0.51	0.6554	0.6490	1.1708
Ho-ALTURA ANILLO:	29.32	1.02	0.6490	0.6365	1.1582
VOLUMEN ANILLO:	1.97	2.04	0.6365	0.6325	1.1543
Hs-ALTURA DE SÓLIDOS:	57.82	Inundación con agua	0.6325	0.6187	1.1405
Hvo-ALTURA INICIAL DE VACÍOS:	0.82	2.04	0.6187	0.5845	1.1063
eo-RELACIÓN DE VACIOS INICIAL:	1.16	4.08	0.5845	0.5205	1.0423
HUMEDAD NATURAL:	1.41	8.16	0.5205	0.5205	1.0423
DENSIDAD RELATIVA	18.88				
PESO MUESTRA SECA AL HORNO	2.60				
DENSIDAD DEL AGUA	62.25				
	1.00				



CP%= 2.43

PROBLEMAS

	Inicial	Final
W%	18.88	53.30
e	1.447	1.276
GS%	34.7	97.9

www.epgc.com.mx

Resultados de la prueba de colapso



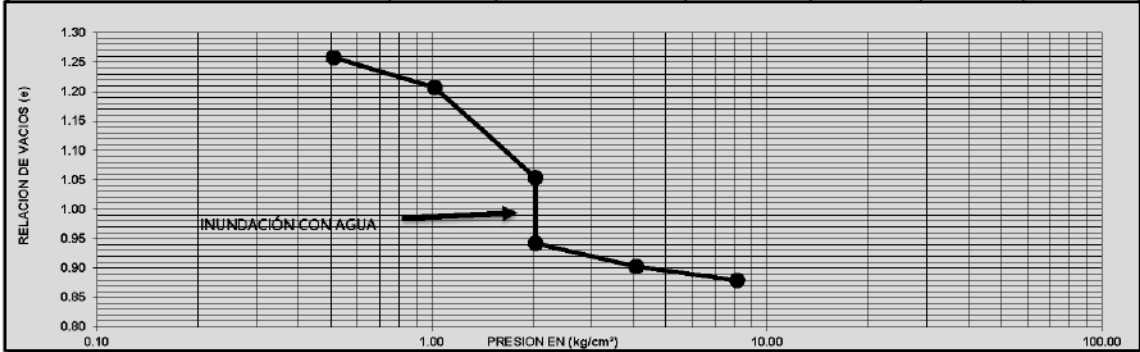
ESTUDIOS PROFESIONALES DE GEOTECNIA Y CONCRETOS

CLIENTE: Rafael
 OBRA: Limo de San Luis Potosi
 UBICACIÓN: San Luis Potosi

PRUEBA DE COLAPSO (ASTM 5333)

TIPO DE PRUEBA: Inalterada
 SONDEO Y PROFUNDIDAD DE MUESTRA: Cemento 3%
 DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA: Limo color blanco

DATOS	APLICACIÓN DE PRESIONES					
		Presión en kg/cm ²	Lec. de deformación en cm.		A. vacios	Rel. vacios
PESO Mw+ANILLO:	130.30					
PESO ANILLO:	51.30		Inicial	Final	Def.V	e
PESO Mw:	79.00	0.00	1.0355	1.0422	1.1328	1.2963
PESO Ms:	66.62	0.13	1.0422	1.0422	1.1328	1.2963
DIAM. ANILLO:	6.11	0.25	0.0744	1.0329	1.1236	1.2857
AREA ANILLO:	29.32	0.51	1.0329	1.0085	1.0992	1.2578
Ho-ALTURA ANILLO:	2.00	1.02	1.0085	0.9645	1.0552	1.2075
VOLUMEN ANILLO:	58.64	2.04	0.9645	0.8298	0.9205	1.0533
Hs-ALTURA DE SÓLIDOS:	0.87	Inundación con agua	0.8298	0.8252	0.9158	1.0480
Hvo-ALTURA INICIAL DE VACÍOS:	1.13	2.04	0.8252	0.7326	0.8233	0.9421
eo-RELACIÓN DE VACIOS INICIAL:	1.29	4.08	0.7326	0.6978	0.7884	0.9022
HUMEDAD NATURAL:	18.58	8.16	0.6978	0.6774	0.7680	0.8789
DENSIDAD RELATIVA	2.60					
PESO MUESTRA SECA AL HORNO	66.62					
DENSIDAD DEL AGUA	1.00					



CP%= 4.86

PROBLEMAS

	Inicial	Final
W%	18.58	47.03
e	1.296	0.879
GS%	37.5	94.9

www.epgc.com.mx

Resultados de la prueba de colapso



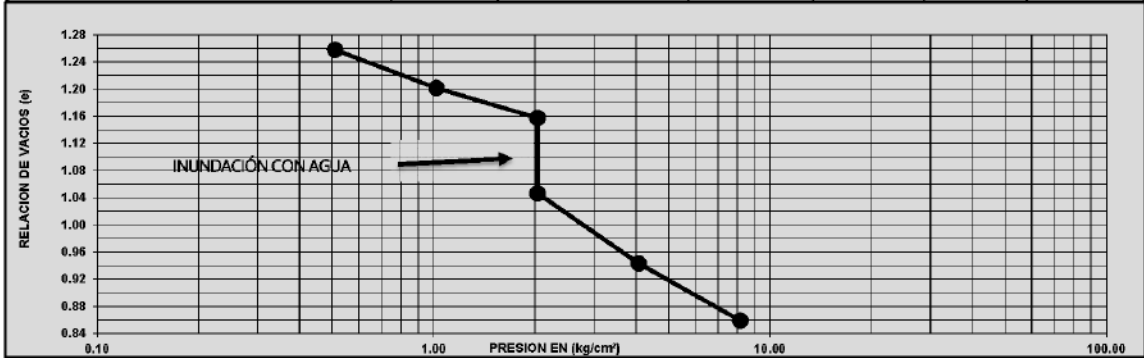
ESTUDIOS PROFESIONALES DE GEOTECNIA Y CONCRETOS

CLIENTE: Rafael
 OBRA: Limo
 UBICACIÓN: San Luis Potosi

PRUEBA DE COLAPSO (ASTM 5333)

TIPO DE PRUEBA: Inalterada
 SONDEO Y PROFUNDIDAD DE MUESTRA: Cemento 3%
 DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA: Limo color blanco

DATOS	APLICACIÓN DE PRESIONES					
	PESO M _w +ANILLO:	Peso en kg/cm ²	Lec. de deformación en cm.		Rel. vacios	
PESO ANILLO:	130.29		Inicial	Final	Def.V	e
PESO M _w :	78.99	0.00	0.1532	0.1772	1.1495	1.3146
PESO M _s :	66.62	0.13	0.1772	0.1772	1.1495	1.3146
DIAM. ANILLO:	6.11	0.25	0.0127	0.1577	1.1300	1.2922
AREA ANILLO:	29.30	0.51	0.1577	0.1271	1.0994	1.2572
H _o -ALTURA ANILLO:	2.00	1.02	0.1271	0.0779	1.0502	1.2010
VOLUMEN ANILLO:	58.60	2.04	0.0779	0.0394	1.0117	1.1569
H _s -ALTURA DE SÓLIDOS:	0.87	Inundación con agua	0.0394	-0.0004	0.9719	1.1114
H _{vo} -ALTURA INICIAL DE VACÍOS:	1.13	2.04	-0.0004	-0.0576	0.9147	1.0460
eo-RELACIÓN DE VACIOS INICIAL:	1.29	4.08	-0.0576	-0.1479	0.8244	0.9427
HUMEDAD NATURAL:	18.57	8.16	-0.1479	-0.2215	0.7508	0.8586
DENSIDAD RELATIVA	2.60					
PESO MUESTRA SECA AL HORNO	66.62					
DENSIDAD DEL AGUA	1.00					



CP% = 4.85

PROBLEMAS

	Inicial	Final
W%	18.57	49.13
e	1.315	0.859
GS%	37.5	99.2

www.epgc.com.mx

Resultados de la prueba de colapso



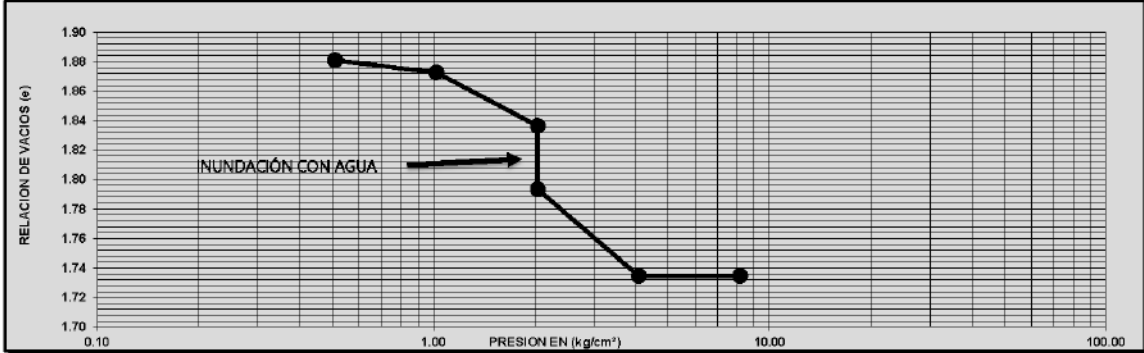
ESTUDIOS PROFESIONALES DE GEOTECNIA Y CONCRETOS

CLIENTE: Rafael
 OBRA: Limo de San Luis Potosí
 UBICACIÓN: San Luis Potosí

PRUEBA DE COLAPSO (ASTM 5333)

TIPO DE PRUEBA: Inalterada
 MUESTRA: Cemento 5%
 DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA: Limo color blanco.

DATOS		Presión en kg/cm ²	APLICACIÓN DE PRESIONES			
			Lec. de deformación en cm.	A. vacíos	Rel. vacíos	
PESO Mw+ANILLO:	109.54		Inicial	Final	Def.V	e
PESO ANILLO:	47.15		0.8598	0.8743	1.2982	1.8862
PESO Mw:	62.39	0.00	0.8743	0.8743	1.2982	1.8862
PESO Ms:	52.47	0.13	0.0625	0.8745	1.2984	1.8865
DIAM. ANILLO:	6.11	0.25	0.8745	0.8707	1.2946	1.8809
AREA ANILLO:	29.32	0.51	0.8707	0.8650	1.2889	1.8726
Ho-ALTURA ANILLO:	1.97	1.02	0.8650	0.8401	1.2640	1.8364
VOLUMEN ANILLO:	57.82	2.04	0.8401	0.8284	1.2523	1.8194
Hs-ALTURA DE SÓLIDOS:	0.69	Inundación con agua	0.8284	0.8105	1.2344	1.7934
Hvo-ALTURA INICIAL DE VACÍOS:	1.28	2.04	0.8105	0.7700	1.1938	1.7345
eo-RELACIÓN DE VACÍOS INICIAL:	1.87	4.08	0.7700	0.7700	1.1938	1.7345
HUMEDAD NATURAL:	18.91	8.16				
DENSIDAD RELATIVA	2.60					
PESO MUESTRA SECA AL HORNO	52.47					
DENSIDAD DEL AGUA	1.00					



CP%= 1.50

PROBLEMAS MODERADOS

	Inicial	Final
W%	18.91	64.93
e	1.886	1.735
GS%	26.4	90.5

www.epgc.com.mx

Resultados de la prueba de colapso



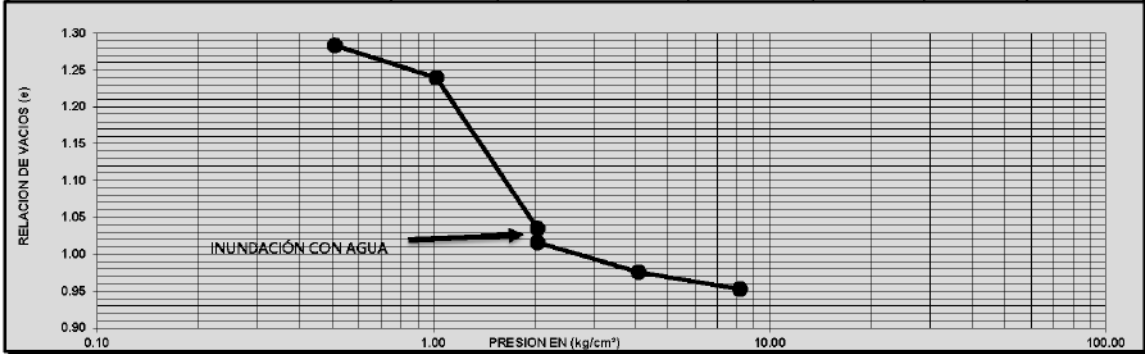
ESTUDIOS PROFESIONALES DE GEOTECNIA Y CONCRETOS

CLIENTE: Rafael
 OBRA: Limo de San Luis Potosi
 UBICACIÓN: San Luis Potosi

PRUEBA DE COLAPSO (ASTM 5333)

TIPO DE PRUEBA: Inalterada
 SONDEO Y PROFUNDIDAD DE MUESTRA: Cemento 5%
 DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA: Limo color blanco

DATOS		Presión en kg/cm ²	APLICACIÓN DE PRESIONES			
			Lec. de deformación en cm.	A. vacios	Rel. vacios	e
PESO Mw+ANILLO:	130.42					
PESO ANILLO:	51.30					
PESO Mw:	79.12	0.00	1.0717	1.0919	1.1468	1.3131
PESO Ms:	66.58	0.13	1.0919	1.0919	1.1468	1.3131
DIAM. ANILLO:	6.11	0.25	0.0780	1.0812	1.1361	1.3008
AREA ANILLO:	29.32	0.51	1.0812	1.0657	1.1206	1.2831
Ho-ALTURA ANILLO:	2.00	1.02	1.0657	1.0277	1.0826	1.2396
VOLUMEN ANILLO:	58.64	2.04	1.0277	0.8488	0.9037	1.0348
Hs-ALTURA DE SÓLIDOS:	0.87	Inundación con agua	0.8488	0.8427	0.8976	1.0278
Hvo-ALTURA INICIAL DE VACÍOS:	1.13	2.04	0.8427	0.8321	0.8870	1.0156
eo-RELACIÓN DE VACIOS INICIAL:	1.29	4.08	0.8321	0.7973	0.8522	0.9757
HUMEDAD NATURAL:	18.83	8.16	0.7973	0.7769	0.8318	0.9524
DENSIDAD RELATIVA	2.60					
PESO MUESTRA SECA AL HORNO	66.58					
DENSIDAD DEL AGUA	1.00					




CP%= 0.83

PROBLEMAS MODERADOS

	Inicial	Final
W%	18.83	49.56
e	1.313	0.952
GS%	38.0	99.9

www.epgc.com.mx

Resultados de la prueba de colapso



ESTUDIOS PROFESIONALES DE GEOTECNIA Y CONCRETOS

CLIENTE: Rafael
 OBRA: Limo
 UBICACIÓN: San Luis Potosí

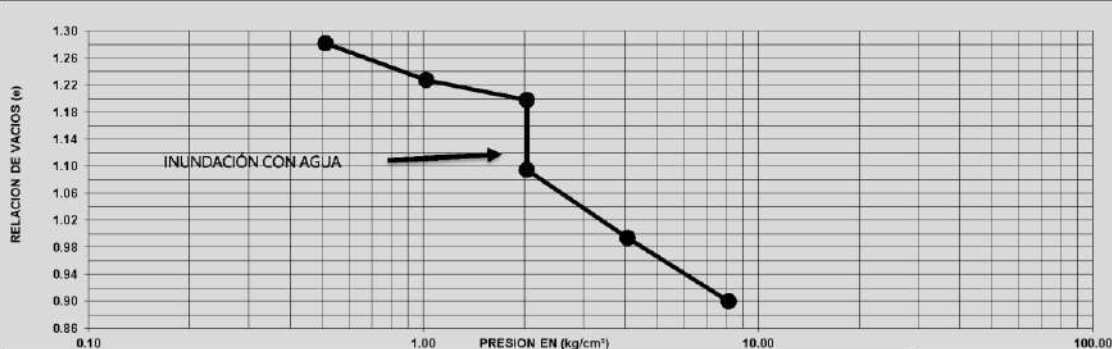
PRUEBA DE COLAPSO (ASTM 5333)

TIPO DE PRUEBA: Inalterada

SONDEO Y PROFUNDIDAD DE MUESTRA: Cemento 5%

DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA: Limo color blanco

DATOS		APLICACIÓN DE PRESIONES				
PESO Mw+ANILLO:	122.40	Presión en kg/cm ²	Lec. de deformación en cm.		A. vacíos	Rel. vacíos
PESO ANILLO:	42.60		Inicial	Final	Def.V	e
PESO Mw:	79.80	0.00	0.3478	0.3716	1.1480	1.3261
PESO Ms:	67.30	0.13	0.3716	0.3716	1.1480	1.3261
DIAM. ANILLO:	6.17	0.25	0.0265	0.3535	1.1300	1.3052
AREA ANILLO:	29.90	0.51	0.3535	0.3334	1.1099	1.2820
Ho-ALTURA ANILLO:	1.99	1.02	0.3334	0.2863	1.0628	1.2276
VOLUMEN ANILLO:	59.50	2.04	0.2863	0.2606	1.0370	1.1979
Hs-ALTURA DE SÓLIDOS:	0.87	Inundación con agua	0.2606	0.2393	1.0158	1.1733
Hvo-ALTURA INICIAL DE VACÍOS:	1.12	2.04	0.2393	0.1711	0.8476	1.0946
eo-RELACIÓN DE VACIOS INICIAL:	1.30	4.08	0.1711	0.0839	0.8604	0.9939
HUMEDAD NATURAL:	18.57	8.16	0.0839	0.0027	0.7792	0.9000
DENSIDAD RELATIVA	2.80					
PESO MUESTRA SECA AL HORNO	67.30					
DENSIDAD DEL AGUA	1.00					



PROBLEMAS

CP%= 4.49

	Inicial	Final
W%	18.57	48.95
e	1.326	0.900
GS%	37.2	98.0

www.epgc.com.mx

Resultados de la prueba de colapso

ANEXO II: REPORTE FOTOGRÁFICO

Suelos de Mezcla Ternaria

Pruebas de granulometría



Microscopio para determinación de Redondez y Esfericidad en Partículas de Grava y Arena



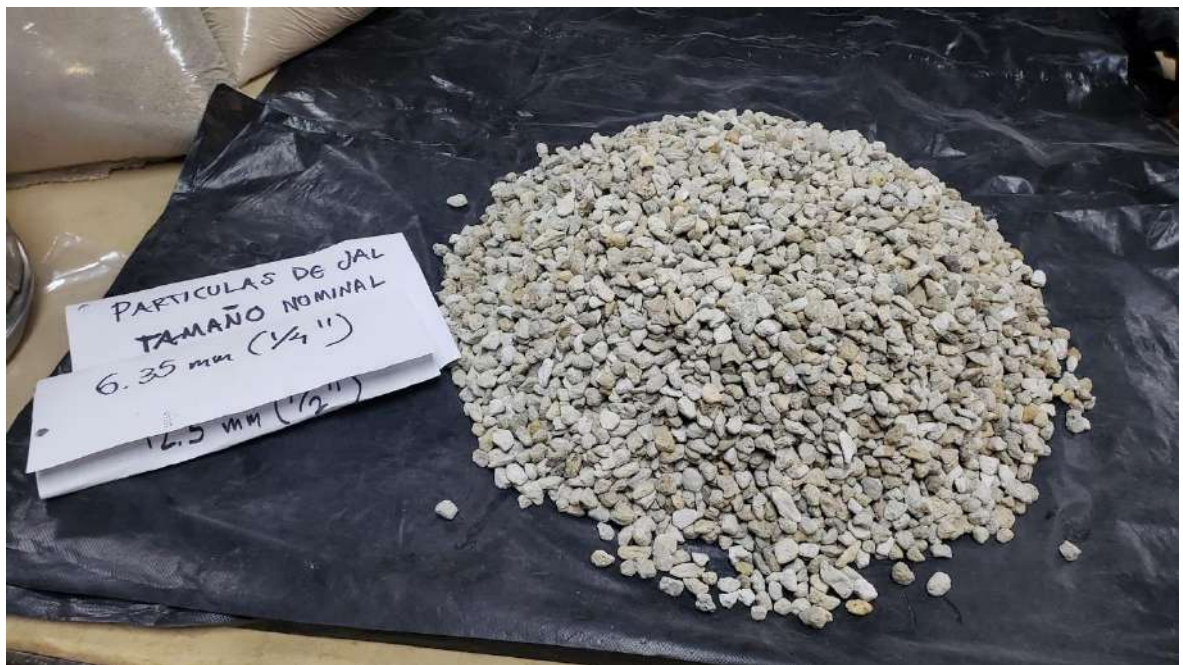
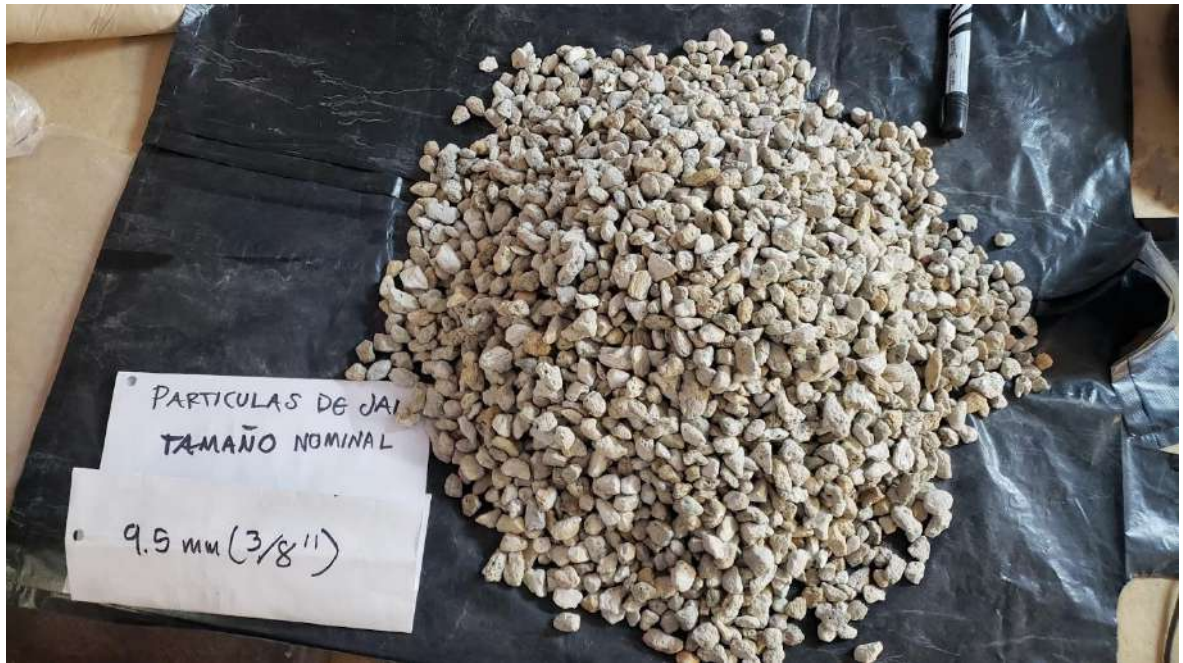
Fotografías para determinación de Redondez y Esfericidad en Partículas de Grava



Fotografías para determinación de Redondez y Esfericidad en Partículas de Grava



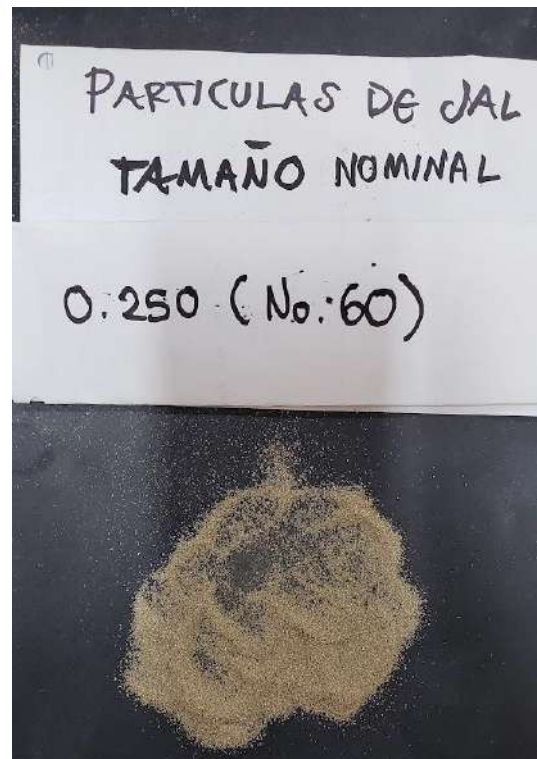
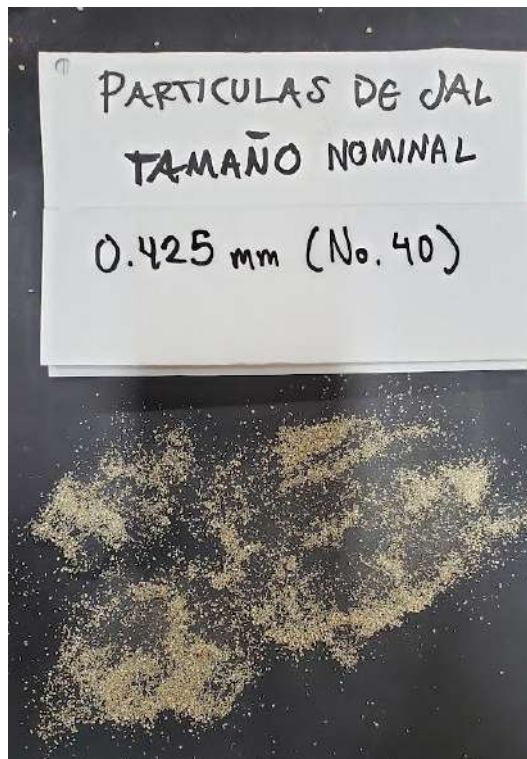
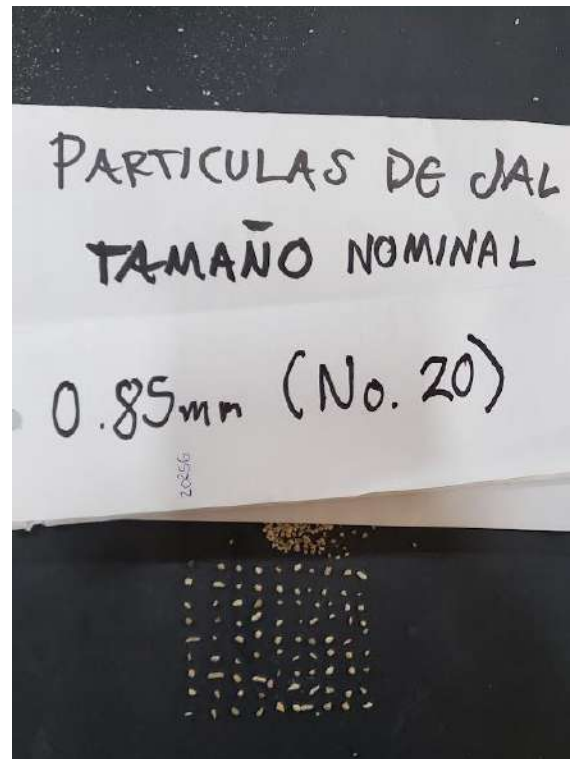
Fotografías para determinación de Redondez y Esfericidad en Partículas de Grava



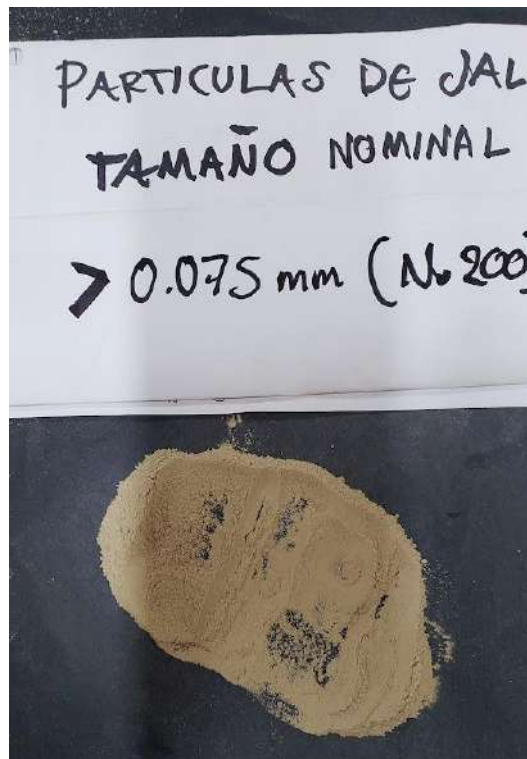
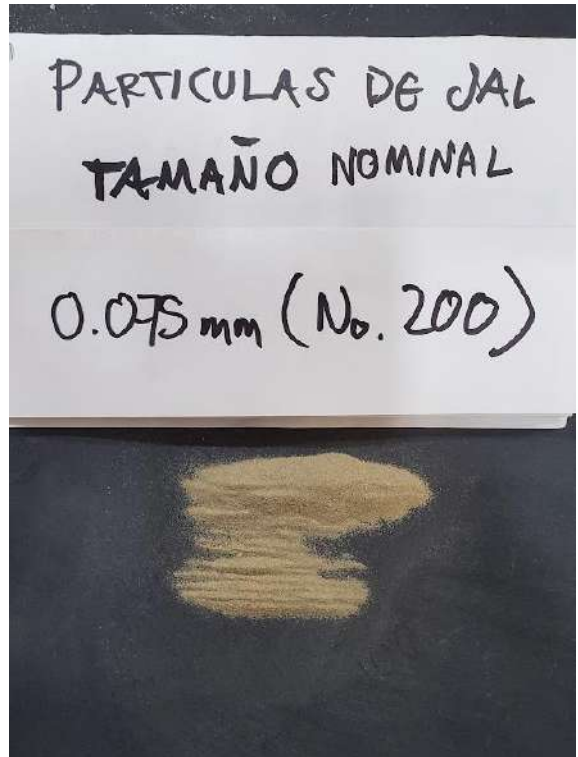
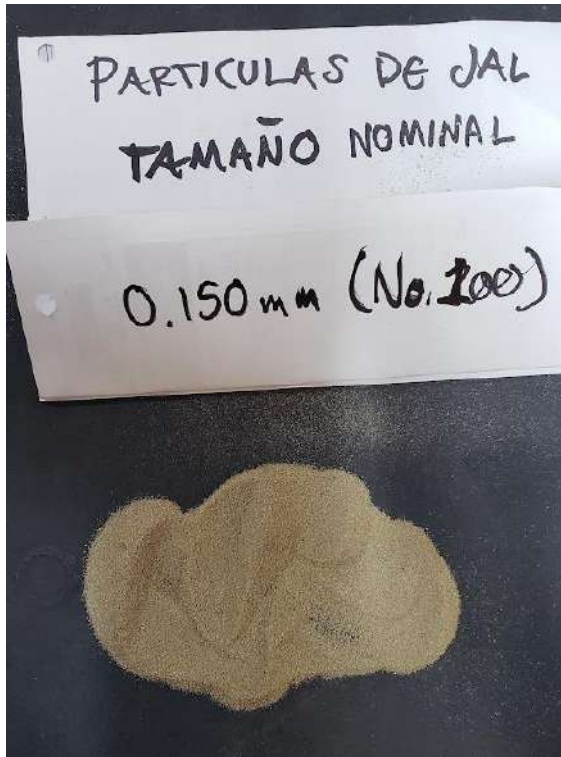
Fotografías para determinación de Redondez y Esfericidad en Partículas de Grava



Fotografías para determinación de Redondez y Esfericidad en Partículas de Arena



Fotografías para determinación de Redondez y Esfericidad en Partículas de Arena



Peso volumétrico en mesa vibratoria



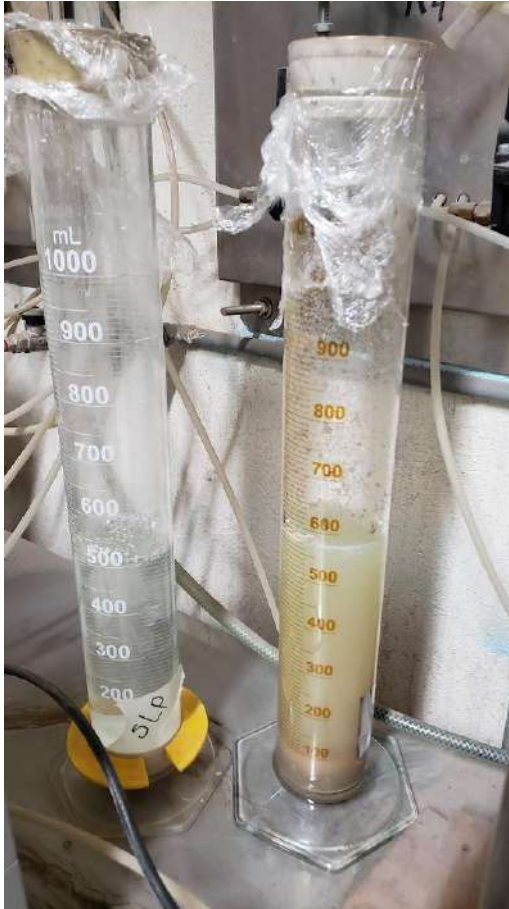
Obtención de densidad de sólidos



Granulometría gruesa de Arcillas y Limos



Granulometría fina de Arcillas y Limos



Pruebas de límite líquido ante diferentes fluidos



Pruebas de límite líquido ante diferentes fluidos



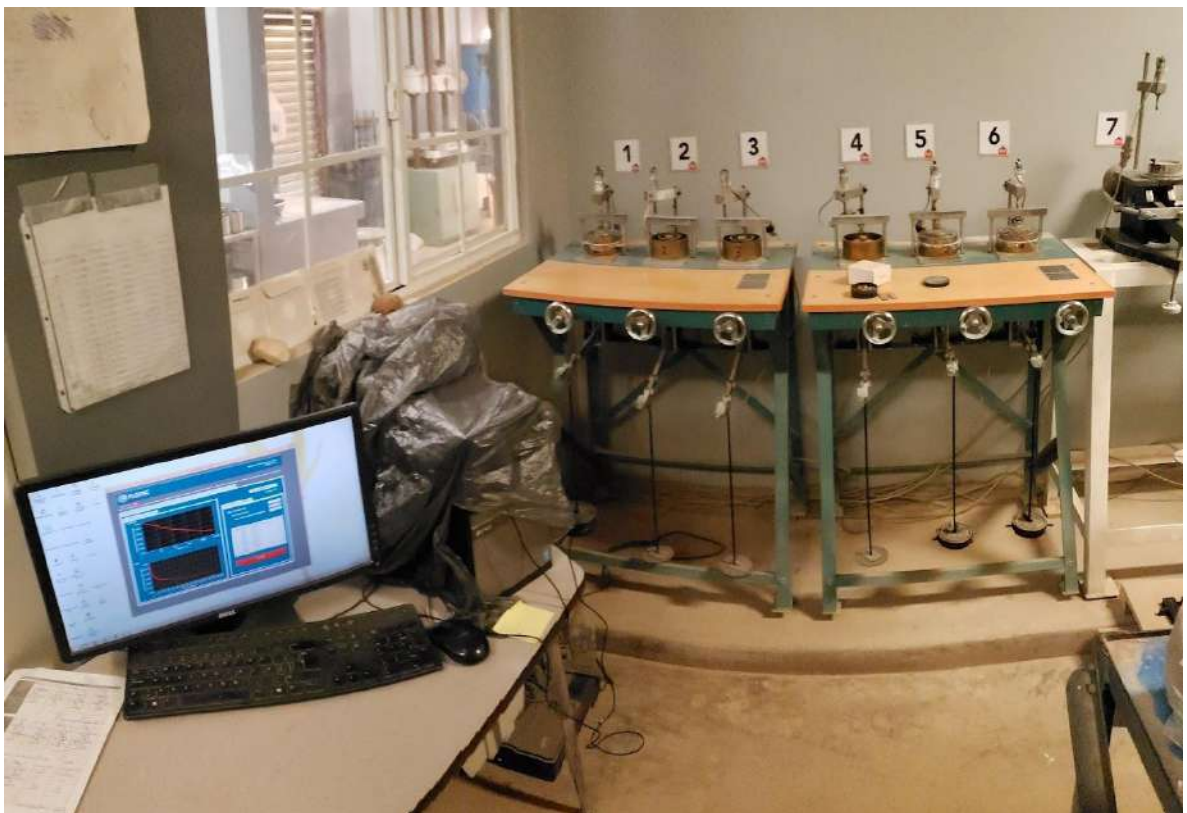
Pruebas de límite líquido ante diferentes fluidos



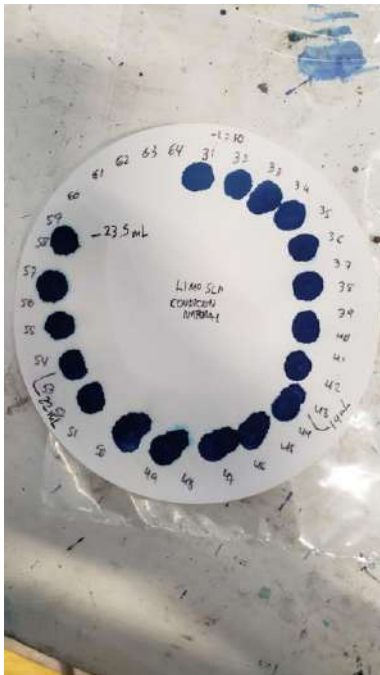
Pruebas de Expansión y Colapso



Pruebas de Expansión y Colapso



Determinación de Superficie Específica



Determinación de Superficie Específica

