



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
POOPOU ZOXSAZ GEOTECNIA

MEJORAMIENTO DE LAS PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DE JALES MEDIANTE LA  
ADICIÓN DE ÓXIDO DE CALCIO

**TESIS**  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:  
**MIRIAM RODRÍGUEZ RODRÍGUEZ**

TUTOR PRINCIPAL  
DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO  
INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX. JULIO 2023



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: DR. OVANDO SHELLEY EFRAÍN  
Secretario: DR. RIVERA CONSTANTINO RIGOBERTO  
1er. Vocal: DR. BOTERO JARAMILLO EDUARDO  
2do. Vocal: DR. FLORES CASTRELLÓN OSVALDO  
3er. Vocal: DRA. OSSA LÓPEZ ALEXANDRA

Lugar donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

**TUTOR DE TESIS:**

DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO

-----  
**FIRMA**

## AGRADECIMIENTOS

A Dios por darme la fortaleza de concluir esta meta satisfactoriamente.

A mi tutor principal el Dr. Eduardo Botero Jaramillo por darme la confianza y oportunidad de desarrollar la tesis dentro del Instituto de Ingeniería, además por apoyarme en la obtención de la beca durante todo el periodo de estudios.

Al M.I Mario Edgar Amaya Navarrete por guiarme en todo momento para el desarrollo de la tesis, por compartir su experiencia profesional, por aportar ideas y soluciones a esta investigación.

Al Dr. Rigoberto Rivera Constantino por compartir su conocimiento y experiencia.

Al Dr. Osvaldo Flores Castrellón por las aportaciones a la investigación.

Al comité académico en general por tomarse el tiempo de leer y revisar la tesis.

A la Dra. Teresa Pi y Dra. Olivia Zamora del LANGEM, UNAM por todas sus aportaciones valiosas en el tema mineralógico y químico de esta investigación.

Al LUP y LUME, UNAM por el desarrollo de las pruebas a nivel microestructural.

Al staff de laboratorio de mecánica de suelos del Instituto de Ingeniería por toda su ayuda y paciencia en la realización de las pruebas.

Mi gratitud infinita a la Universidad Nacional Autónoma de México, por permitirme seguir formándome como profesional y por ser mi alma mater.

A mis hijas Camila, Valentina y Paulina por ser tan pacientes y ser mi motivación para superarme cada día en lo personal y profesional.

A mi esposo por alentarme hacer el posgrado, por motivarme todos los días a continuar hasta concluir esta meta, por su disposición, su paciencia y su amor incondicional.

A Lucia y a mis padres por su apoyo incondicional, fueron parte fundamental en esta etapa de mi vida.



## RESUMEN

La generación de jales provenientes de la actividad minera en México y en el mundo han demostrado tener un comportamiento geotécnico complejo, que ha hecho que algunos de los depósitos donde se almacenan fallen súbitamente cobrando vidas humanas y generando la mayoría de los casos daños irreversibles al ambiente. Debido a que es imposible la reutilización total de este desecho (cuando es posible su reúso) se tiene la necesidad de investigar la manera de proporcionarle un mejoramiento en cuanto a su comportamiento geotécnico dentro del depósito, modificando sus propiedades físicas y químicas desde su estructura interna. Para lo cual se propone adicionar cal a los jales previo a ser bombeados al depósito y que inicie su proceso natural de consolidación.

Esta investigación se enfoca a estudiar el mejoramiento de las propiedades químicas y físicas de los jales mediante la adición de óxido de calcio (CaO), que ha demostrado ser un buen agente estabilizador.

El jal estudiado proviene de una mina de extracción de mineral de hierro y fue mezclado con dos porcentajes diferentes de CaO para ser sometido a una serie de pruebas mecánicas en las cámaras triaxiales, con el objetivo de medir su resistencia al corte no drenado y su evolución con el tiempo evaluándolo a diferentes periodos de curado. Por otra parte, tanto la muestra natural como las mezclas se sometieron a diversos estudios para conocer su composición química y mineralógica a través de pruebas como Difracción de Rayos X, Fluorescencia de Rayos X, pruebas químicas de Intercambio Catiónico y Eades&Grim, además se pudo comprobar la presencia de la matriz cementosa mediante microscopio electrónico SEM con EDS.

Los resultados obtenidos comprueban que la adición de CaO al jal de minas de mineral de hierro favorece el incremento de la resistencia con el tiempo de curado, pero también genera un crecimiento del mineral etringita en exceso de CaO, provocando una cierta expansión del material que debería ser evaluado a detalle en futuras líneas de investigación.

Los resultados obtenidos son alentadores y se consideran como un buen comienzo para investigar otros efectos en las propiedades mecánicas e hidráulicas de las mezclas Jal-CaO.

## CONTENIDO

RESUMEN .....	i
ÍNDICE DE FIGURAS .....	v
ÍNDICE DE FIGURAS DE ANEXOS .....	vii
ÍNDICE DE TABLAS .....	viii
INTRODUCCIÓN .....	1
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	3
OBJETIVOS GENERALES.....	3
OBJETIVOS PARTICULARES .....	3
<b>1 JALES MINEROS .....</b>	<b>4</b>
1.1 REVISIÓN DE LA LITERATURA .....	4
1.1.1 Origen de los jales mineros.....	4
1.1.2 Depósitos de Jales .....	5
1.1.2.1 Deposición en forma de lodos.....	5
1.1.2.2 Generación de residuos mineros y depósitos de jales en el mundo .....	6
1.1.2.3 Tipos de depósitos o presas de jales .....	7
i. Método aguas arriba.....	9
ii. Método aguas abajo.....	10
iii. Método de la Línea o eje Central.....	12
1.1.2.4 Zonificación de los depósitos de jales.....	13
1.1.3 Características geotécnicas de Jales .....	15
1.1.3.1 Propiedades Índice de jales .....	15
1.1.3.2 Variación Volumétrica dentro del depósito .....	16
1.1.3.3 Permeabilidad.....	17
1.1.3.4 Parámetros de compresibilidad.....	17
1.1.3.5 Parámetros de resistencia .....	18
1.1.3.6 Comportamiento geotécnico de jales provenientes de minas de Hierro .....	18
1.1.4 Mineralogía de Jales.....	21
1.1.5 Técnicas de Estudio.....	23
i. Difracción de Rayos X .....	23
ii. Microscopía electrónica de barrido (SEM) con análisis de energía dispersiva de rayos X (EDS).....	24
iii. Fluorescencia de rayos X.....	25
iv. Intercambio Catiónico.....	25

1.2	ASPECTOS TEÓRICOS DEL COMPORTAMIENTO DE SUELOS GRANULARES FINOS 26	
1.2.1	Criterios empíricos para evaluar la susceptibilidad a la licuación .....	28
1.2.2	Conceptos básicos del comportamiento de suelos granulares finos y su evaluación con pruebas triaxiales .....	30
1.2.2.1	Criterio de Falla de Mohr-Coulomb .....	30
1.2.2.2	Pruebas triaxiales y su interpretación .....	32
	i. Prueba Consolidada-Drenada (CD) .....	32
	ii. Prueba Consolidada-No drenada (CU).....	34
1.2.2.3	Trayectoria de esfuerzos .....	35
1.2.2.4	Licuación de arenas.....	37
<b>2</b>	<b>LA CAL COMO AGENTE ESTABILIZANTE .....</b>	<b>42</b>
2.1	ESTABILIZACIÓN DE JALES MINEROS .....	42
2.1.1	Peligrosidad de los Jales Mineros.....	42
2.1.2	Estabilización/Solidificación en Jales Mineros.....	42
2.1.3	Los Jales Mineros como material de construcción .....	43
2.2	QUÍMICA DE LA ESTABILIZACIÓN CON CAL .....	44
2.2.1	Producción de la cal.....	44
2.2.2	La química del tratamiento con cal.....	45
2.3	FORMACIÓN DEL MINERAL ETRINGITA EN LAS MEZCLAS Jal-CaO .....	47
2.4	PORCENTAJE ÓPTIMO DE CaO PARA LA ESTABILIZACIÓN.....	48
<b>3</b>	<b>MINERALOGÍA Y QUÍMICA DEL JAL NATURAL Y ESTABILIZADO .....</b>	<b>49</b>
3.1	MINERALOGÍA DE LAS MUESTRAS JalN, Jal3 y Jal6.....	49
3.1.1	Difracción de rayos X.....	49
	3.1.1.1 Resultados y Discusión.....	50
3.1.2	Fluorescencia de Rayos X .....	51
	3.1.2.1 Resultados y Discusión.....	52
3.1.3	SEM con EDS.....	53
	3.1.3.1 Resultados y Discusión.....	53
3.2	QUÍMICA DE LAS MUESTRAS JalN, Jal3 y Jal6 .....	59
3.2.1	Intercambio Catiónico .....	59
	3.2.1.1 Resultados y Discusión.....	60
3.2.2	Prueba Química Eades & Grim .....	62
	3.2.2.1 Resultados y discusión .....	62



<b>4</b>	<b>CARACTERIZACIÓN DEL JAL NATURAL Y ESTABILIZADO</b>	<b>65</b>
4.1	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	65
4.2	PROPIEDADES ÍNDICE	66
4.2.1	Granulometría	66
4.2.1.1	Resultados y discusión	68
4.2.2	Límites de Consistencia	71
4.2.2.1	Resultados y discusión	72
<b>5</b>	<b>RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DEL JAL NATURAL Y ESTABILIZADO</b>	<b>78</b>
5.1	FORMACIÓN DE PROBETAS	78
5.1.1	Compactación en suelos como método de reconstitución para su evaluación en el laboratorio	78
5.1.2	Relaciones volumétricas y gravimétricas	79
5.1.3	Condiciones de reconstitución del jal	82
5.1.4	Resultados y Discusión	82
5.2	PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE	89
5.2.1	Curvas esfuerzo-deformación	90
5.2.2	Ensaye de las muestras JalN, Jal3 y Jal6	92
5.2.2.1	Resultados y Discusión	92
5.3	PRUEBA TRIAXIAL CONSOLIDADA NO DRENADA (CU)	96
5.3.1	Resultados y discusión de la Primera Etapa de la Prueba (Saturación y Consolidación)	98
5.3.2	Resultados y discusión de la Segunda Etapa de la Prueba (Falla no Drenada)	100
i.	Curvas Esfuerzo-Deformación y Trayectorias de Esfuerzo	100
ii.	Representación gráfica de Mohr-Coulomb	110
	<b>CONCLUSIONES</b>	<b>115</b>
	<b>REFERENCIAS</b>	<b>118</b>
	<b>ANEXOS</b>	<b>123</b>
	ANEXO A: DIFRACTOGRAMAS DE LAS MUESTRAS JALN, JAL3 Y JAL6	124
	ANEXO B: IMAGENES DE MICROSONDA CON EDS	131
	ANEXO C: RESULTADOS DE LABORATORIO	133

## ÍNDICE DE FIGURAS

	Página
Figura 1.1. Mina Cannington Australia. Descarga de Jales por espigoteo. [3] .....	5
Figura 1.2. Tipo de presa de retención de agua para disposición de Jales. [1].....	9
Figura 1.3. Sección Transversal general de una Presa de Jales. [3] .....	9
Figura 1.4. Secuencia de la construcción de los terraplenes con el método Aguas Arriba. [1] .....	10
Figura 1.5. Secuencia de la construcción de los terraplenes con el método Aguas Abajo. [1] .....	11
Figura 1.6. Secuencia de la construcción de los terraplenes con el método Línea Central. [1] .....	12
Figura 1.7. Zonificación del embalse por propiedades geotécnicas de una presa de jales, de una mina de Uranio en Alemania. [9] .....	14
Figura 1.8. Sección transversal de la presa obtenida mediante el CPTu. [9] .....	15
Figura 1.9. Comportamiento al corte de muestras reconstituidas e inalteradas. Reid and Fanni (2020). [43].....	21
Figura 1.10. Estructura de las arcillas. [www.soilsurvey.org ] .....	22
Figura 1.11. Carta de Plasticidad mostrando valores representativos para cada suelo que exhibe un comportamiento como arena, arcilla o un comportamiento intermedio. [20].	30
Figura 1.12. Representación gráfica del criterio de Mohr-Coulomb .....	31
Figura 1.13. Envoltente de Mohr y ángulo de fricción para una amplia gama de presiones de confinamiento. [26].....	32
Figura 1.14. Prueba triaxial drenada en suelos granulares: (a) aplicación de la presión de confinamiento, (b) aplicación del esfuerzo desviador. [25].....	33
Figura 1.15. Prueba triaxial Consolidada No Drenada, modificado de [54] .....	34
Figura 1.16. Ley de resistencia de Mohr Coulomb en esfuerzos efectivos y totales .....	34
Figura 1.17. Trayectoria de esfuerzos de un suelo granular, modificado de [54] .....	35
Figura 1.18. Interpretación de los parámetros de resistencia $c'$ y $\phi'$ usando invariantes de esfuerzos. [27].....	37
Figura 1.19. Comportamiento de arenas de diferentes compacidades relativas sometidas a pruebas triaxiales. [30] .....	38
Figura 1.20. Comportamiento no drenado de arenas en compresión triaxial. [30] .....	39
Figura 1.21. Comportamiento no drenado de una muestra suelta en la que se presenta el estado cuasi estable. [30].....	40
Figura 1.22. Comportamiento de arenas bajo pruebas no drenadas. [30] .....	41
Figura 2.1. Proceso de la cal (Fuente: <a href="https://ecautomation.com/index.php?mod=cal">https://ecautomation.com/index.php?mod=cal</a> ) .....	45
Figura 3.1. Imagen SEM de caolinita cristalizada de arenisca. Tenga en cuenta la morfología hexagonal, las superficies basales lisas y la abundancia de poros en forma de hendidura y cuña. [39].....	54
Figura 3.2. Imagen SEM de la muestra JalN. Visualización del mineral de arcilla caolinita. ....	54
Figura 3.3. Imagen SEM, a la izquierda muestra JalN, a la derecha muestra Jal3. Visualización de portlandita en la muestra Jal3. ....	55

Figura 3.4. Imágenes SEM, a la izquierda portlandita pura, [40]. A la derecha muestra Jal3.....	56
Figura 3.5. Imagen SEM de la muestra Jal3. Visualización del mineral de etringita. ....	56
Figura 3.6. Imágenes SEM de la muestra Jal6 a diferentes aumentos. ....	58
Figura 3.7. Prueba Eades&Grimm para la obtención del porcentaje óptimo de CaO ....	63
Figura 3.8. Curva para determinar el porcentaje óptimo, pH vs % CaO.....	63
Figura 4.1. Jal proveniente de la zona de playa de la presa “Las Guásimas” .....	65
Figura 4.2. Mezclado de las muestras Jal3 y Jal6.....	68
Figura 4.3. Análisis Granulométrico vía húmeda de las muestras Jal3 y Jal6.....	69
Figura 4.4. Prueba Hidrométrica .....	69
Figura 4.5. Curva Granulométrica de las muestras JalN, y Jal3 y Jal6 a 1h de mezclado .....	70
Figura 4.6. Curva Granulométrica de la muestra Jal3 con 210 días de curado.....	71
Figura 4.7. Determinación del límite plástico.....	72
Figura 4.8. Obtención del Límite Líquido por medio del cono inglés.....	73
Figura 4.9. Obtención del WL y WP de la muestra JalN a 1 hora de mezclado, prueba de cono inglés .....	73
Figura 4.10. Obtención del WL y WP de la muestra Jal3, 1 hora de mezclado, mediante la prueba de cono inglés .....	74
Figura 4.11. Obtención del WL y WP de la muestra Jal6, 1 hora de mezclado, mediante la prueba de cono inglés .....	74
Figura 4.12. Comparativa de los límites de consistencia vs tiempo de curado de las muestras JalN y las muestras Jal3 y Jal6 a 1 hora, 14 y 28 días de curado .....	75
Figura 4.13. Carta de Plasticidad, ubicación de las muestras ensayadas para los tres tiempos de curado.....	76
Figura 4.14. Prueba densidad de sólidos de las muestras JalN, Jal3 y Jal6 .....	77
Figura 5.1. Relación peso-volumen de una masa de suelo. [45].....	80
Figura 5.2. Material para la formación de las probetas .....	83
Figura 5.3. Secuencia de apisonamiento para la formación de probetas.....	83
Figura 5.4. Compactación de la muestra JalN .....	84
Figura 5.5. Curvas de compactación estática de la muestra JalN para diferentes masas. ....	85
Figura 5.6. Formación de los puntos finales de la rama húmeda de la curva de compactación.....	85
Figura 5.7. Curvas de compactación de las muestras JalN, Jal3 y Jal6 para un Pp de 6.3 kg .....	86
Figura 5.8. Curvas e vs w (%) para las muestras JalN, Jal3 y Jal6.....	87
Figura 5.9. Almacenamiento de probetas en cuarto húmedo para su ensaye posterior .....	88
Figura 5.10. Curvas de compactación por apisonamiento de arenas con diferentes tipos y contenidos de arcilla. [12].....	89
Figura 5.11. Curvas típicas de ensayos de compresión simple. [45] .....	90
Figura 5.12. Curvas esfuerzo-deformación lineales y no lineales de un material elástico. [46] .....	91
Figura 5.13. Curvas esfuerzo-deformación de la prueba UCS de las muestras JalN y Jal3 para diferentes periodos de curado.....	94

Figura 5.14. Curvas esfuerzo-deformación de la prueba UCS de la muestra Jal6 para diferentes periodos de curado.....	95
Figura 5.15. Ensaye de compresión simple en la cámara triaxial del II UNAM .....	95
Figura 5.16. Presencia de mineral etringita en probeta de Jal6 a 90 días de curado....	96
Figura 5.17. Cámara triaxial de laboratorio de Geotecnia del Instituto de Ingeniería....	97
Figura 5.18. Resultados de la prueba triaxial CU de la muestra JalN a diferentes esfuerzos de confinamiento .....	101
Figura 5.19. Secuencia del ensaye CU de la probeta de JalN a $\sigma_c = 150 \text{ kPa}$ .....	103
Figura 5.20. Resultados de la prueba triaxial CU de la muestra Jal3 a 14 días de curado a diferentes esfuerzos de confinamiento.....	104
Figura 5.21. Localización de la resistencia post-pico de las tres pruebas para el trazo de la línea de falla de la muestra Jal3 a 14d de curado .....	105
Figura 5.22. Secuencia del ensaye CU de una probeta de Jal3 a 14d de curado, $\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$ .....	105
Figura 5.23. Resultados de la prueba triaxial CU de la muestra Jal3 a 28 días de curado a diferentes esfuerzos de confinamiento.....	106
Figura 5.24. Trazo de la línea de falla de la prueba triaxial de la muestra Jal3 a 28 días .....	107
Figura 5.25. Falla de la muestra Jal3 28 días de curado a $\sigma_c = 150 \text{ kPa}$ .....	107
Figura 5.26. Resultados de la prueba triaxial CU de la muestra Jal6 a 28 días de curado a diferentes esfuerzos de confinamiento.....	108
Figura 5.27. Trazo de la línea de falla de la prueba triaxial de la muestra Jal6 a 28 días .....	109
Figura 5.28. Resistencia al esfuerzo cortante de la muestra JalN en la región de Mohr. ....	111
Figura 5.29. Resistencia al esfuerzo cortante de la muestra Jal3 a 14 días de curado en la región de Mohr. ....	111
Figura 5.30. Resistencia al esfuerzo cortante de la muestra Jal3 a 28 días de curado en la región de Mohr. ....	112
Figura 5.31. Resistencia al esfuerzo cortante de la muestra Jal6 a 28 días de curado en la región de Mohr. ....	113

## ÍNDICE DE FIGURAS DE ANEXOS

	Página
Figura A 1. Difractograma de la muestra JalN.....	125
Figura A 2. Difractograma de la muestra Jal3 .....	126
Figura A 3. Difractograma de la muestra Jal3, presencia de portlandita y sulfatos.....	127
Figura A 4. Difractograma de la muestra Jal6 .....	128
Figura A 5. Difractograma de la muestra Jal6, presencia de portlandita y sulfatos.....	129
Figura A 6. Identificación de arcillas de la muestra JalN .....	130
Figura B 1. Imágenes obtenidas de la Microsonda con EDS en muestra total de JalN, Jal3 y Jal6 .....	132
Figura C 1. Determinación de los límites de consistencia de la muestra Jal3 a 14 días de curado. ....	135

Figura C 2. Determinación de los límites de consistencia de la muestra Jal3 a 28 días de curado.	135
Figura C 3. Determinación de los límites de consistencia de la muestra Jal6 a 14 días de curado.	136
Figura C 4. Determinación de los límites de consistencia de la muestra Jal6 a 28 días de curado.	136
Figura C 5. Muestras de Jal-CaO con casi un año de mezclado	137

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Fallas en presas de jales registradas en todo el mundo, producto del beneficio de mineral de hierro. [7]	8
Tabla 1.2. Comparación de los métodos de construcción de presas de jales. [1]	13
Tabla 1.3. Propiedades Índice de jales provenientes de algunas minas. [1]	16
Tabla 1.4. Propiedades Índice [2].	19
Tabla 1.5. Ángulo de fricción y Cohesión de Jales de Hierro, Gruesos y Finos [2]	19
Tabla 3.1 Mineralogía de las muestras JalN, Jal3 y Jal6	51
Tabla 3.2 Identificación y Cuantificación de Elementos Mayores.	52
Tabla 3.3. Composición química mediante SEM con EDS y relaciones Ca/Si	57
Tabla 3.4. Valores de CEC para las muestras JalN, Jal3 y Jal6 a pH controlados y a pH ácido, bajo diferentes concentraciones de Na <sup>+</sup>	60
Tabla 3.5. Cantidad de cationes lixiviados para diferentes concentraciones de Na <sup>+</sup>	61
Tabla 4.1. Propiedades de las muestras JalN, Jal3 y Jal6 a diferentes tiempos de curado	77
Tabla 5.1. Parámetros de compactación de la muestra JalN para un Pp de 6.3 kg	84
Tabla 5.2. Parámetros de compactación de la muestra Jal3 para un Pp de 6.3 kg	86
Tabla 5.3. Parámetros de compactación de la muestra Jal6 para un Pp de 6.3 kg	86
Tabla 5.4. Resultados de la prueba UCS de la muestra JalN	92
Tabla 5.5. Resultados de la prueba UCS de la muestra Jal3	93
Tabla 5.6. Resultados de la prueba UCS de la muestra Jal6	94
Tabla 5.7. Propiedades geotécnicas iniciales de las muestras JalN, Jal3 y Jal6	98
Tabla 5.8. Relaciones volumétricas de las muestras JalN, Jal3 y Jal6 en la prueba triaxial	99
Tabla 5.9. Resultados de la etapa de consolidación de las muestras JalN, Jal3 y Jal6	100
Tabla 5.10. Resultados de la prueba triaxial CU, parámetros donde la presión de poro es máxima y de resistencia pico de las muestras JalN, Jal3 y Jal6	102
Tabla 5.11. Parámetros efectivos de resistencia, obtenidos mediante trayectoria de esfuerzos de las muestras JalN, Jal3 y Jal6	102
Tabla 5.12. Parámetros de resistencia obtenidos mediante el criterio de Mohr Coulomb de las muestras JalN, Jal3 y Jal6 a diferentes esfuerzos de consolidación	112
Tabla 5.13. Comparativa de los resultados obtenidos de la prueba CU de las muestras JalN, Jal3 y Jal6 sometidas a diferentes esfuerzos de confinamiento	114

## ÍNDICE DE TABLAS DE ANEXOS

Tabla C 1. Resultados de la prueba de densidad de sólidos de las muestras JaIN .....	134
Tabla C 2. Resultados de la prueba de densidad de sólidos de las muestras JaI3.....	134
Tabla C 3. Resultados de la prueba de densidad de sólidos de las muestras JaI6.....	134
Tabla C 4. Parámetros de compactación de la muestra JaIN con una masa de 2.0 kg. ....	136
Tabla C 5. Parámetros de compactación de la muestra JaIN con una masa de 2.5 kg. ....	137
Tabla C 6. Parámetros de compactación de la muestra JaIN con una masa de 7.5 kg .....	137

## INTRODUCCIÓN

La industria minera es una de las principales actividades económicas alrededor del mundo, la demanda creciente de metales y minerales ha hecho que la producción minera vaya en aumento y con ello la generación de grandes cantidades de residuos mineros producto de la explotación de la roca madre, a estos residuos mineros se les conoce como jales o relaves mineros.

La disposición de estos residuos mineros se hace mediante varios métodos incluida la eliminación de jales secos o espesados en embalses o pilas independientes, el relleno de trabajos de minas subterráneas, la disposición subacuática y el método más común se hace mediante la conducción en forma de lodos a través de tuberías que lo conducen hasta el almacenamiento en depósitos llamados “depósitos de jales”.

El estudio de estos materiales desde el punto de vista geotécnico es bastante complejo, ya que en toda la zona del depósito o presa los materiales reflejarán un comportamiento diferente, debido a la manera de su deposición en diferentes puntos de descarga dentro del embalse.

Estos materiales se descargan con altos contenidos de agua, por lo que su compresibilidad es alta [2], son susceptibles a fenómenos como la erosión pluvial, la tubificación y la licuación provocada por sismos, explosiones [50] o simplemente por la propia descarga del material en capas. Su comportamiento también dependerá de diversos factores como el tipo de extracción, molienda, método de deposición, composición mineralógica, clima, etc. Su caracterización a menudo se considera en términos de tamaño de grano, mineralogía y morfología. Estos tres factores y sus interacciones con las especies acuosas contribuyen directamente al comportamiento en general observado de un jal dado. [5]

La complejidad en el manejo de estos materiales para construir o ampliar los depósitos de jales con diseños más seguros y económicos, deben cumplir con normas cada vez más estrictas, debido a que han demostrado ser materiales inestables provocando fallas súbitas.

En las últimas décadas se ha registrado que una de las principales causas detonantes de estas fallas se debe al fenómeno de licuación del material, provocando daños

ambientales catastróficos y tragedias humanas. Un ejemplo muy claro de lo catastrófico que pueden ser estos eventos es el caso de Brumadinho. La falla ocurrida en un depósito de jales ubicado en esta ciudad de Brasil en el 2019, liberando alrededor de 10 millones de metros cúbicos de residuos mineros. En donde el lodo viajó aguas abajo matando a 270 personas y causando daños graves al ambiente. Se estima que el impacto económico, social y ambiental de este tipo de fallas puede estar entre 750 millones y 56 billones de USD. [51]

Por lo anterior, surge la necesidad de investigar alternativas de solución para lograr mejorar la resistencia de estos materiales una vez almacenados en los depósitos. En esta investigación se estudia si la adición de óxido de calcio como agente estabilizador, mejora las propiedades geotécnicas de los jales provenientes de una mina de hierro en cuanto a su resistencia al corte no drenado.

El óxido de calcio (CaO) ha demostrado ser un agente químico que mejora entre otras propiedades la resistencia de los suelos que contienen cierto porcentaje de arcilla, debido a que las reacciones químicas se darán con la sílice y alúmina presentes en los minerales de arcilla generando aluminatos cálcicos hidratados (C-A-H) y silicatos cálcicos hidratados (C-S-H), similares a las matrices formadas durante la hidratación del cemento portland [45]. Bajo dicho contexto, se tiene la hipótesis de que los jales aquí estudiados contienen suficientes minerales arcillosos para lograr su afinidad con el CaO y generar las reacciones puzolánicas necesarias para brindarle una mayor resistencia al material.

El material estudiado será jal proveniente de una mina de hierro de la zona de playa de la presa de jales ubicada en el estado de Colima denominada "Las Guásimas".



## **PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

Siendo la deposición hidráulica uno de los métodos más utilizados para almacenar los residuos mineros, hace que estas estructuras sean vulnerables a fallas súbitas, debido a la baja resistencia que suelen presentar los jales al someterlos a presiones derivadas de cargas monotónicas o cíclicas, por lo que se plantea la posibilidad de mejorar su resistencia desde la estructura interna del material, mediante la adición de óxido de calcio en la etapa final de recuperación del mineral y previo a que el jal sea bombeado para ser depositado e inicie su proceso natural de consolidación.

## **OBJETIVOS GENERALES**

Estabilizar químicamente al jal proveniente de una mina de hierro mediante la adición de CaO para incrementar su resistencia y medir su evolución con el tiempo.

## **OBJETIVOS PARTICULARES**

1. Encontrar el porcentaje óptimo de óxido de calcio para la estabilización del jal mediante la prueba química Eades& Grim.
2. Conocer la composición mineralógica y química del material antes y después de ser estabilizado mediante pruebas de Difracción y Fluorescencia de Rayos X.
3. Comprobar la presencia de las matrices cementosas a nivel microscópico mediante pruebas de SEM con EDS.
4. Cuantificar la capacidad de Intercambio Catiónico del material natural y de las mezclas Jal-CaO, además de medir la permanencia del calcio en las mezclas bajo condiciones ambientales desfavorables.
5. Clasificar de acuerdo al SUCS al Jal Natural y Estabilizado.
6. Determinar la resistencia de los Jales Natural y Estabilizado, mediante pruebas de Compresión Simple y pruebas tipo CU y establecer si son susceptibles a licuación estática.

# 1 JALES MINEROS

## 1.1 REVISIÓN DE LA LITERATURA

### 1.1.1 Origen de los jales mineros

Los jales mineros o relaves mineros son producto de la molienda de la roca madre para la recuperación de metales o minerales. Para poder comprender el comportamiento de los jales es necesario conocer su origen.

La roca madre es sometida a varios procesos para recuperación del valor mineral que contiene. Los pasos básicos en la mayoría de estos procesos son similares, iniciando con la trituración y molienda, seguido de la concentración de las partículas que contienen el mayor valor mineral, para lo cual se utiliza uno de varios procesos. Los pasos opcionales pueden ser la lixiviación y calentamiento y la etapa final que es la recuperación de agua y preparación de los residuos (jales) para ser bombeados al depósito. Si bien las características de los jales varían ampliamente en todos los aspectos, el tipo de mineral que se procesa permite algunas generalizaciones físicas del material. [1].

### **Trituración y Molienda**

En este primer paso en el proceso de extracción del mineral se define el tamaño de grano de los jales, es decir, como resultado de la trituración a la que se somete la roca las partículas de jal suelen ser sólidas y muy angulares, incluso las de tamaño limo muestran una notable angulosidad. Excepto los minerales que consisten en esquisto y los que tienen un alto contenido de arcilla mostrarán la forma y dureza de los limos y arcillas que contenga el material original, [1].

### **Concentración**

Este paso tiene el propósito de separar aquellas partículas con valor alto en minerales de aquellos con valores más bajos. Existen tres métodos que son usados generalmente para hacer la separación de acuerdo con el tipo de mineral presente separación por gravedad, separación magnética y separación por flotación. Para esta última se requieren de procesos fisicoquímicos muy complejos donde es necesaria la adición de

reactivos químicos. Este paso en el proceso de extracción puede ser un indicativo temprano de posibles componentes químicos problemáticos en el depósito de jales. [1]

### **Preparación de los residuos**

Los desechos o jales se llevan a los espesadores, donde se elimina parte del agua para recuperarla y reusarla cuando es posible, para ser bombeados generalmente en forma de lodos mediante tuberías. Esta técnica demuestra ser la forma más económica. Se hace por gravedad o bombeo dependiendo de la topografía del lugar hacia los depósitos como se muestra en la Figura 1.1.



*Figura 1.1. Mina Cannington Australia. Descarga de Jales por espigoteo. [3]*

### **1.1.2 Depósitos de Jales**

#### **1.1.2.1 Deposición en forma de lodos**

Una vez descargados los lodos de jal en el punto de descarga dentro del depósito, sucederá la sedimentación de las partículas por analogía con el proceso de deposición natural, que ocurre como resultado de la pérdida de energía por la corriente que transporta al material hidratado. Por lo que cerca del punto de descarga sedimentarán las partículas más gruesas, tamaño arena, que exhibirán un comportamiento de un material no cohesivo, mientras que las partículas más alejadas del punto de descarga serán finos (limos y arcillas) que migran al estanque, y por lo tanto son estructuras fuertemente estratificadas. Los efectos de la segregación por sedimentación natural son

cambios en las propiedades físicas y mecánicas de los jales en función de la distancia desde el lugar de la descarga. [4]

Las zonas centrales y las zonas más alejadas de los puntos de descarga son las más inestables del depósito, donde se generan excesos de presión de poro, desencadenando fenómenos como la licuación.

### 1.1.2.2 Generación de residuos mineros y depósitos de jales en el mundo

La cantidad de generación de jales en todo el mundo aún es una incógnita, sin embargo, publicaciones de países como Estados Unidos estima que la industria minera de extracción de carbón, por ejemplo, descarga entre 70 y 90 millones de toneladas anualmente de jales solamente en ese país. En el resto del mundo, la producción de alúmina superó los 2,500 millones de toneladas de lodo rojo en el 2007, con un crecimiento de 120 millones de toneladas por año. La producción de ácido fosfórico, un ingrediente esencial para el fertilizante fosfato de amonio, genera en promedio 450% de su peso como fosfoyeso (residuos de fosfato). La producción de cobre genera una cantidad muy desproporcionada de jales, para producir 1 ton de cobre se generan entre 128 y 196 toneladas de residuos. Por lo que se generaron 2 mil millones de toneladas de jales de cobre solo en el 2011, [5].

Con lo anterior se puede dar una idea que la cantidad de jales que se producen en el mundo anualmente es brutal, lo que ha hecho que cada vez más la altura y capacidad de almacenamiento de los depósitos de jales aumente continuamente para satisfacer la creciente demanda de la explotación minera, lo que inevitablemente conduce al aumento de riesgo de falla de estas.

En la actualidad existen presas con alturas muy elevadas, por ejemplo, la presa de jales de Caren en el centro de Chile es una presa de tierra con una altura de 108 m, mientras que la presa de Hierro Yuheshai en Yunnan China, fue diseñada con una altura de 182 m para retener 17 MMm<sup>3</sup> de jales. En México la presa de jales Bahuerachi en Sonora, fue diseñada con una altura de 100 m y una capacidad de almacenamiento de 200 MMm<sup>3</sup> de jales, [2], mientras que la presa de jales Buena Vista del Cobre tiene una altura de diseño de 172 m de altura con una capacidad de almacenamiento de 2040 MMm<sup>3</sup> de jales. [41]

Hay más de 18,400 presas de jales en el mundo, y las fallas de estas presas han resultado en desastrosos daños ambientales y tragedias humanas, ICOLD, WISE, World Mine Tailings Failures, entre otros indican desde 1915, un total de 257 fallas que han sido registradas, con cerca de 2,650 muertes y 250 millones de metros cúbicos de residuos contaminados liberados al ambiente. Casi el 50% (115 millones de m<sup>3</sup>) de los volúmenes liberados se registraron después del 2000, con alrededor de 640 muertes [6][7][8].

Algunas presas de jales que contenían desecho de la extracción de mineral de hierro que han fallado en el mundo registradas por el WISE [7] se enumeran en la Tabla 1.1.

### 1.1.2.3 Tipos de depósitos o presas de jales

Los tipos de almacenamiento de jales más comunes son dos. Las presas de retención que se construyen con la altura definitiva desde el inicio y son similares a las presas de almacenamiento de agua en cuanto a las propiedades del suelo, los controles de aguas superficiales y subterráneas y las consideraciones de estabilidad, como se muestra en la Figura 1.2. Estas presas son adecuadas para cualquier tipo de jales y cualquier método de disposición. El otro tipo de presa es la formada con el propio jal, los diques se van construyendo con el mismo material depositado donde la altura está definida desde el diseño, pero se va elevando mediante la descarga de los lodos. La Figura 1.3 muestra una sección transversal de una presa de jales convencional. Hay tres métodos para su formación, el método aguas arriba, aguas abajo y el de línea central.

En los tres métodos para los terraplenes se utiliza por lo general la fracción gruesa del jal, y esta se obtiene mediante la separación del material por espigoteo (descarga múltiple) o cicloneo (sistema para separar los jales gruesos). Estas arenas se compactan con compactadores vibratorios dándoles un mejoramiento haciendo una masa densa que tiene una resistencia mucho mayor a la licuación. [3]

Tabla 1.1. Fallas en presas de jales registradas en todo el mundo, producto del beneficio de mineral de hierro. [7]

Fecha	Localidad	Tipo de Incidente	Cantidad liberada	Impacto
Enero 20, 2022	Banjhiberana village, Thelkoloi area, Sambalpur district, Odisha (formalmente Orissa), India	Ruptura de la pared del depósito de jales, que contenía lodos de hierro generados por la planta de beneficio.	?	Por lo menos de 8 a 12 hectáreas de granjas fueron sumergidas bajo el lodo de hierro y dos estanques fueron contaminados causando la muerte de peces, un guardia de seguridad se reporto como desaparecido.
Enero 8, 2022	Pau Branco mine, Nova Lima, Minas Gerais, Brazil	Después de fuertes lluvias, una falla en la ladera involucró la estabilidad de la pila de desecho de la mina. El depósito luego se desbordó en toda la longitud del terraplén, sin comprometer su estabilidad.	?	El lodo desbordado bloqueó la carretera BR-040 y una persona resultó lastimada.
Noviembre 5, 2015	Germano mine, Bento Rodrigues, distrito de Mariana, Região Central, Minas Gerais, Brazil	La falla se debió al drenaje insuficiente, lo que dio paso a la licuación de arenas después de un pequeño sismo registrado.	32 millones de m3	El lodo sepultó el pueblo Benito Rodríguez, destruyendo 158 casas y por lo menos 17 personas muertas y dos desaparecidas, el lodo contaminó a los ríos Gualaxo Norte, Camel y Doce en 663 kilometros, destruyendo 15 kilometros cuadrados de tierra dejando sin agua potable a los residentes, el daño se estimó en por lo menos 6.7 billones de USD.
Septiembre 10, 2014	Herculano mine, Itabirito, Região Central, Minas Gerais, Brazil	Falla en el depósito de jales.	?	Dos trabajadores muertos y uno desaparecido.
Mayo, 2011	Bloom Lake mine, Fermont, Québec, Canada	Una brecha en el estanque Triangle del depósito de jales.	Más de 200,000 m3	?
Septiembre 8, 2008	Taoshi, Linfen City, Xiangfen county, Shanxi province, China	Colapso del depósito de jales de una mina ilegal durante una tormenta.	190,000 m3	Una avalancha de lodo de varios metros de altura fluyo 2.5 kilometros aguas abajo, sepultó un mercado, varias viviendas y un edificio de tres plantas, murieron 277 personas y 33 resultaron heridas.
Enero 22, 2001	Sebastião das Águas Claras, Nova Lima district, Minas Gerais, Brazil	Falla en el depósito de jales.	?	El lodo viajó por lo menos 6 km aguas abajo, matando por lo menos a dos trabajadores de la mina y 3 personas se reportaron como desaparecidas.
1994	Daye Iron Ore mine, Longjiaoshan, Hubei, China	Falla en el depósito aguas arriba.	?	31 personas muertas.
1986	Huangmeishan, China	Falla en el depósito de jales por filtración e inestabilidad en el talud.	?	19 personas muertas.
Enero 20, 1981	Balka Chuficheva, Lebedinsky, Russia	Falla en el depósito de jales.	3.5 millones de m3	Los jales viajaron una distancia de 1.3 km aguas abajo.

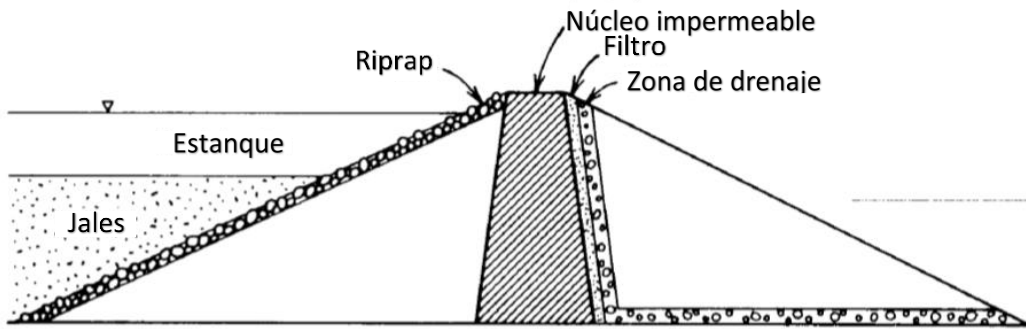


Figura 1.2. Tipo de presa de retención de agua para disposición de Jales. [1]

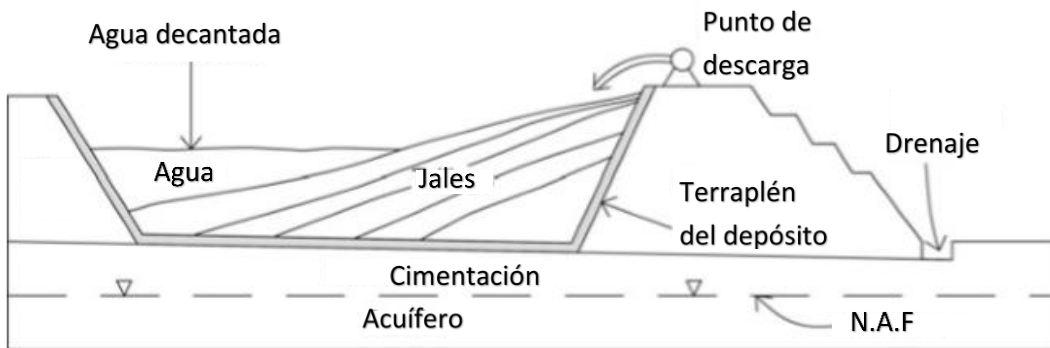


Figura 1.3. Sección Transversal general de una Presa de Jales. [3]

### i. Método aguas arriba

Este método inicia con un terraplén al pie de la cara de aguas abajo, este primer dique debe ser capaz de permitir el paso del agua filtrada y debe ser resistente a la tubificación. Los jales se descargan de manera periférica mediante espigoteo, un solo punto de descarga o cicloneo, desde la corona formando la playa de jales. Estas playas serán la base del siguiente dique y así sucesivamente hasta alcanzar la altura deseada como se muestra en la Figura 1.4.

Más del 50 % de las presas en el mundo están formadas con el método aguas arriba por ser el método más económico, sin embargo, está comprobado que la construcción con

este método produce una estructura la cual es altamente susceptible a la erosión y a la falla [3].

Al estar cimentado cada dique sobre el mismo jal, su estabilidad dependerá del comportamiento de este. Si la producción de la mina demanda un crecimiento rápido de la presa, la construcción de los terraplenes a una mayor velocidad provocará un exceso de presión intersticial que podría desencadenar la falla, como ha ocurrido en múltiples depósitos formados con este método, como ya se ha mencionado.

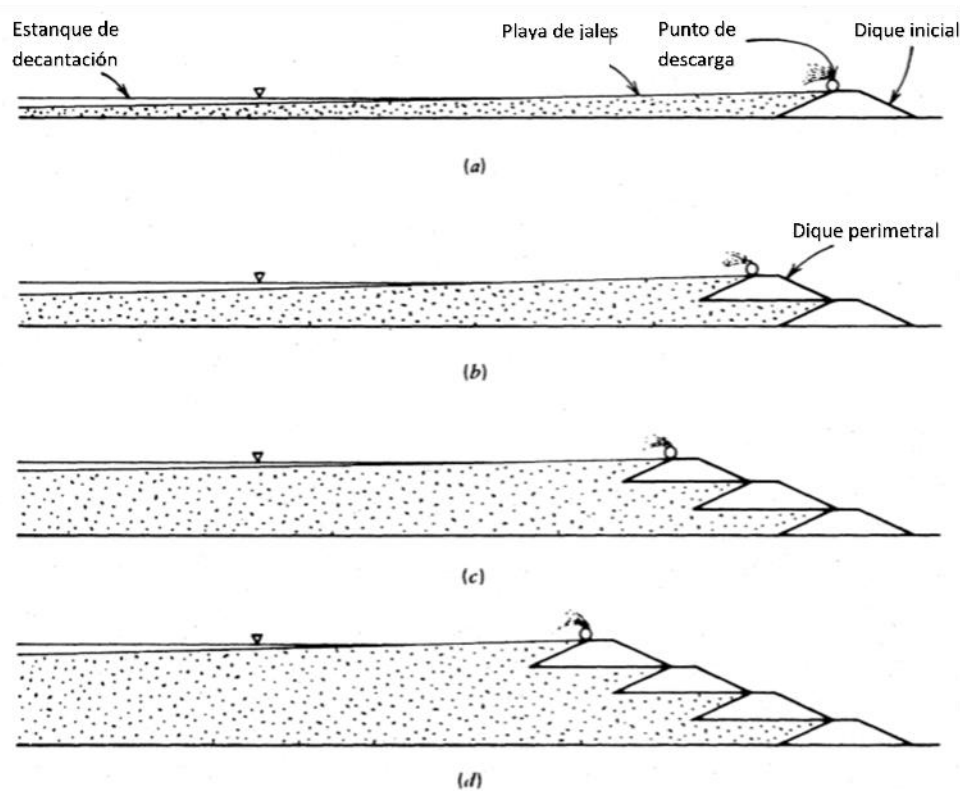


Figura 1.4. Secuencia de la construcción de los terraplenes con el método Aguas Arriba. [1]

## ii. Método aguas abajo

Este método inicia con un primer terraplén y los jales se van descargando en la parte aguas arriba de él, mientras la demanda de almacenamiento se incrementa, cada



terraplén se va colocando sobre la pendiente aguas abajo del terraplén anterior, como se muestra en la Figura 1.5. Este método permite hacer mejoras estructurales al terraplén desde su formación como incorporar núcleos impermeables, drenes internos para el control positivo de la superficie freática. También se pueden almacenar grandes volúmenes de agua, ya que el agua puede estar en contacto con la cara interior del terraplén [1].

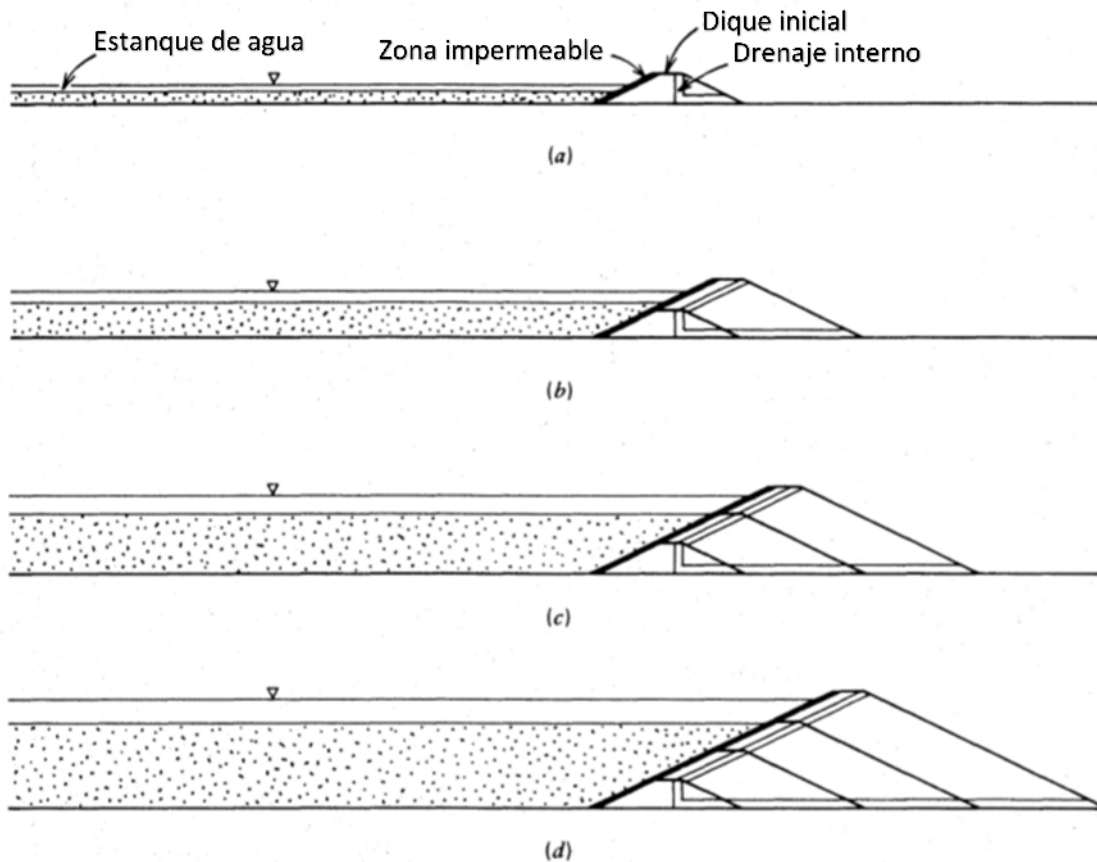


Figura 1.5. Secuencia de la construcción de los terraplenes con el método Aguas Abajo. [1]

Este tipo de estructura suele ser más estable que el método aguas arriba debido a que la cimentación de los terraplenes es totalmente independiente de los jales almacenados, además de poder controlar la filtración y así mantener niveles freáticos bajos. Puede tener una mejor estabilidad y mitigar la falla por licuación. La gran desventaja que tiene este método es su costo, se necesita la suficiente cantidad de material para satisfacer la

construcción de los terraplenes a una tasa más o menos constante, además se debe contar con el suficiente espacio para la colocación de los terraplenes y poder llegar a las alturas de diseño, lo que podría reducir la capacidad de almacenamiento.

### iii. Método de la Línea o eje Central

Este método es una combinación del método aguas arriba y aguas abajo, la construcción se inicia con un primer terraplén también, y los jales se descargan en la periferia para formar una playa. Los terraplenes posteriores se construyen sobre la playa y sobre la pendiente aguas abajo de la elevación anterior. Las líneas centrales de las elevaciones coinciden a medida que el terraplén avanza hacia arriba, Figura 1.6. [1]

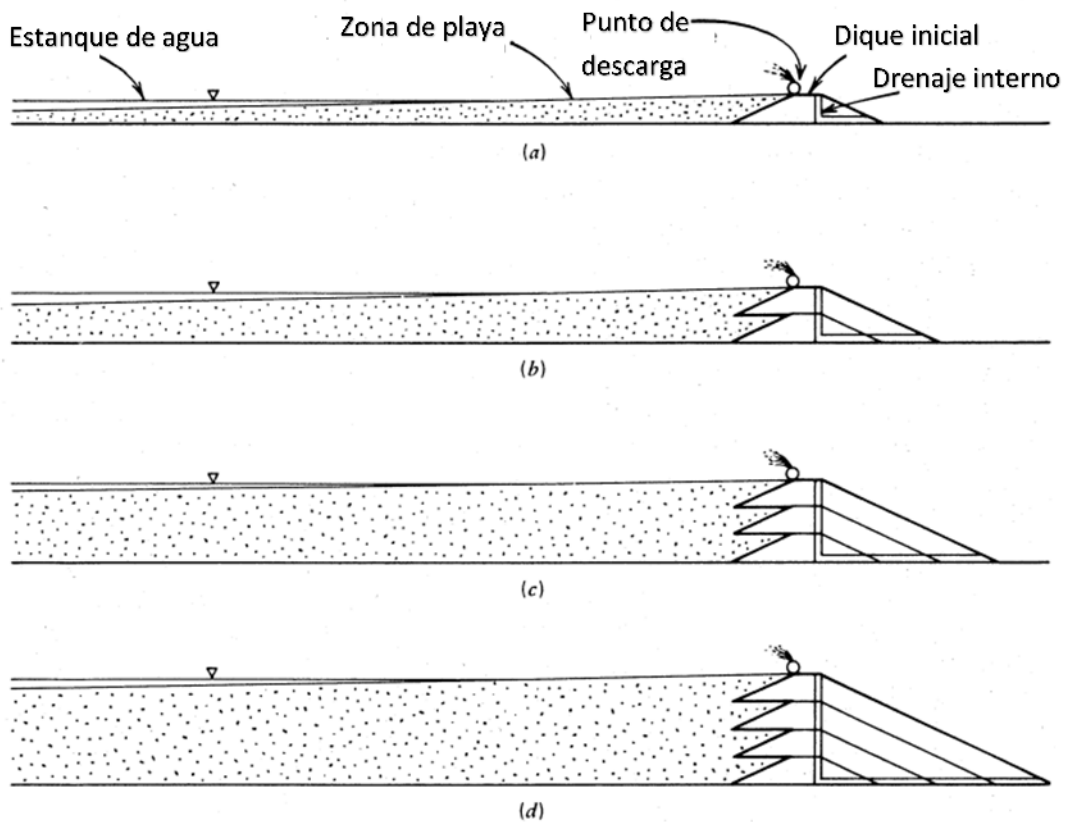


Figura 1.6. Secuencia de la construcción de los terraplenes con el método Línea Central. [1]

Este método puede contrarrestar por una parte las desventajas del método aguas arriba, ya que se cuenta con un drenaje central lo que permitiría la constante descarga de agua, por lo cual no se generaría un nivel freático elevado. Este drenaje también ayuda

paulatinamente con la elevación de la presa, ya que no permite la generación de presiones intersticiales con la colocación de nuevos diques, lo que daría como resultado una buena resistencia sísmica. También se requiere de una tasa constante de producción de material para la construcción de los terraplenes. La comparación entre los métodos descritos se hace en la Tabla 1.2.

Tabla 1.2. Comparación de los métodos de construcción de presas de jales. [1]

Tipo de terraplén de jal	Tipo de molienda requerida	Requerimientos de descarga	Idoneo para almacenar	Resistencia sísmica	Reestricciones en la tasa de aumento	Requerimientos para el relleno del terraplén	Costo relativo del terraplén
Retención de Agua	Apto para cualquier tipo de jal	Cualquier procedimiento de descarga adecuado	Bueno	Bueno	Se contruye todo el terraplén inicialmente	Bancos de préstamo de suelo natural	Alto
Aguas Arriba	Por lo menos el 40 o 60% de arena del total de los jales. Baja densidad para promover la segregación del tamaño de granos	Descarga perimetral y es necesario un buen control de la playa	No disponible para almacenamiento significativo de agua	Pobre en áreas altamente sísmicas	Menos de 4.5 a 9 metros por año es deseable, más de 15 metros por año puede ser peligroso	Suelos naturales, arenas de jales o basura de minas	Bajo
Aguas Abajo	Disponibile para cualquier tipo de jal	Varía de acuerdo al diseño	Bueno	Bueno	Ninguna	Arenas de jales o basura de mina, si la tasa de producción es suficiente, si no suelo natural	Alto
Línea Central	Arenas limosas de baja plasticidad	Descarga perimetral o al menos una playa nominal necesaria	No recomendable para un almacenamiento permanente, almacenamiento de flujo temporal con detalles propios del diseño	Aceptable	Reestricciones de altura para cada levantamiento pueden aplicar	Arenas de jales, basura de mina si la tasa de producción es suficiente, si no suelo natural	Moderado

#### 1.1.2.4 Zonificación de los depósitos de jales

El embalse de jales se puede dividir en tres clases de zonas; la zona de playa, la zona intermedia y la zona de lodos, y se podrían clasificar de acuerdo a sus características físicas. La zona de playa forma una banda a lo largo del perímetro del embalse de varios puntos de descarga. La zona de transición o zona intermedia, representa la zona de transición de la zona periférica a la zona de lodos ubicada en el centro. Esta zona muestra una amplia gama de características de jales según la proporción de limos y arcillas y la presencia de lentes de arena en zonas determinadas, generalmente se consolida debido al significativo drenaje lateral a través de capas permeables. La zona de lodos se puede subdividir en clases que difieren en sus características a mayor profundidad [9].

La Figura 1.7 muestra un ejemplo de zonificación de un depósito de jales, y la Figura 1.8 muestra un corte transversal donde se puede apreciar la gran heterogeneidad del depósito y la estratificación de las zonas anteriormente mencionadas.

En cuanto a las pendientes en las zonas de playa pueden variar, por ejemplo, las playas de jales sin segregación varían de 0 a 5%, mientras que las playas de jales espesados, es decir, concentrado de jales o pastas de jales suelen ser más pronunciadas, mientras que las playas de lodos donde ocurre la segregación y que son las más comunes cuentan con pendientes menores al 1%. [10]

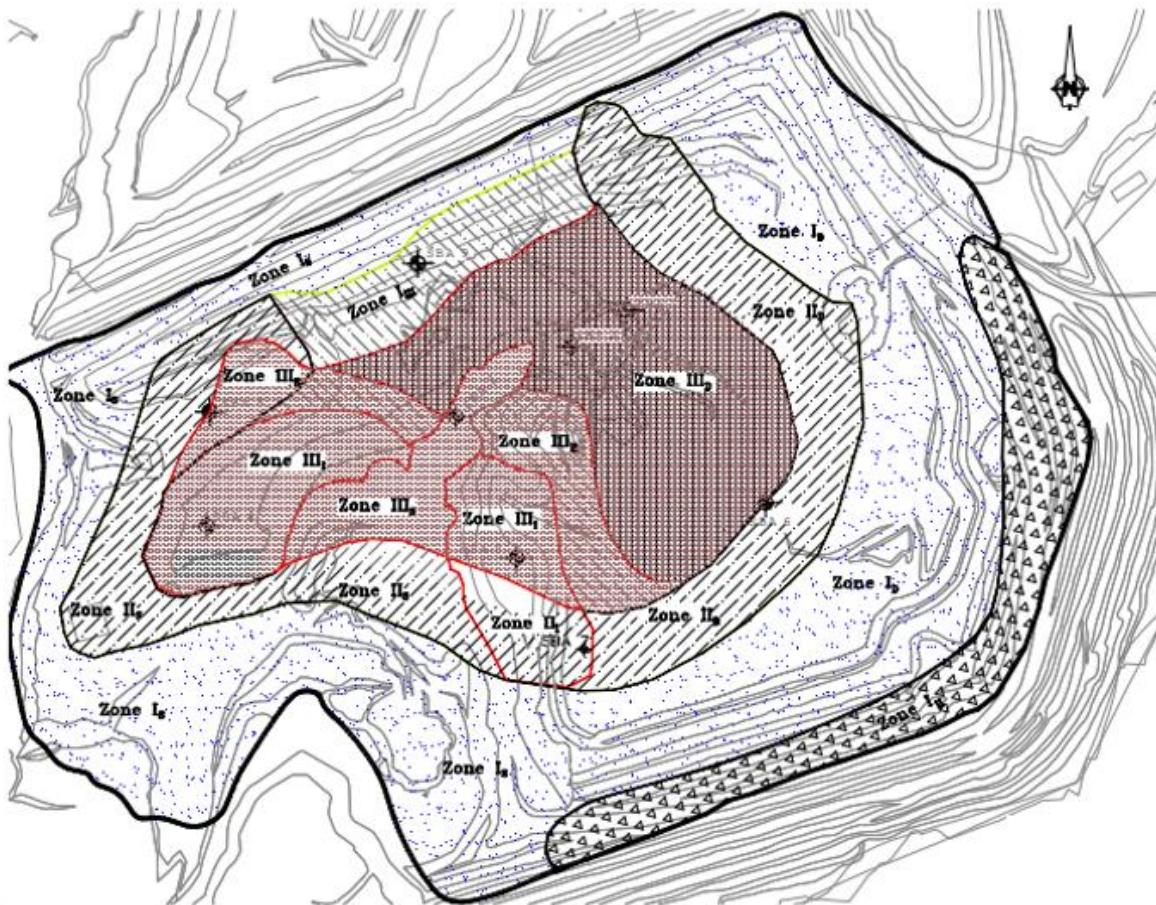


Figura 1.7. Zonificación del embalse por propiedades geotécnicas de una presa de jales, de una mina de Uranio en Alemania. [9]

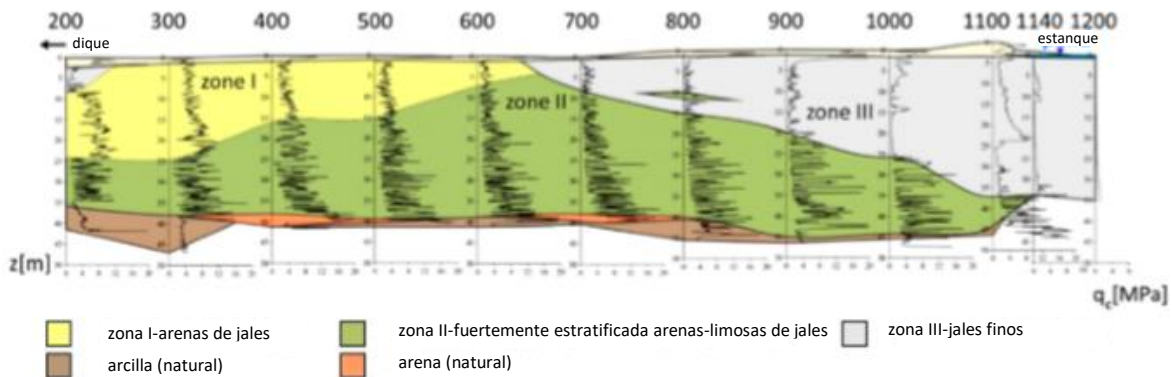


Figura 1.8. Sección transversal de la presa obtenida mediante el CPTu. [9]

### 1.1.3 Características geotécnicas de Jales

Como se ha explicado el comportamiento de los jales depende en gran medida del tipo de mineral y de los procesos físico-químicos ocupados para la extracción. La comprensión integral de las propiedades mecánicas es fundamental para el correcto diseño de los depósitos de jales.

#### 1.1.3.1 Propiedades índice de jales

Autores como Yunxin y Segó (2001), estudiaron las propiedades geotécnicas en el laboratorio de cuatro diferentes jales provenientes de una mina de cobre, oro, carbón y arenas bituminosas, los resultados que presentan mostraron que los jales de cobre, oro y arenas bituminosas se comportan como suelos sin cohesión, mientras que los jales de carbón se caracterizaron como suelos cohesivos, los cuales clasificaron como, SM a los jales de cobre y arenas bituminosas, ML a los jales de oro, mientras que los jales de carbón como CL. [52]

En cuanto a investigaciones realizadas en jales de hierro, los procesos de trituración y molienda pueden producir tanto jales finos como gruesos. El rango de gravedad puede variar de 3.0 a 3.4, estos valores suelen ser altos debido a la presencia de minerales de hierro no recuperados y suelen ser materiales no plásticos [1]. Sin embargo, Liming *et al.*

(2017), reportan jales de una mina de mineral de hierro donde los finos si suelen presentar cierta plasticidad [2].

La Tabla 1.3 presenta las propiedades índice de algunos jales mineros, que se han estudiado en diversas partes del mundo.

### 1.1.3.2 Variación Volumétrica dentro del depósito

El comportamiento de los jales dentro de los depósitos será diferente. En la zona de descarga de los lodos la deposición se hace de manera vertical mientras que en las playas la deposición es a través de rodadura de las partículas. Si bien estos efectos se pueden observar con las variaciones en la gravedad específica, se pueden generalizar mediante la medición de la relación de vacíos, por lo que el tamaño de grano y el contenido de arcilla controlan dicho parámetro en el lugar. Para la mayoría de los jales provenientes de la roca dura y blanda derivado de lutitas, la relación de vacíos *in situ* para las arenas generalmente oscila entre 0.6 y 0.9. Los lodos de jales de plasticidad baja a moderada muestran relaciones de vacíos más altas, que van de 0.7 a 1.3. Mientras que las excepciones suelen ser los lodos de arcilla altamente plásticas o de composición inusual, que oscilan entre valores de 5 y 10. [1]

Para jales provenientes de minerales de hierro se observan relaciones de vacíos de 0.7 a 1.2 con valores de pesos volumétricos secos alrededor de 17.6 kN/m<sup>2</sup>. [1]

Tabla 1.3. Propiedades Índice de jales provenientes de algunas minas. [1]

Residuos	Localización	Gravedad específica	Límite Líquido (%)	Índice de Plasticidad (%)	Fuente
Carbón Fino	Este U.S	1.5-1.8	35-50	0-13	Busch et al. 1975
	Oeste U.S	1.4-1.8	-	-	Backer et al., 1977
	Buffalo Creek W.	1.4-1.6	20-40	2-12	Wahler, 1973
	Gran Bretaña	1.7-2.4	30-60	3-30	Wimpey, 1972
Cobre	Western U.S (Limos)	-	40 (promedio)	13 (promedio)	Volpe, 1979
	México (Finos)	2.76	28	15	Liming, 2017
	México (Gruesos)	2.77	-	-	Liming, 2017
	Kennecott Salt Lake	2.75	-	-	Qiu y Segó, 1998b
	Alberta Canadá	1.94	40	16	Qiu y Segó, 1998b
	Australia	1.9	51	24	Shriful, 2021
	British Columbia Canadá (Limos)	-	0-30	0-11	Mittal y Morgenstern, 1976
Metálicos	Quebec (Finos)	3.0-3.4	-	-	Guerra, 1979
	Quebec (Gruesos)	3.0	-	-	Guerra, 1979
	Minesota (Finos)	3.1	-	-	Klohn, 1979a
	Yunnan, China (Finos)	3.08	28	9	Liming, 2017
	Yunnan, China (Gruesos)	3.23	-	-	Liming, 2017
	Kudremukha, India	3.24	-	-	Manjunatha. L.S, 2013
	Sirjan, Iran	3.1	-	-	Sattar, 2020
	Uludag T. Turquía (Litio)	3.01	15	-	Ergin A. 1985
Oro	Nunavut Canadá	3.17	-	-	Qiu y Segó, 1998b
	Australia	2.72	25	7	Shriful, 2021
	Australia	2.78	18	2	D Reid 2021

### 1.1.3.3 Permeabilidad

La permeabilidad puede ser difícil de generalizar ya que dependerá del tamaño de grano, de la plasticidad, del modo de deposición y de la profundidad del estrato.

### 1.1.3.4 Parámetros de compresibilidad

Debido a su estado de depósito suelto y la alta angulosidad tanto de jales de arena como de lodos, hace que sean más compresibles que la mayoría de los suelos naturales similares. La compresibilidad se determina también con la prueba de consolidación que se utiliza para evaluar la compresibilidad de las arcillas en la mecánica de suelos convencional. Sin embargo, la interpretación de la prueba en jales es compleja por el hecho de que los jales no siempre presentan la rama de recompresión y la rama virgen de la curva de compresibilidad bien definida, por lo tanto, una interpretación significativa de los coeficientes de compresibilidad requiere de la especificación del rango de esfuerzos en la que se mide. Los valores típicos para el índice de compresión ( $C_c$ ) en jales de arena oscila entre 0.05 y 0.10. La mayoría de los lodos de baja plasticidad muestran valores de  $C_c$  que van entre 0.2 y 0.3, unas tres o cuatro veces más altos que los valores de las arenas. [1]

En cuanto a la consolidación primaria en jales suele ocurrir tan rápido que es difícil de medir en el laboratorio. La consolidación primaria gobierna la tasa de disipación de presión de poro bajo carga constante, lo que puede tener efectos para ciertos problemas de estabilidad y de filtración. A diferencia de las arcillas naturales, los lodos de jal muestran poca consistencia en la variación del coeficiente de consolidación ( $C_v$ ) con la relación de vacíos. Los cambios frecuentes a lo largo de la historia de las descargas de lodos en las presas de jales tienen como resultado una compleja distribución espacial, y que también influye en el espesor de los estratos de los jales finos, por lo que el grado de consolidación depende del espesor de la zona y no del espesor total del embalse [1].

A diferencia de los suelos naturales donde el cambio de permeabilidad generalmente tiene la influencia dominante en el  $C_v$ , el comportamiento de los lodos de jal es más complejo debido a la variabilidad en la relación de vacíos dentro del depósito, el cambio en la permeabilidad puede dominar en algunas zonas, mientras que las características esfuerzo-deformación en otras. Estas complejidades pueden impedir generalizaciones

válidas sobre los efectos de la relación de vacíos en el  $C_V$  y se sugiere que cualquier variación de ese tipo debe determinarse en el laboratorio para cada material particular. [1]

#### 1.1.3.5 Parámetros de resistencia

Los jales suelen tener ángulos de fricción efectivos de 3° a 5° más altos que el de los suelos naturales similares, con la misma densidad relativa y nivel de esfuerzo en ensayos de muestras inalteradas. Mientras que para ángulos de fricción interna totales suelen mostrar valores entre 14° y 24°, lo cual es alrededor de 15° menos que algunos suelos de características similares. En cuanto a la cohesión suelen ser materiales no cohesivos. [1]

Su comportamiento esfuerzo-deformación depende del estado suelto o denso y nivel de esfuerzos en que se les estudie. Por lo general, el esfuerzo desviador suele incrementar sin presentar un pico máximo de resistencia. Sin embargo, en muestras muy densas si suele presentar un pico máximo y después disminuir. La máxima resistencia tiende a desarrollarse alrededor del 2 y 4% de deformación a bajas presiones de confinamiento, mientras que a grandes confinamientos la máxima resistencia se logra al 5% o más de deformación. La presión de poro usualmente sigue la misma tendencia de la curva esfuerzo deformación. Para muestras de jales sueltos suele no mostrarse un valor pico de presión de poro hasta el 10% de deformación o más. [1]

#### 1.1.3.6 Comportamiento geotécnico de jales provenientes de minas de Hierro

Liming *et al.* (2017), estudiaron las propiedades geotécnicas de los jales provenientes de una mina de hierro ubicada en Yunnan China, realizaron pruebas de laboratorio para determinar las propiedades mecánicas, estáticas y dinámicas, para dos tipos de jales, finos y gruesos. Realizaron pruebas de permeabilidad, compresión, resistencia y respuesta cíclica.

Las propiedades índice y los resultados de la granulometría se muestran en la Tabla 1.4. Los jales gruesos resultaron en un material areno-limoso (SM) y los finos con una clasificación (CL) arcilla de baja plasticidad de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, (SUCS). La prueba de consolidación les permitió clasificar a los



jales gruesos como un material moderadamente compresible y a los jales finos como altamente compresibles.

Tabla 1.4. Propiedades Índice [2]

Propiedades de Jales	Jales Gruesos	Jales Finos
G <sub>s</sub>	3.23	3.08
W (%)	43-54	43
W <sub>L</sub> (%)	-	28
W <sub>p</sub> (%)	-	19
I <sub>p</sub> (%)	-	9
D <sub>10</sub> (mm)	0.051	0.005
D <sub>30</sub> (mm)	0.093	0.012
D <sub>50</sub> (mm)	0.12	0.03
D <sub>60</sub> (mm)	0.16	0.045
Coef. Uniformidad	3.11	8.82
Coef. Curvatura	1.05	0.59

Los autores realizaron pruebas triaxiales tipo CU Y CD para la obtención de los parámetros de resistencia, los valores que obtuvieron se muestran en la Tabla 1.5.

Dentro de las conclusiones a las que pudieron llegar son que los jales de hierro poseen grandes coeficientes de compresibilidad, baja permeabilidad, baja resistencia al corte y baja resistencia cíclica para ambos jales gruesos y finos.

Tabla 1.5. Ángulo de fricción y Cohesión de Jales de Hierro, Gruesos y Finos [2]

Tipo de Jal	Prueba CU				Prueba CD	
	$\phi_{cu}$ (°)	C <sub>cu</sub> (kPa)	$\phi'$ (°)	C' (kPa)	$\phi_{cd}$ (°)	C <sub>cd</sub> (kPa)
Gruesos	25	194	41	8.8	40	30.1
Finos	16	13.8	32	7.4	35	28.5

Por otra parte, se ha comprobado que el comportamiento geotécnico de los jales depende en gran medida del método de reconstitución adoptado para el ensaye de muestras en el laboratorio. El tema ha sido de gran interés para la comunidad científica ya que la recuperación de muestras de jales para ser estudiadas comparte el mismo problema que los materiales arenosos con baja o ninguna plasticidad.

Es por lo anterior que, entre otros autores, Reid y Fanni (2020) estudiaron el comportamiento geotécnico de jales de mineral de hierro con pruebas triaxiales de consolidación anisótropas e isotropas no drenadas, con dos métodos de reconstitución uno por apisonamiento (MT) y otro por deposición en lodo (SD), comparando su comportamiento con muestras inalteradas (BL).

De la investigación concluyeron que las muestras reconstituidas por MT exhiben un comportamiento de ablandamiento por deformación frágil como se muestra en la Figura 1.9a, y un comportamiento más contractivo que las muestras BL. Mientras que las muestras reconstituidas por SD, después de alcanzar la resistencia máxima exhiben un ablandamiento disminuyendo muy poco su resistencia a grandes deformaciones como se observa en la Figura 1.9b. Este método de reconstitución demuestra un comportamiento inicial contractivo seguido de una fuerte respuesta dilatante lo que demuestra estados más densos.

Tal comportamiento dilatante es común en suelos y jales no plásticos reconstituidos en laboratorio. Sin embargo, los autores hacen énfasis en que las muestras reconstituidas bajo SD no son representativas de lodos hidráulicamente depositados, debido a que incluso muestras más sueltas preparadas con este método exhiben comportamientos dilatantes a deformaciones muy altas.

Los autores indican también que el método de reconstitución apropiado para este tipo de jales es el método por MT aunque parecieran exhibir una estructura más contractiva que las BL es menos perjudicial para proporcionar resistencias de diseño que, por ejemplo, las muestras reconstituidas por SD ya que se podría dar una expectativa completamente no conservadora del comportamiento *in situ* si se ve de forma aislada.

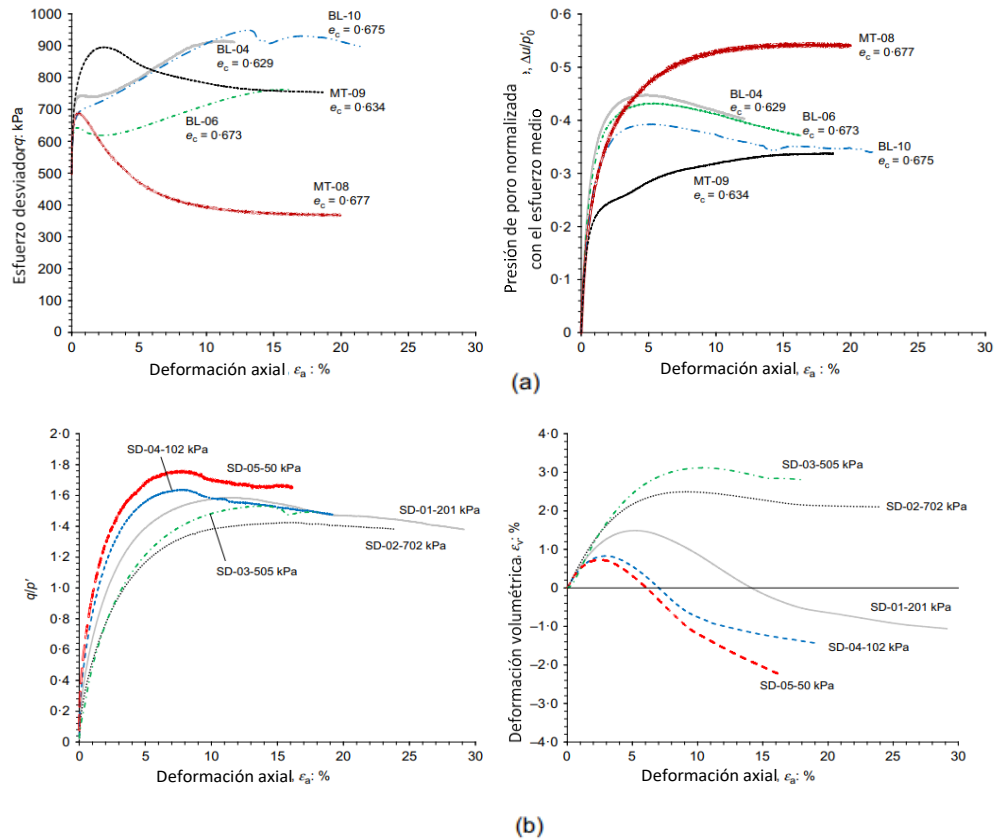


Figura 1.9. Comportamiento al corte de muestras reconstituidas e inalteradas. Reid and Fanni (2020). [43]

### 1.1.4 Mineralogía de Jales

Los jales mineros varían en su composición química y mineralógica, dependiendo del mineral del que provengan, sin embargo, la mayoría de ellos contendrán sulfuros metálicos residuales como la pirita y la pirrotita. [1]

A pesar de las diferencias que existen en la composición mineralógica en los jales, la presencia de minerales filosilicatos es evidente y es la parte de interés en esta investigación, ya que es donde se producirán las reacciones químicas necesarias para lograr la estabilización. Entre estos minerales filosilicatos, la mayoría se clasifican como minerales arcillosos.

#### Mineralogía de arcillas

Los minerales arcillosos se componen de láminas tetraédricas de silicio y oxígeno como bloque de construcción básica; otros tipos de capas se unen químicamente en forma paralela a cada hoja tetraédrica para formar la capa unitaria para una variedad de arcillas.

Por ejemplo, la estructura en capas 1:1 de la caolinita está formada por la meteorización química y la desintegración de partículas ricas en aluminio de feldespato y mica u otras rocas ígneas ácidas, seguido de la precipitación de  $Al[OH]_3$  y  $Si[OH]_4$ . La caolinita está estructurada como unidades repetitivas de una lámina octaédrica de hidróxido de aluminio unida a la lámina tetraédrica de silicio-oxígeno, como se muestra en la Figura 1.10. Cuando las capas se apilan una encima de la otra, el  $O^{2-}$  de la hoja de sílice y el  $OH^-$  de la hoja de alúmina forman un enlace de hidrógeno muy fuerte y, por lo tanto, los minerales de caolinita se caracterizan por una naturaleza expansiva insignificante. Los cationes de  $Al^{3+}$  se acumulan y permanecen como depósitos residuales en la fracción mineral arcillosa en forma de silicatos de aluminio e hidróxidos insolubles, cuando el  $SiO_2$  y el  $KOH$  se lixivian por procesos de meteorización a largo plazo. [11].

En la misma Figura 1.10 se puede observar la estructura de otras arcillas presentes en la naturaleza. Las arcillas tienen una gran relación área superficial/volumen que facilita una variedad de interacciones entre sí mismas y con especies acuosas en la suspensión. [5]

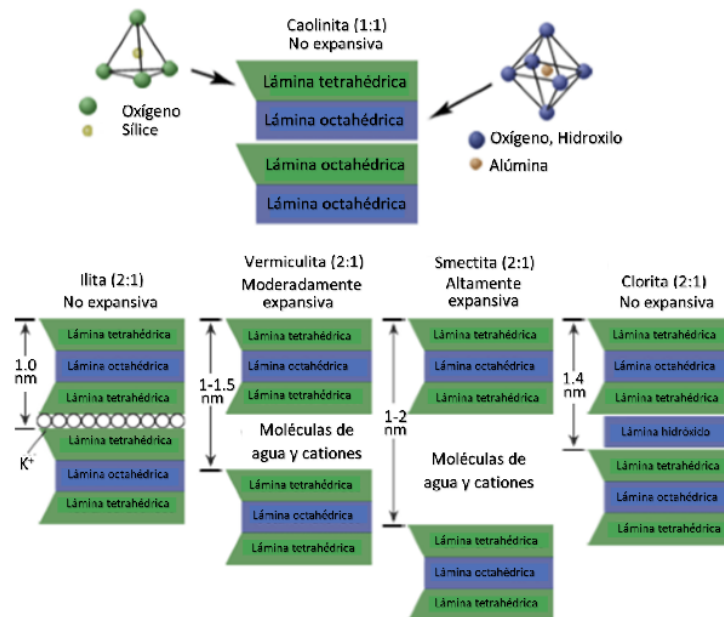


Figura 1.10. Estructura de las arcillas. [www.soilsurvey.org]

### 1.1.5 Técnicas de Estudio

A continuación, se describirá de manera breve las técnicas que se emplearon para el estudio de la mineralogía, morfología y química de los jales.

#### i. Difracción de Rayos X

La difracción de rayos X (DRX), es la dispersión de rayos X (radiación electromagnética) por átomos de un cristal que produce un efecto de interferencia. Los sólidos cristalinos cuando se exponen a rayos X monocromáticos se difractan de acuerdo a los principios de la ley de Bragg. La mayoría de los minerales (más del 90%) son sólidos cristalinos formados por arreglos periódicos de átomos. Si un haz de rayos X incidente encuentra una red cristalina se produce dispersión. Debido a que cada material cristalino tiene una estructura atómica característica, difractará los rayos X en un patrón característico único. [13]

La muestra montada se coloca en la trayectoria del haz de rayos X para que puedan ser difractados por los diferentes minerales. La señal de rayos X difractada es recogida por un detector. El detector barre en un arco las posiciones de las líneas difractadas por los minerales en la muestra y mide las intensidades de los rayos X difractados en las diferentes posiciones de los picos. [12]

Los resultados de la difracción de rayos X se hace mediante la generación de difractogramas. Los diversos minerales, es decir, los materiales cristalinos presentes en los jales se determinan a través del procedimiento de "identificación de fase". La identificación de fase determina cualitativamente solo los minerales existentes sin presentar ninguna cuantificación. La identificación de fase se logra comparando la intensidad de uno o más (generalmente tres) picos principales de un determinado mineral identificado con picos de referencia estándar, que tiene una proporción de peso predeterminada de la composición mineralógica disponible en el Centro Internacional de Datos de Difracción (ICDD).

Para la cuantificación se utiliza el método de Rietveld (1969), que se basa en minimizar las diferencias entre un Difractograma calculado predeterminado y el patrón de difracción medido en consideración en lugar de centrarse en los picos. En la técnica de Rietveld

todo el Difractograma se somete a un ajuste de perfil. Esto permite la diferenciación precisa de picos superpuestos y fases de seguimiento (es decir, picos muy pequeños): el esquema de ajuste de perfil del método Rietveld es una técnica poderosa para la cuantificación de fases minerales en múltiples materiales policristalinos multifase. [14]

Cada pico corresponde a un mineral, mientras más angosta sea la onda más cristalino es el mineral. Los picos de los filosilicatos aparecen al inicio del Difractograma, los minerales de arcilla se identifican con los picos que aparecen antes de la posición 15 en el eje  $2\theta$ , la identificación de los minerales se hace mediante el tamaño de paquetes (tamaño de partículas).

## **ii. Microscopía electrónica de barrido (SEM) con análisis de energía dispersiva de rayos X (EDS)**

El microscopio electrónico se define como un sistema óptico que hace uso de un haz de electrones para generar imágenes magnificadas de muestras o especímenes muy pequeños. La principal ventaja de utilizar electrones sobre el uso de utilizar luz natural o artificial, es que las imágenes formadas por el haz de electrones están provistas de mayor profundidad de campo e incremento en el poder de resolución, así como la habilidad de distinguir los detalles más finos que no sería posibles obtener con otra técnica. [15]

La resolución se puede expresar en términos del mínimo espacio entre dos puntos que pueden ser vistos claramente como entidades separadas; el poder de resolución de un microscopio óptico moderno es hasta de 200 nm (igual a la longitud de onda de la luz, esto es 6000 Angstroms) y el de un SEM (Microscopio Electrónico de Barrido) es aproximadamente de 3nm. Los rayos X se producen en todos los microscopios electrónicos causados por la interacción del espécimen con el haz de electrones. La detección y análisis de los rayos X con accesorios adicionales permiten la determinación de la presencia, cantidad, y distribución de los elementos en la muestra. Estos rayos X pueden ser analizados usando un detector sensible a la energía como es el de Si (Li) en un sistema de energía dispersiva (EDS). Los espectrómetros obtenidos mediante el acoplamiento del EDS al SEM nos da la composición elemental de la muestra.

### iii. Fluorescencia de rayos X

La fluorescencia de rayos X (FRX), es una técnica que se utiliza para la identificación de elementos mayores, es decir, la composición elemental de la muestra. Es una técnica de espectrometría atómica, la cual se basa en las transiciones de electrones de los átomos que se producen cuando una radiación electromagnética de cierta energía incide con el material en estudio produciendo una excitación del átomo, el cuál pasa de un estado estable a otro de mayor energía de los que resultan transiciones en diferentes estados energéticos en el átomo, los cuales son únicos para cada átomo en particular. Esta característica se utiliza para la identificación de los compuestos que queremos analizar, por lo que es de gran utilidad en el análisis cualitativo. [16]

### iv. Intercambio catiónico

La capacidad de intercambio catiónico (CEC), por sus siglas en inglés, es un indicador que hace referencia a la cantidad de cationes, que pueden ser retenidos por un suelo a un determinado pH, y que pueden ser intercambiados por otros contenidos en la solución del suelo. Los cationes mencionados se refieren a cualquier elemento con carga positiva, por ejemplo, los cationes básicos como  $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Na}^+$ , y los ácidos como  $\text{H}^+$  y  $\text{Al}^{3+}$ .

Los suelos variaran en capacidad de intercambio catiónico (valores de 1.0 a 100 meq por 100 g de suelo) ampliamente, dependiendo de la técnica particular empleada. [17]

El suelo con una alta CEC, puede retener una cantidad más alta de cationes, debido a la gran cantidad de sitios intercambiables en la superficie del mineral arcilloso. [11]

El procedimiento estándar para determinar la CEC de un suelo involucra la saturación de los sitios de los minerales arcillosos presentes en el suelo con un catión, luego lavando el exceso de sal y finalmente reemplazando el catión por varios ciclos de intercambio/lavado con otro catión. La concentración del catión reemplazado se mide a partir de la solución decantada como CEC. Como resultado los suelos que tienen un alto contenido de arcilla y materia orgánica exhiben una alta CEC. [11]

El mineral arcilloso de montmorillonita de alta expansión tiene una CEC muy alta, de 80 a 150 meq/100 g, seguida de la illita con 15 a 40 meq/100 g. Por el contrario, suelos muy degradados u oxidados como la caolinita muestran una CEC muy baja que oscila entre

1 y 15 meq/100 g. Además, la CEC de la caolinita depende en gran medida del pH la cual será baja en un ambiente ácido y alta en un ambiente alcalino. En general, las arcillas y la materia orgánica tienen cargas electrostáticas negativas en la superficie y los intersticios lo que potencialmente puede atraer y retener cationes presentes en la solución de los poros. [11]

Cuando un suelo es tratado con cal la interacción inmediata ocurre en términos de intercambio catiónico y la consiguiente modificación de las propiedades de plasticidad. La adición de aglutinantes suministra un exceso de cationes  $\text{Ca}^{2+}$  dentro de la solución de la masa que se absorben en la superficie del suelo reemplazando cationes de menor valencia relativamente de los sitios intercambiales presentes en el suelo, es decir, fenómenos de intercambio catiónico. Además, el tipo y la cantidad de minerales arcillosos presentes en el suelo tienen una influencia significativa en la extensión de las reacciones puzolánicas y el grado de estabilización logrado. Por lo tanto, se infiere que la CEC parece ser el paso principal hacia transformaciones más permanentes durante la estabilización con cal de suelos de grano fino. [11]

Para esta investigación nos interesa medir la capacidad de movilización del  $\text{Ca}^{+}$  bajo efectos de interacción con otros elementos o cambios en el pH. La medición de la capacidad de intercambio catiónico nos dará la capacidad del jal para retener a los iones de calcio intercambiados en su estructura además de comprobar si la reacción química es una reacción reversible o irreversible, es decir, el material estabilizado con CaO puede sufrir modificaciones o no en el tiempo debido a la interacción del material con el medio ambiente.

## 1.2 ASPECTOS TEÓRICOS DEL COMPORTAMIENTO DE SUELOS GRANULARES FINOS

Los jales mineros por lo general exhibirán un comportamiento más como un suelo granular fino. Los suelos granulares finos han sido objeto de estudio a lo largo de décadas, debido a la susceptibilidad al fenómeno de licuación cuando son sometidos a terremotos o a cargas súbitas y que este suele ser uno de los detonantes de las fallas en los depósitos de jales. Los suelos que contienen cierta cantidad de finos pueden



presentar menor vulnerabilidad a la licuación debido al efecto de endurecimiento de estos. [18]

Las partículas tamaño arena son por lo general las predominantes en la estructura del jal, y por lo tanto presentaran licuación al ser sometidas a cargas monotónicas o cíclicas más allá de las que su estructura podría resistir.

El fenómeno de licuación en arenas ha sido bien estudiado y se puede ser explicado de la siguiente manera; los contactos entre las partículas sólidas provocan fuerzas interpartícula entre ellas, lo que resulta en una resistencia al esfuerzo cortante, si al someter al agua que se encuentra en los vacíos de la estructura a un aumento de presión mediante la aplicación de carga monotónica o cíclica, este contacto interpartícula será menor y provocará una separación de estas disminuyendo su resistencia al esfuerzo cortante, lo que hará que fluya como un fluido no newtoniano hasta que los esfuerzos actuantes en la masa de suelo se igualen a la resistencia del suelo licuado para dar paso nuevamente a la estabilidad y a la recuperación de su resistencia.

Este fenómeno se puede estudiar en el laboratorio mediante cámaras triaxiales donde al ser sometida una muestra de suelo a un esfuerzo axial ésta tenderá a la compresión debido al acomodo de partículas, es decir, las partículas resbalarán unas con otras provocando la falla por corte a grandes deformaciones.

La evaluación del comportamiento de estos suelos ante sismos que han estado relacionados con fallas también ha sido un aspecto importante en la ingeniería geotécnica. Algunos investigadores han desarrollado métodos para identificar qué tipo de suelo es altamente susceptible al fenómeno de licuación basado en su comportamiento teórico y empírico. [19]

Los criterios empíricos para evaluar si un suelo es susceptible a licuación están basados en suelo finos, es decir, en limos y arcillas que por definición representan más del 50% de la masa del suelo. Sin embargo, puede extenderse su aplicabilidad a suelos con contenido de finos menores en ciertos casos, ya que para muchos suelos es probable que la fracción fina sea el esqueleto que soporta la presión de la masa del suelo cuando esta supera el 35%, pero su comportamiento podría estar definido en menor o mayor porcentaje de fracción fina, esto dependerá de la gradación del material, de su

composición mineralógica, de la forma de las partículas, del ambiente de su deposición o de la fábrica. [20]

Los procedimientos utilizados para la evaluación de la deformación o pérdida de resistencia durante carga sísmica son diferentes para arenas que para arcillas como lo son también los procedimientos para la evaluación de las propiedades de resistencia bajo cargas estáticas. Los comportamientos observados en términos de licuación son usados para describir el desarrollo de deformación y la pérdida de resistencia en suelos de grano fino que exhiben un comportamiento como arenas, mientras que el término ablandamiento cíclico o “cyclic softening”, es usado para describir fenómenos similares que ocurren en suelos de grano fino que exhiben un comportamiento como arcilla.

### 1.2.1 Criterios empíricos para evaluar la susceptibilidad a la licuación

Los criterios de evaluación de suelos de grano fino han sido muy usados desde los años 80's como una manera de evaluar a los limos y arcillas que son susceptibles al fenómeno de licuación. Los criterios que han sido desarrollados por investigadores como Bray *et al.* (2004b) [21], Seed e Idriss (1982) [22], Seed *et al.* (2003) [23] entre otros, han sufrido ligeras modificaciones, pero la mayoría de ellos están basados en el criterio desarrollado por Wang en 1979, [24]. El cual se basa básicamente en correlacionar los límites de Atterberg, el contenido de finos y la relación del contenido de agua natural ( $w$ ) con el límite líquido ( $W_L$ ) de muestras obtenidas de sitios que han presentado fuertes deformaciones y pérdida de resistencia durante eventos sísmicos, utilizando resultados de pruebas cíclicas clasificaron a los suelos de grano fino en la carta de plasticidad como altamente susceptibles a la licuación, moderadamente susceptibles o poco probables de desarrollar licuación.

Si bien los límites de Atterberg han sido muy utilizados como correlaciones muy útiles para caracterizar a los materiales de grano fino y de la pérdida de resistencia, el  $W_L$  no es un indicador confiable para determinar el comportamiento de un suelo fino, como arena o arcilla, debido a que cualquiera de los dos tipos de suelo puede tener bajos o altos valores, ya que dependerá del ambiente de deposición y su historia de esfuerzos. [20]

Los criterios antes mencionados dan una ligera visión de la susceptibilidad a la falla por licuación de suelos de grano fino, sin embargo, no nos sitúan en el marco teórico correcto para ser evaluados. Siendo un problema debido a que los criterios de evaluación dicen si un suelo es licuable o no, por lo que para evaluarlos en la práctica se usan pruebas comunes de penetración estándar (SPT) o pruebas de cono (CPT) basadas en correlaciones de licuación. Los resultados que se arrojan de la resistencia cíclica de suelos de grano fino suelen ser subestimadas para suelos que se clasifican como arcillas o limos de baja plasticidad con índices de plasticidad ( $IP$ ) de entre 8 y 12. Y para suelos que se clasifican como no licuables el criterio podría ser bastante no conservador para suelos de grano fino blandos y sensitivos. [20]

Así, Boulanger e Idriss (2006) presentaron un criterio de susceptibilidad a la licuación de limos y arcillas saturadas basándose en el estudio de su comportamiento mecánico esfuerzo-deformación resultando en una guía práctica para la selección de los adecuados procedimientos ingenieriles, de acuerdo al comportamiento observado, para evaluar el potencial de deformaciones y la pérdida de resistencia bajo carga sísmica y monotónica. Clasificaron 47 suelos basados en sus límites de Atterberg exhibiendo un comportamiento como arena, arcilla o un comportamiento intermedio, dicha clasificación puede consultarse en la referencia [20]. Además de proporcionar una clasificación dentro de la carta de plasticidad como se muestra en la Figura 1.11.

El comportamiento que se espera que exhiban los suelos de grano fino de acuerdo a sus límites de Atterberg es el siguiente:

- Para suelos con  $IP \geq 7$  se comportará como arcilla, incluyendo a los CL-ML con  $IP \geq 5$ .
- Para suelos con valores de  $IP$  entre 3 y 6 pueden exhibir un comportamiento intermedio.
- Para suelos con  $IP \leq 4$  se comportarán como arenas.

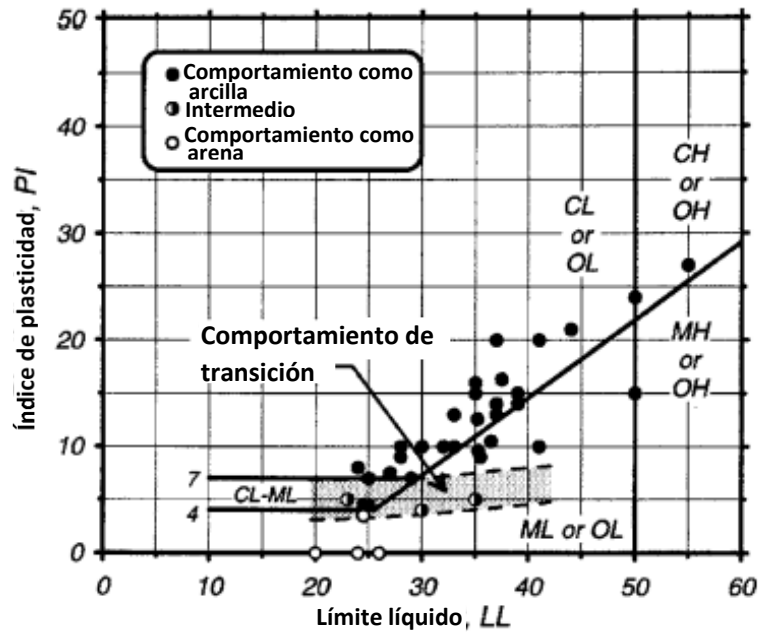


Figura 1.11. Carta de Plasticidad mostrando valores representativos para cada suelo que exhibe un comportamiento como arena, arcilla o un comportamiento intermedio. [20]

Los criterios que proponen estos autores brindan una guía de selección razonable, después de la cual se pueden evaluar los beneficios potenciales de programas de pruebas *in situ* y laboratorio de acuerdo al tipo de suelo a estudiar. [20]

La importancia de evaluar al suelo de grano fino con el marco teórico correcto radica en que los jales procedentes de la extracción de mineral de hierro, por ejemplo, pueden mostrar ambos comportamientos como arcilla o arena por no ser un depósito homogéneo y tener capas sumamente estratificadas. Los autores aquí mencionados muestran ejemplos muy claros de muestras de jales de mineral de hierro que han demostrado tener ambos comportamientos, además de caer en un comportamiento de transición.

## 1.2.2 Conceptos básicos del comportamiento de suelos granulares finos y su evaluación con pruebas triaxiales

### 1.2.2.1 Criterio de Falla de Mohr-Coulomb

El criterio de Falla de Mohr-Coulomb establece que la falla del material se alcanza cuando la relación esfuerzo cortante vs esfuerzo normal es máxima, esto es el punto de

tangencia del círculo Mohr, como se ve en la Figura 1.12, donde los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante se representan en el plano de Mohr.

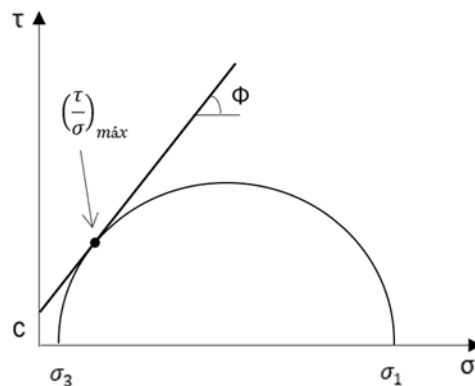


Figura 1.12. Representación gráfica del criterio de Mohr-Coulomb

El criterio de Mohr-Coulomb establece que dicha falla ocurre a lo largo de un plano para una combinación crítica de esfuerzos normales y tangenciales. Por lo que la relación funcional entre el esfuerzo normal y cortante en el plano de falla está dada por la siguiente función;

$$\tau = f(\sigma) \tag{1.1}$$

Donde;

$\tau$  = esfuerzo cortante a la falla

$\sigma$  = esfuerzo normal en el plano de falla

Coulomb definió dicha función  $f(\sigma)$  como;

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \tag{1.2}$$

Donde;

$c$  = cohesión

$\phi$  = ángulo de fricción del suelo

Así los parámetros de resistencia se definen como la cohesión que depende de las características físico-químicas del material, mientras que el ángulo de fricción dependerá de la estructura del suelo, es decir, del grado de acomodo de las partículas que alcanzan a lo largo de su historia geológica.

La resistencia de un suelo se mide a través de pruebas triaxiales donde se puede someter al suelo a varios esfuerzos de confinamiento para obtener su comportamiento mecánico, así podremos obtener círculos de Mohr que representen los estados de esfuerzos y los cuáles serán los puntos máximos de las curvas esfuerzo-deformación. Donde la envolvente de falla será una línea tangente común a esos círculos, como se muestra en la Figura 1.13.

Así la ley de resistencia al esfuerzo cortante de Mohr-Coulomb dependerá del estado de esfuerzos aplicado.

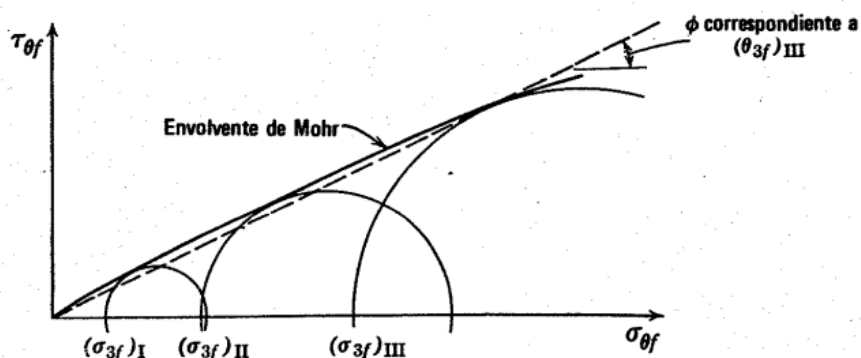


Figura 1.13. Envolvente de Mohr y ángulo de fricción para una amplia gama de presiones de confinamiento. [26]

### 1.2.2.2 Pruebas triaxiales y su interpretación

Para obtener los parámetros de resistencia de un suelo se recurre a pruebas triaxiales, donde una muestra cilíndrica de suelo se somete en primer lugar a una presión de confinamiento  $\sigma_3$  (esfuerzo principal menor) en todas sus caras, posteriormente se incrementa el esfuerzo axial  $\Delta\sigma_v$  hasta que se rompe la muestra. El  $\sigma_1$  (esfuerzo principal mayor) está definido como  $\Delta\sigma_v + \sigma_3$ , por lo que el incremento de esfuerzo axial  $\Delta\sigma_v$ , se define como la diferencia del esfuerzo principal mayor y el esfuerzo principal menor. A este incremento de esfuerzo axial se le conoce como, *esfuerzo desviador*.

#### i. Prueba Consolidada-Drenada (CD)

Para conocer parámetros efectivos y totales del suelo, se puede ensayar mediante pruebas drenadas, es decir, que la muestra de suelo totalmente saturado se somete a la aplicación del esfuerzo de confinamiento y esfuerzo desviador con la válvula de drenaje

del equipo triaxial abierta en todo momento. El volumen de agua drenada del espécimen durante la prueba, dará la medida del cambio volumétrico. Así, durante la prueba el exceso de presión de poro será cero y el esfuerzo total será igual al esfuerzo efectivo. Así, el esfuerzo efectivo principal mayor será,  $\sigma'_1 = \sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_v$ , y el esfuerzo vertical menor será,  $\sigma'_3 = \sigma_3$ .

El esfuerzo desviador a la falla se representa por  $\Delta\sigma_f$  como se muestra en la Figura 1.14. Las curvas esfuerzo-deformación, representan la variación del  $\Delta\sigma_v$  con la deformación axial en suelos granulares sueltos y densos, Figura 1.14a.

Con las pruebas triaxiales drenadas como la prueba Consolidada-Drenada (CD), se pueden obtener parámetros de resistencia totales y efectivos como ya se explicó. Sin embargo, el suelo puede someterse a otro tipo de pruebas triaxiales con la finalidad de representar mejor las condiciones de campo como la prueba No consolidada-No drenada (UU) o la prueba Consolidada-No Drenada (CU).

La ventaja de elegir una prueba como la CU con medición de presión de poro, es que se pueden obtener los mismos parámetros efectivos de una prueba lenta como la CD pero a un tiempo mucho más corto.

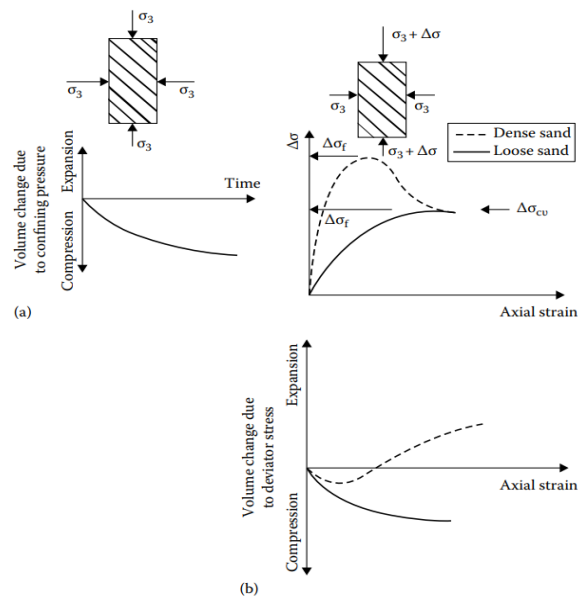


Figura 1.14. Prueba triaxial drenada en suelos granulares: (a) aplicación de la presión de confinamiento, (b) aplicación del esfuerzo desviador. [25]

**ii. Prueba Consolidada-No drenada (CU)**

En la primera etapa de la prueba se aplica un estado de esfuerzos isotrópico de campo que será el esfuerzo de confinamiento ( $\sigma_c$ ), abriendo el drenaje en esta etapa de la prueba para permitir la consolidación isotrópica y la disipación de la presión de poro como se muestra en la Figura 1.15. Para la segunda etapa no se permite el drenaje por lo que la tendencia al cambio de volumen se transforma en una presión de poro al aplicar un incremento de esfuerzo desviador hasta la falla  $(\Delta\sigma_v)_f$ .

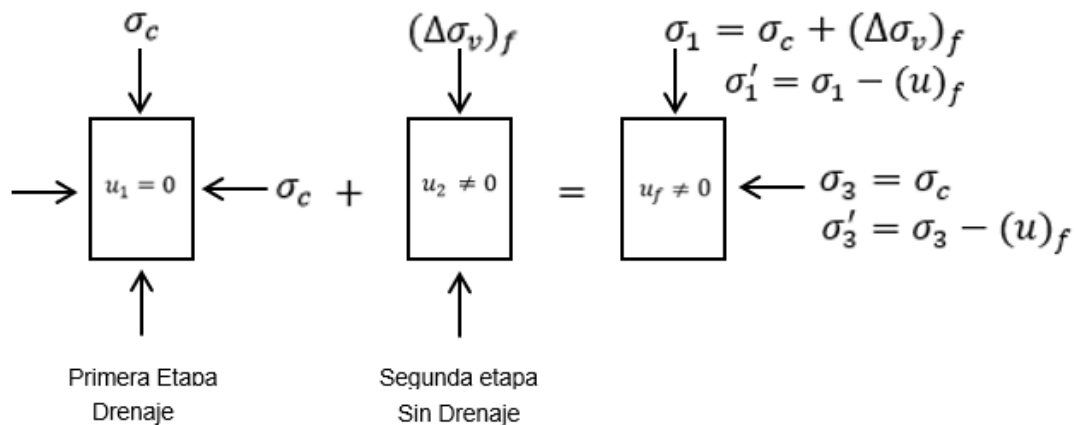


Figura 1.15. Prueba triaxial Consolidada No Drenada, modificado de [54]

Donde la  $(u)_f$  es la presión de poro a la falla. El cambio en la presión de poro se registra durante toda la prueba, así podemos obtener los parámetros de resistencia efectivos del suelo ensayado dibujando los círculos de Mohr en esfuerzos efectivos y totales como se muestra en la Figura 1.16.

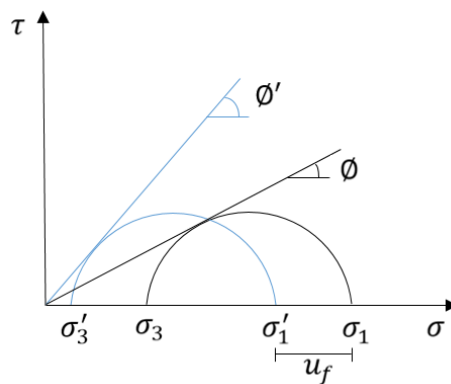


Figura 1.16. Ley de resistencia de Mohr Coulomb en esfuerzos efectivos y totales



1.2.2.3 Trayectoria de esfuerzos

Los resultados de pruebas triaxiales también pueden ser representados por diagramas llamados trayectorias de esfuerzo. Una *trayectoria de esfuerzo* es una línea que conecta a una serie de puntos donde cada punto representa un estado de esfuerzos sucesivos experimentado por un espécimen de suelo durante el progreso de la prueba. [25]

En la ingeniería práctica es muy común representar las trayectorias de esfuerzos mediante los invariantes p'-q, en un plano p-q. El diagrama p'-q, está definido en las abscisas por el esfuerzo medio o esfuerzo octaédrico ( $p'$ ) que se define como el promedio aritmético de los esfuerzos principales del tensor esfuerzo y se escribe como la ecuación (1.3), recordando que dependiendo del tipo de prueba en la cámara triaxial el  $\sigma_2 = \sigma_3$  para una prueba a compresión y  $\sigma_1 = \sigma_2$  para una prueba de extensión, y el cual es una medida del confinamiento aplicado al suelo, mientras que en el eje de las ordenadas se encontrará el esfuerzo desviador ( $q$ ), el cual es una medida de los esfuerzos desviadores inducidos al suelo para provocar la falla por cortante.

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \tag{1.3}$$

La Figura 1.17 muestra un esquema de la trayectoria de esfuerzos en el plano  $p' - q$  de una muestra de suelo granular sometida a una prueba triaxial CU con medición de presión de poro, donde se puede observar las trayectorias tanto en esfuerzos totales como en efectivos.

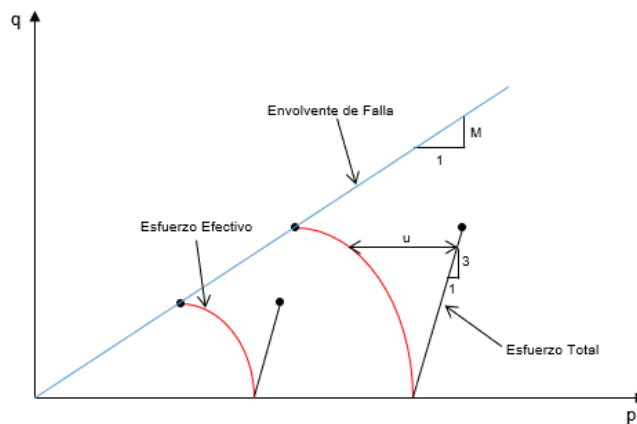


Figura 1.17. Trayectoria de esfuerzos de un suelo granular, modificado de [54]

La trayectoria en esfuerzos totales exhibirá una recta con pendiente 3:1, es decir, la trayectoria en esfuerzos totales únicamente representa la configuración de la prueba donde el confinamiento es constante por lo que esta trayectoria no nos aportará ninguna información del comportamiento del suelo durante la prueba, mientras que la trayectoria en esfuerzos efectivos será una curva con tendencia hacia la izquierda debido a la evolución de la presión de poro que se registra. Nótese que ambas llegaran a la envolvente de falla solo que por diferentes caminos.

La envolvente de falla para un suelo que no exhibe cementación iniciara en el origen y será la misma envolvente de falla presentada con el criterio de Mohr-Coulomb solo que interpretada desde los invariantes  $p'$  y  $q$ . Los parámetros de resistencia de un suelo ( $\phi'$  y  $c'$ ) no son afectados por los invariantes usados, sin embargo, la interpretación de los datos para encontrar las propiedades varian con el set de invariantes utilizados [27].

La Figura 1.18(a) muestra la envolvente de falla de Mohr-Coulomb para un elemento ensayado con la prueba de corte directo ( $\sigma' - \tau$ ), sin embargo, es más sencillo presentarlo en invariantes de esfuerzo-deformación, de modo que un conjunto dado de condiciones de esfuerzos efectivos pueda representarse mediante un solo punto en lugar de un círculo. Bajo condiciones de esfuerzos, el estado de esfuerzos podría ser definido por el radio y el centro del círculo como  $t = 1/2(\sigma'_1 - \sigma'_3)$  y el centro como  $s' = 1/2(\sigma'_1 + \sigma'_3)$ , por lo que  $(t - s')$  también representan el esfuerzo cortante máximo dentro del elemento y el esfuerzo efectivo principal promedio respectivamente, como se muestra en la Figura 1.18(b). Mientras que la prueba triaxial en 3D, Figura 1.18(c), se representa con los invariantes  $(p' - q)$ , así la pendiente  $M$  de la envolvente de falla en este espacio se correlaciona con la región de Mohr y el ángulo de fricción interna por lo que se puede definir como;

$$M = \frac{q_f}{p'_f} = \frac{6 \text{sen} \phi'}{3 - \text{sen} \phi'}$$

$$\therefore \text{sen} \phi' = \frac{3M}{6+M} \quad (1.4)$$

A la línea de falla de un suelo en el espacio  $p' - q$  también se le conoce como *línea de estado crítico*. Así un suelo tenderá al estado crítico si al someterlo a carga cumple con

el estado último en el que se deforma sin cambios en el esfuerzo efectivo medio, en el desviador y en su volumen (ecuación 1.5).

$$\frac{\delta p'}{\delta \varepsilon_s} = \frac{\delta q}{\delta \varepsilon_s} = \frac{\delta v}{\delta \varepsilon_s} = 0 \tag{1.5}$$

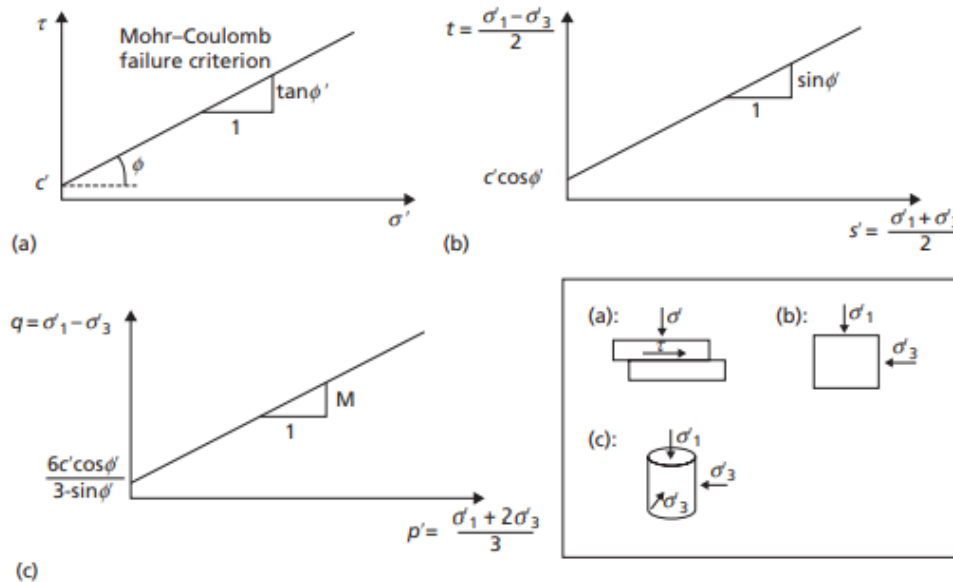


Figura 1.18. Interpretación de los parámetros de resistencia  $c'$  y  $\phi'$  usando invariantes de esfuerzos. [27]

### 1.2.2.4 Licuación de arenas

El comportamiento de las arenas se puede ejemplificar en base a su compacidad relativa, es decir, la forma de las curvas en el espacio esfuerzo-deformación, exhibirían un comportamiento como el mostrado en la Figura 1.19a para una prueba consolidada drenada donde se permiten los cambios de volumen. Una arena de compacidad relativa alta (densa) exhibirá una trayectoria como la OA donde al llegar al esfuerzo máximo desviador (pico) reblandecerá hasta el punto C manteniendo una resistencia constante a grandes deformaciones. Una arena de compacidad relativa media se comportará como la curva OB donde aún se define un pico de máxima resistencia antes de reblandecer hasta el punto C y finalmente para una arena de compacidad baja (suelta) no exhibirá un pico, la resistencia máxima llegará a ser constante a grandes deformaciones.

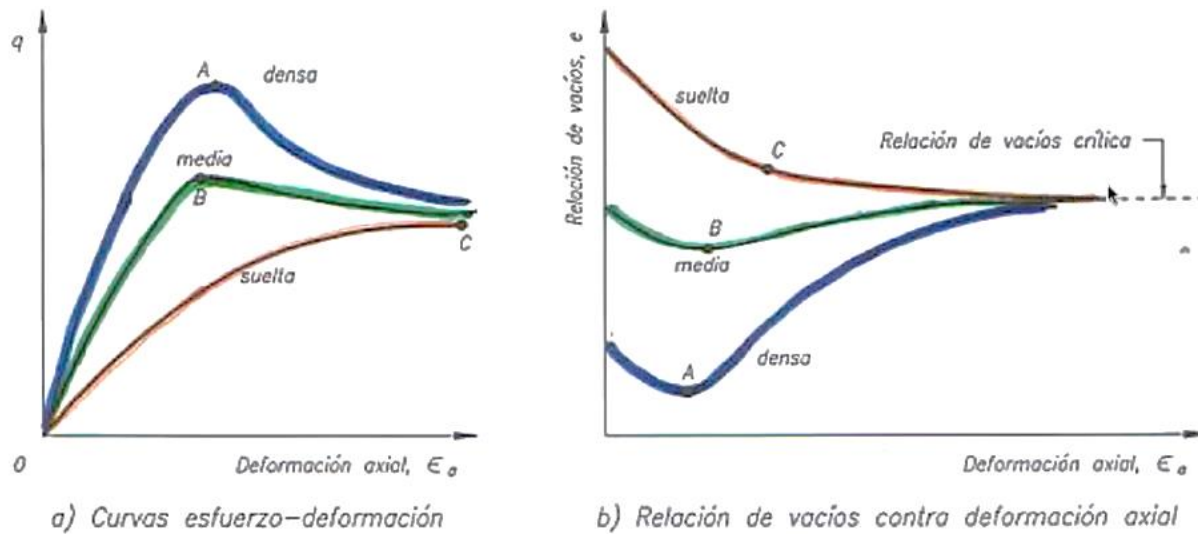


Figura 1.19. Comportamiento de arenas de diferentes compacidades relativas sometidas a pruebas triaxiales. [30]

Mientras que para las curvas en el espacio relación de vacíos ( $e$ ) vs deformación axial ( $\epsilon$ ) se mostrarán comportamientos dilatantes y contractivos, como se muestra en la Figura 1.19b. Por otra parte, las tres curvas tenderán a lo que Arthur Casagrande en su momento definió como la relación de vacíos crítica y que posteriormente se llamó el estado estable o estado crítico en arenas.

Cuando las arenas son ensayadas con pruebas CU las curvas exhibirían un comportamiento como el mostrado en la Figura 1.20, donde la arena muy densa alcanzará grandes deformaciones exhibiendo resistencias más altas hasta lograr un endurecimiento al final de la prueba (Figura 1.20a). Mientras que las arenas sueltas definen un pico de resistencia máxima a deformaciones más pequeñas reblandecerán después hasta alcanzar el estado crítico. Si las graficamos en el espacio de presión de poro vs deformación (Figura 1.20b), las muestras densas exhibirán un pico de presión de poro positiva donde se alcanza la falla por corte para después exhibir una presión de poro negativa hasta alcanzar el estado crítico donde ya no hay cambio en la presión de poro. Mientras que las muestras muy sueltas exhibirán presiones de poro positivas hasta mantenerse constante, en este momento que ya no exhiban cambios en los esfuerzos cortantes alcanzarán el estado crítico.

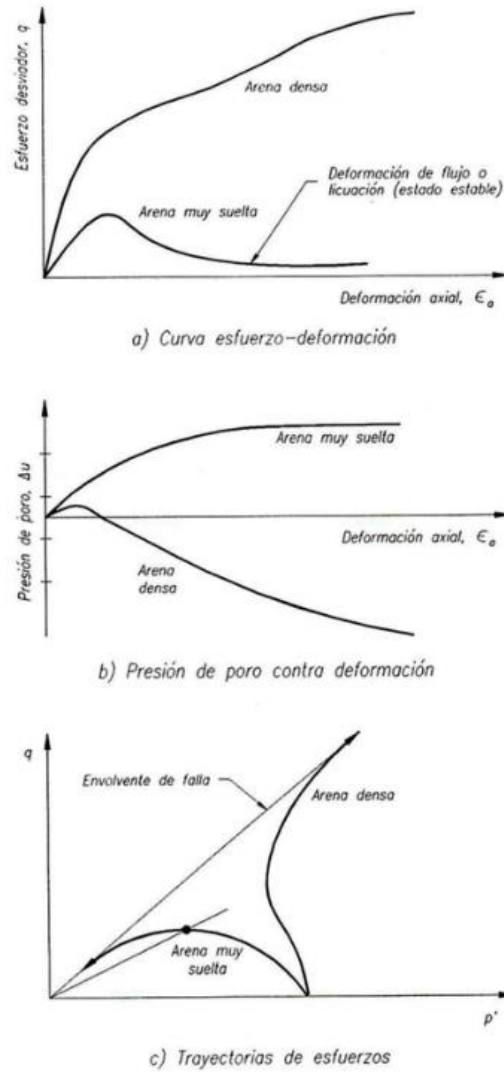
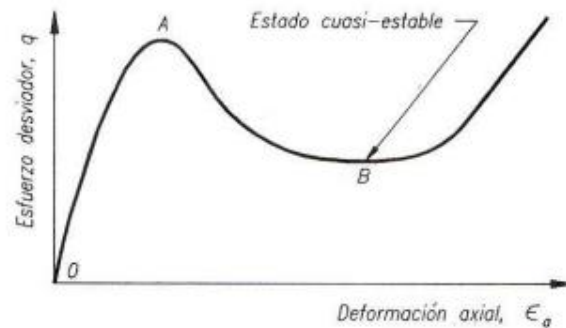


Figura 1.20. Comportamiento no drenado de arenas en compresión triaxial. [30]

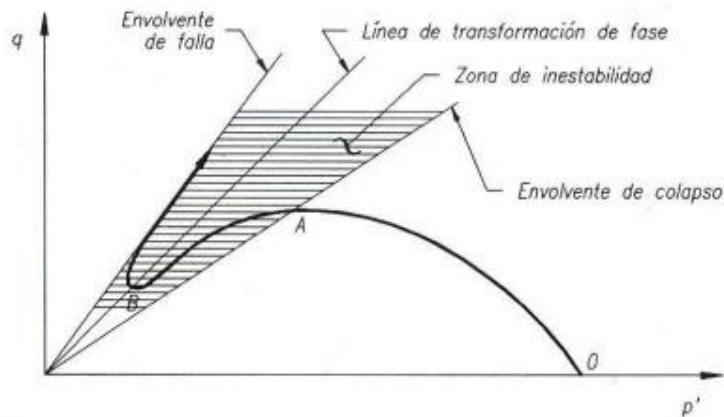
Finalmente, en la Figura 1.20c se muestra el diagrama  $p' - q$ . Las trayectorias de esfuerzos para arenas sueltas mostraran una tendencia contractiva, es decir, al generar presiones de poro positivas tenderán a la línea de falla por la izquierda, mientras que para arenas densas exhibirán inicialmente una respuesta contractiva seguida por una transición hacia una respuesta dilatante, donde su tendencia a la dilatación se contrarresta con las presiones de poro negativas.

La transición incremental de una respuesta contractiva a dilatante al corte no drenado está en términos de transformación de fase, como se muestra en la Figura 1.21, y corresponde a un punto del esfuerzo efectivo medio que a menudo se relaciona con la

resistencia al esfuerzo cortante. Este punto en la resistencia al corte está referido a una condición de estado cuasi estable. [28]



a) Esfuerzo desviador contra deformación



b) Trayectoria de esfuerzos

Figura 1.21. Comportamiento no drenado de una muestra suelta en la que se presenta el estado cuasi estable. [30]

Ovando y Segovia (1996) ensayaron muestras de arena de compacidades diferentes sometidas a pruebas triaxiales no drenadas. Los resultados se muestran en la Figura 1.22, donde las arenas sueltas corresponden a la curva A, la cual presenta un pico de máxima resistencia presentando presiones de poro positivas hasta permanecer constante tanto el esfuerzo cortante como la presión de poro. Esta arena se licuará una vez que movilice la resistencia al corte, y exhibirá un comportamiento de disminución de esfuerzo medio curvándose a la izquierda en el diagrama  $p' - q$ . Mientras que una arena de compacidad intermedia (curva C), mostrara una tendencia a la licuación limitada, es decir, exhibe un incremento de resistencia al corte y presión de poro, posteriormente moviliza la resistencia al corte hasta permanecer constante incrementando la

deformación, donde la presión de poro también permanece constante, posteriormente vuelve a presentar un incremento en la resistencia a grandes deformaciones y una disminución en la presión de poro hasta cambiar a presiones negativas, en este punto se presenta la transformación de fase en el plano  $p' - q$  donde cambiara su condición de contractivo a dilatante aumentando el esfuerzo efectivo medio curvándose a la derecha hasta alcanzar la línea de falla y entre al estado estable o estado crítico. Una arena densa no presentará licuación (curva B) exhibirá un pequeño incremento en la presión de poro (positiva) cuando alcanza la resistencia máxima a deformaciones aceptables, posteriormente seguirá incrementando su resistencia y exhibirá un endurecimiento durante la prueba presentando presiones de poro negativas a grandes deformaciones.

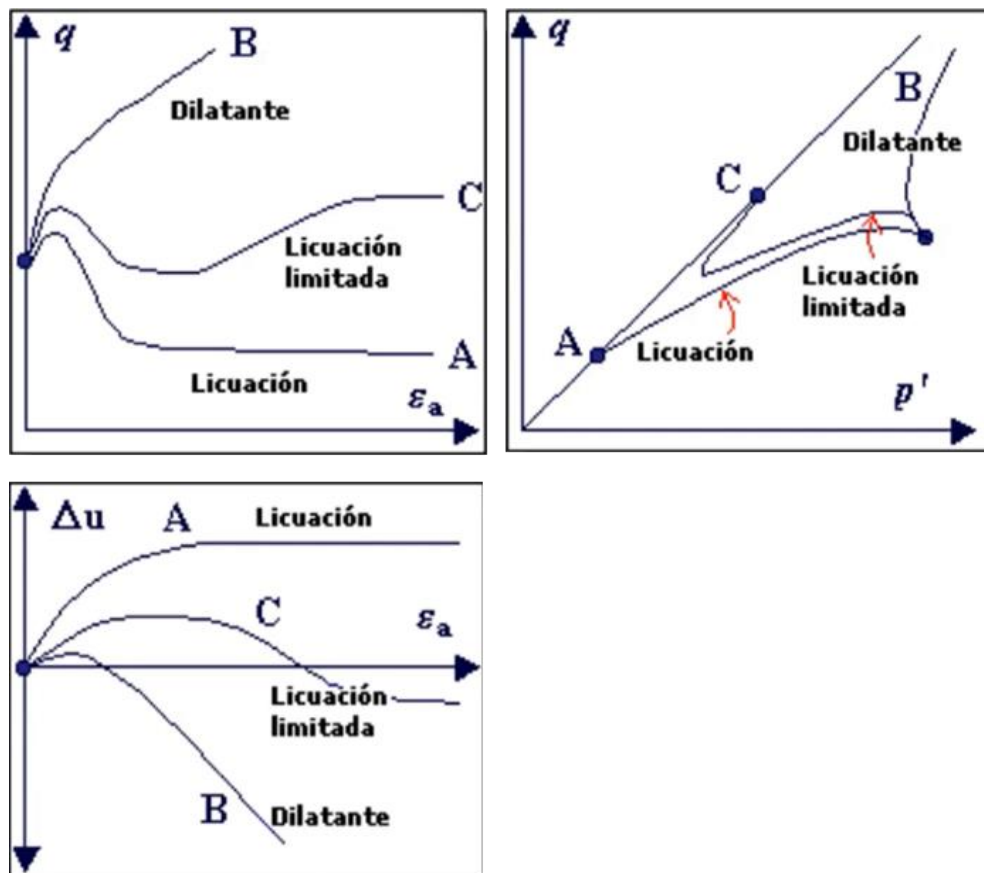


Figura 1.22. Comportamiento de arenas bajo pruebas no drenadas. [30]

## **2 LA CAL COMO AGENTE ESTABILIZANTE**

### **2.1 ESTABILIZACIÓN DE JALES MINEROS**

#### **2.1.1 Peligrosidad de los Jales Mineros**

Los jales o residuos mineros pueden ser potencialmente tóxicos o no dependiendo del tratamiento que se les dé antes de ser depositados, hoy en día la norma mexicana NOM -141-SEMARNAT así como los reguladores internacionales como la U.S EPA obligan a la industria minera a descargar residuos con niveles muy bajos de toxicidad y cuando es posible cero toxicidad, por ello se ha estudiado ampliamente la estabilización de los residuos mineros con el fin principalmente de reducir o eliminar la generación de drenaje ácido.

El drenaje ácido producido en las actividades mineras es un fenómeno causado por la oxidación de sulfuros metálicos. Los sulfuros de principal preocupación son la pirita y la pirrotita que están contenidos en casi todos los desechos mineros. Los sulfuros metálicos subterráneos, en su forma cristalina natural, son relativamente estables, pero cuando se extraen y se muelen, quedan expuestos al oxígeno y al agua, lo que provoca la oxidación del mineral. En ausencia de materiales calcáreos, la oxidación de estos minerales sulfurados produce ácido sulfúrico y libera metales pesados. [35]

#### **2.1.2 Estabilización/Solidificación en Jales Mineros**

El método más utilizado para la remediación de drenaje ácido, es el llamado Estabilización/Solidificación (S/S por sus siglas en inglés), es una tecnología comprobada para el manejo de materiales peligrosos. La estabilización se refiere al proceso que hace que un desecho sea menos tóxico mediante la fijación de los contaminantes que contiene proporcionando un entorno químico estable. La solidificación está relacionada con aquellas operaciones que mejoran las características físicas y de manejo de los residuos. La reacción de solidificación básica en los sistemas puzolánicos requiere de iones metálicos polivalentes en exceso estequiométrico, por lo que los compuestos de calcio se agregan como agente de fraguado. [32]

El cemento portland es el agente más utilizado para esta remediación. La estabilización de los residuos en los tratamientos S/S en base cemento, es el resultado de



transformaciones químicas de los contaminantes y depende de las características del medio en el que se encuentran. Numerosos mecanismos intervienen en este proceso como la precipitación en forma de hidróxidos, sulfuros o procesos de sustitución, adsorción de contaminantes en las superficies de la estructura monolítica, procesos de óxido-reducción de metales y transformación en formas menos tóxicas, así como la degradación de algunos compuestos orgánicos clorados y los plaguicidas, mediante hidrólisis catalizadas por bases, y la encapsulación física de metales contaminados encerrados dentro de la matriz C-S-H (Silicatos Cálcidos Hidratados). [36]

### 2.1.3 Los Jales Mineros como material de construcción

Por otro lado, diversos autores han estudiado la estabilización de los jales desde un enfoque de ser empleados como materiales de construcción, para estos casos se han utilizado otros agentes estabilizadores a parte del cemento, como la ceniza volante, la bentonita, la cal, etc. o una mezcla de los anteriores con el cemento, con el fin de estabilizarlos y han llegado a la conclusión que los jales, por lo menos los que provienen de minas de hierro (como los que se tratan en esta investigación) son materiales adecuados para la reutilización, cuando se les trata de esta manera. [14][31][32][34]

De Castro *et al.* (2016), investigaron las propiedades de jales de minas de hierro mezclados con cemento y cal y concluyeron que la mezcla es adecuada para ser utilizada como capas de pavimentos, los cuales han sido estudiados mediante pruebas CBR, resistencia a la compresión, a la expansión y estudios de durabilidad. [31]

Manjunatha y Sunil (2013), determinaron que los resultados de las pruebas de resistencia y CBR a las que fueron sometidas las mezclas de jales de minas de hierro con cemento y ceniza volante, son alentadoras para su uso en la construcción de rellenos a gran escala. [32].

Barati *et al.* (2020), estudiaron jales provenientes de la mina Golgohar. La conclusión de este trabajo fue que las mezclas de jal de minas de hierro con cemento pueden compactarse para ser usados como pavimentos en los caminos de acceso. Otro uso que se les puede dar a estas mezclas son las de utilizarse en planes de eliminación como cubiertas de residuos mineros y la eliminación conjunta de jales y rocas estériles. La alta resistencia de las cubiertas de cemento de jales permite la construcción estable de

vertederos elevados con pendientes más pronunciadas y una menor infiltración de agua que ocupan un área de terreno más pequeña. [14]

Todos los ejemplos anteriores tienen en común la estabilización con cemento como componente puzolánico principal, sin embargo, a pesar de que este agente estabilizador proporciona más resistencia a la mezcla, sin duda no se puede ocultar el hecho de que por un lado el uso de jales contribuye a la disminución de contaminación ambiental, por otro, el uso cada vez más frecuente del cemento contribuye a la proliferación de la huella de carbono.

En este trabajo en particular se utilizó el óxido de calcio como agente estabilizador de propiedades físicas y mecánicas de los jales el cual no proporciona mayor resistencia que el cemento pero sí, la resistencia necesaria para asegurar el mejoramiento de estos materiales y que sin duda el adicionar un agente estabilizante como el CaO resulta más amigable al ambiente debido a que la cal puede recuperar hasta un 40% de las emisiones de CO<sub>2</sub> en su proceso de carbonatación, lo que la convierte en un sumidero permanente de carbono. [33]

## **2.2 QUÍMICA DE LA ESTABILIZACIÓN CON CAL**

### **2.2.1 Producción de la cal**

La cal en forma de cal viva (CaO), cal hidratada (hidróxido de calcio Ca(OH)<sub>2</sub>) o lechada se puede utilizar para tratar a los suelos. En esta investigación se utilizó cal viva (CaO), por lo que nos referiremos al óxido de calcio como “cal”.

La cal viva se fabrica transformando químicamente al carbonato de calcio (piedra caliza-CaCO<sub>3</sub>) a altas temperaturas (880 y 1000 °C) liberándose moléculas de dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) formándose el óxido de calcio de color blanco y muy caustico. Este último proceso puede ser reversible si al enfriarse la cal se le permite la absorción del CO<sub>2</sub> del aire nuevamente y después de cierto tiempo vuelve a convertirse en CaCO<sub>3</sub> o carbonato de calcio. El proceso de la generación de la cal se muestra en la Figura 2.1.

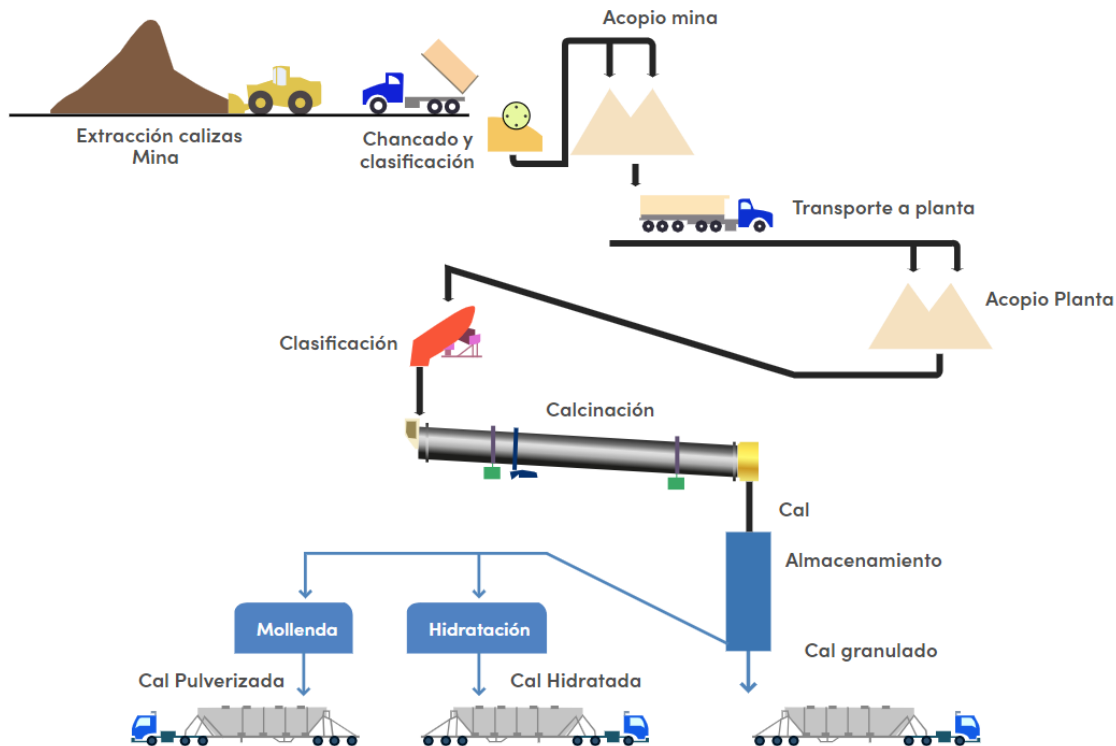


Figura 2.1. Proceso de la cal (Fuente: <https://ecnautomation.com/index.php?mod=cal>)

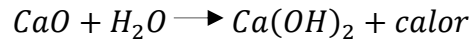
La mayor parte de la cal utilizada para el tratamiento de suelos, es cal con alto contenido de calcio, que no contiene más del 5% de óxido o hidróxido de magnesio. La cal dolomítica puede funcionar bien en la estabilización de suelos, aunque la fracción de magnesio reacciona más lentamente que la fracción de calcio.

A veces el término “cal” se usa para describir la cal agrícola que generalmente tienen solo una fracción del contenido de óxido o hidróxido del producto fabricado o para describir subproductos del proceso de fabricación de cal (como el polvo de horno de cal) que aunque contiene algo de cal reactiva, generalmente tienen solo una fracción del contenido de óxido o hidróxido del producto fabricado. [37]

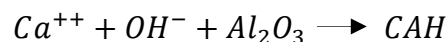
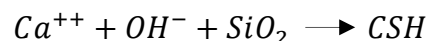
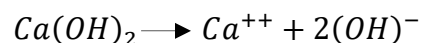
### 2.2.2 La química del tratamiento con cal

Cuando la mezcla de cal, agua y arcilla presente en el suelo interactúan casi inmediatamente se empieza la reacción química debida entre otros factores al incremento del pH del agua contenida en el material. La adición del CaO provoca un ambiente alcalino que dará paso a las siguientes transformaciones del suelo:

1. Secado: Cuando la cal viva se pone en contacto con el agua presente en el suelo se hidrata, generando una reacción exotérmica violenta la cual genera calor provocando una evaporación de la humedad que contenga el suelo.



2. Modificación: Ocurrirá después del primer mezclado. Los iones del calcio ( $Ca^{++}$ ) se trasladarán a la superficie de los minerales de arcilla desplazando al agua y a otros iones presentes provocando el proceso de floculación y aglomeración de las partículas.
3. Estabilización: Cuando se mezclan las cantidades adecuadas de cal (prueba Eades & Grim, ASTM D6276) ocurren dos reacciones, la hidratación y la reacción puzolánica. El hidróxido de calcio resultante de la hidratación de la cal, se disocia en el agua. Como resultado, aumenta la concentración de calcio y el pH del fluido de los poros. La alúmina y la sílice (presentes en la arcilla) hidratados reaccionarán gradualmente con los iones de calcio liberados de la hidrólisis para formar compuestos aluminatos cálcicos hidratados (CAH) y silicatos cálcicos hidratados (CSH) (productos cementosos secundarios) y la portlandita ( $Ca(OH)_2$ ), este último da lugar a un ambiente de reacción fuertemente alcalino con un pH generalmente entre 12 y 13. Esta reacción secundaria se conoce como reacción puzolánica que contribuirá al aumento de la resistencia.



El Sílice y la Alúmina tienen poca o ninguna cementación por sí solas, pero pueden reaccionar con la cal o el cemento y agua a temperatura ambiente para la formación de los hidratos cementosos. [32]

La Asociación Nacional de Cal de Estados Unidos (NLA) sugiere que para que la cal reaccione con los suelos estos deben cumplir con un mínimo de contenido de arcilla del 7%, y con índices de plasticidad de al menos 10 además, debe contener por lo menos el 25% de finos. Las propiedades mineralógicas de los suelos determinarán su grado de reactividad con la cal y la resistencia última que desarrollarán las capas estabilizadas. Los suelos que contienen cantidades significativas de materia orgánica (más del 1%) o sulfatos (más del 0.3%) pueden requerir cal adicional. [37]

Los jales a diferencia de los suelos son materiales con mineralogía compleja, la mayoría de ellos como ya se mencionó contendrán un alto contenido de sulfatos debido a la oxidación de los sulfuros metálicos derivados de los procesos mineros, por lo que la estabilización de estos materiales requiere de mayor estudio de las reacciones químicas que se producen en las mezclas.

### **2.3 FORMACIÓN DEL MINERAL ETRINGITA EN LAS MEZCLAS Jal-CaO**

El mineral etringita es un hidrato de sulfoaluminato de calcio el cual se forma cuando hay disponibilidad de aluminio, calcio y sulfato dentro de un ambiente altamente alcalino.

Por otro lado, los desechos mineros remediados con cal elevan y mantienen un pH alto de entre 12 y 13 por la adición de la cal. Este ambiente altamente alcalino adicional al alto contenido metálico en los jales provoca que se reemplace parcialmente al aluminio trivalente requerido para su formación que en conjunto con la disponibilidad del calcio y los sulfatos presentes generaran todos los requisitos necesarios para precipitar el mineral etringita ( $\text{Ca}_6[\text{Al}(\text{OH})_6]_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 26\text{H}_2\text{O}$ ). [35]

Su cualidad expansiva hace que los materiales estabilizados con cal que presenten la formación de este mineral no sean aptos para ser utilizados como agregados en materiales para la construcción. Además, que este mineral es el responsable de retardar la hidratación del cemento.

Sin embargo, la formación de la etringita podría resultar un tanto beneficiosa en algunos casos, debido a que en un ambiente altamente alcalino también se produce la precipitación de metales pesados de la solución, por lo que tiene la capacidad de absorber algunos de estos en su estructura. En la literatura técnica, la formación de

etringita como método de remediación mediante la técnica S/S ha reportado resultados favorecedores para eliminar drenaje ácido y metales pesados. [35]

## 2.4 PORCENTAJE ÓPTIMO DE CaO PARA LA ESTABILIZACIÓN

Para definir las cantidades necesarias de adición de cal para lograr la estabilización se han desarrollado métodos desde los años 60 con Hilton y Davison, que a partir de pruebas sobre el comportamiento del límite plástico se añadían diversos porcentajes de cal a los suelos; las cantidades mínimas de cal satisfacen las primeras reacciones como la fijación de la cal, pero es necesario adicionar cal suficiente hasta el punto en que se puedan completar las reacciones puzolánicas necesarias para la estabilización. De aquí surge la necesidad de definir la cantidad óptima necesaria de cal para garantizar las reacciones químicas en un ambiente alcalino necesario.

Eades y Grim (1966), investigaron la naturaleza de las reacciones que tienen lugar en las mezclas suelo, cal, agua. Las pruebas de laboratorio de esa investigación incluyeron la determinación de las características mineralógicas, físicas y químicas de suelos no tratados y tratados con cal que demostraron que las pruebas de pH pueden utilizarse para determinar los requisitos óptimos de cal de un suelo. [48]

El procedimiento de Eades&Grim es la base de las normas ASTM D6276 y AASHTO T-220 que establecen que para diferentes porcentajes de cal el pH debe elevarse por lo menos a 12.4, lo cual garantiza que la mezcla incrementa y mantiene un pH elevado para lograr el desarrollo de la reacción química.

Amaya (2017) por su parte ha estudiado los efectos de la cal en las arcillas del ex-lago de Texcoco en México, donde comprueba que la adición de la cal más allá del valor óptimo determinado con esta metodología no aporta mayor resistencia a los suelos. [45]

### 3 MINERALOGÍA Y QUÍMICA DEL JAL NATURAL Y ESTABILIZADO

Las muestras analizadas se identificaron como JalN (Jal Natural), Jal3 (mezclado con 3% de CaO) y Jal6 (mezclado con 6% de CaO).

#### 3.1 MINERALOGÍA DE LAS MUESTRAS JalN, Jal3 y Jal6

##### 3.1.1 Difracción de rayos X

El principal objetivo de la difracción de rayos X para esta investigación fue la identificación del tipo de arcilla, la obtención de un semicuantitativo de la fracción arcilla, el contenido de sulfatos y la composición mineralógica de la muestra total (roca total).

Las 3 muestras de Jal (JalN, Jal3 y Jal6) se analizaron en el laboratorio LANGEM (Laboratorio de Difracción de Rayos X) del Instituto de Geología de la UNAM. Para las 3 muestras se realizó la identificación de minerales en roca total, identificación de minerales en muestras tratadas con CaO e identificación de arcillas.

##### **Preparación y procedimiento para la medición en roca total**

La muestra se trituró y posteriormente se homogeneizó mediante un mortero de ágata y se tamizó mediante la malla 200 (<45 micras). A continuación, se midió utilizando un portamuestras de aluminio (fracciones no orientadas). La medición se realizó en el intervalo angular  $2\theta$  de  $4^\circ$  a  $80^\circ$  en escaneo por pasos con un "step scan" de  $0.003^\circ$  ( $2\theta$ ) y un tiempo de integración de 40 s por paso. La cuantificación se realizó utilizando el método de Rietveld implementado en el software High Score v4.5 y las bases de datos de ICDD (International Center for Diffraction Data) y ICSD (Inorganic Crystal Structure Database).

##### **Separación de la fracción arcilla**

Para la separación fracción arcilla (<2 micras), las muestras (previamente disgregadas) se dispersaron en agua destilada durante 24 h, la fracción fina se decantó y posteriormente se centrifugó a 6000 rpm, finalmente se recuperó la fracción fina.

### **Preparación de agregados orientados**

Para la preparación de las muestras orientadas se pesó 1.0 g de cada muestra de arcilla previamente separada y se colocó en un vaso de precipitados pequeño con 15 ml de agua destilada. Se agitó la mezcla mediante ultrasonidos de baja potencia. A continuación, se pipeteó la solución en un vidrio redondo etiquetado previamente mediante una pipeta automática. Para cada muestra se prepararon tres alícuotas que se dejaron secar a temperatura ambiente por 24 horas. Se comprobó por pesada que los agregados orientados tenían el espesor necesario para medición ( $>2.5 \text{ mg/cm}^2$ ).

### **Tratamientos de la muestra de arcilla**

El primer agregado orientado de la muestra se analizó sin tratamiento de  $4^\circ$  a  $80^\circ$  ( $2\theta$ ). El segundo agregado se trató con etilenglicol a  $80^\circ\text{C}$  durante 24h y se midió de  $4^\circ$  a  $80^\circ$  ( $2\theta$ ). El tercer agregado se calentó a  $550^\circ \text{C}$  y se midió de  $4^\circ$  a  $80^\circ$  ( $2\theta$ ).

### **Medición**

Los difractogramas se obtuvieron en un Difractograma EMPYREAN equipado con filtro de Ni, tubo de cobre de foco fino y detector PIXcel3D. Las muestras se midieron utilizando un portamuestras de vidrio en fracción orientada, glicolada y calentada. La medición se realizó en el intervalo angular  $2\theta$  de  $5^\circ$  y  $70^\circ$  en escaneo por pasos con un “step scan” de  $0.003^\circ$  ( $2\theta$ ) y un tiempo de integración de 40s por paso.

#### **3.1.1.1 Resultados y Discusión**

Los resultados de la Difracción de rayos X de las muestras JalN, Jal3 y Jal6 se muestran en la Tabla 3.1 . Los difractogramas correspondientes se muestran en el Anexo A de este documento.

La DRX brindó información muy importante de las muestras. En la columna 1 de la Tabla 3.1 corresponde a los resultados de la muestra JalN, la cual contiene un alto porcentaje de óxidos de hierro, como la magnetita y hematita, también contiene altos porcentajes de sulfato en forma de yeso. Podemos observar que la muestra contiene 7.7% de minerales de arcilla, por lo que se cumple con el porcentaje mínimo sugerido por la NLA. Además, mediante la identificación de arcillas se tiene que la muestra contiene como mineral arcilloso caolinita.



Las mezclas generaron el mineral etringita como se observa en las siguientes dos columnas de la misma Tabla 3.1, del cual también se obtuvo un semicuantitativo. En cuanto al mineral taumasita, también está presente en las mezclas y pertenece al grupo de la etringita que también lleva el mismo nombre. La portlandita también se presenta en las mezclas aumentando su valor con el aumento de cal. Por otro lado, se observa como el yeso (sulfato) va disminuyendo hasta desaparecer. Se hace evidente que las reacciones químicas se hacen en la fracción arcilla, ya que los demás minerales de la muestra permanecen intactos.

Tabla 3.1 Mineralogía de las muestras JalN, Jal3 y Jal6

Fases Identificadas	Semicuant (RIR)+ Rietveld		
	JalN	Jal3	Jal6
Plagioclasa de composición intermedia: (Na, Ca)(Si, Al) <sub>3</sub> O <sub>8</sub>	33.1	33.1	33.1
Piroxeno tipo augita/diópsido: (Ca,Mg,Fe) <sub>2</sub> (Si,Al) <sub>2</sub> O <sub>6</sub>	15 18.6	15 18.6	15 18.6
Yeso: CaSO <sub>4</sub> ·2H <sub>2</sub> O	6.4	1	0
Espinela: Cr <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	2.7	2.7	2.7
Magnetita: Fe <sub>3</sub> O <sub>4</sub>	0.5	0.5	0.5
Magnesioferrita: (MgFe) <sub>3</sub> O <sub>4</sub>	0.2	0.2	0.2
Trevorita: NiFe <sup>3+</sup> <sub>2</sub> O <sub>4</sub>	1.3	1.3	1.3
Franklinita: ZnFe <sup>3+</sup> O <sub>4</sub>	1.3	1.3	1.3
Hematita: Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	7.8	7.8	7.8
<i>Filosilicatos a~14A°pbb de tipo clinocloro</i>	5.3	5.3	5.3
<i>Filosilicatos a~7A°pbb de tipo caolinita</i>	7.7	7.7	6.2
<i>Portlandita: Ca(OH)<sub>2</sub></i>	-	2.4	4
<i>Etringita: Ca<sub>6</sub>Al<sub>2</sub>(SO<sub>4</sub>)<sub>3</sub>(OH)<sub>12</sub>·26H<sub>2</sub>O</i>	-	2	2
<i>Taumasita: Ca<sub>3</sub>Si(OH)<sub>6</sub>(CO<sub>3</sub>)<sub>1</sub>(SO<sub>4</sub>)<sub>1</sub>·12H<sub>2</sub>O</i>	-	1	2

### 3.1.2 Fluorescencia de Rayos X

El estudio de FRX se realizó en el laboratorio LANGEM del Instituto de Geología de la UNAM. La preparación de las muestras para este tipo de análisis consiste en pesar 5 g de muestra y 1.2 g de cera en micropolvo, los cuales se mezclan en un mortero de ágata y se colocan en un dado de acero inoxidable que se lleva a una prensa hidráulica aplicando una presión de 25 ton/in<sup>2</sup> durante 30 s. Obteniendo una tableta, la cual se lleva

al espectrómetro secuencial de Fluorescencia de Rayos X de marca RIGAKU ZSX Primus II.

El tipo de análisis utilizado es, “Cuantitativo de Elementos Mayores”, y donde se hacen otras determinaciones como la pérdida por calcinación (PxC), donde la muestra de 1 g se calcina a 1000°C durante 1 hora.

### 3.1.2.1 Resultados y Discusión

La Tabla 3.2 muestra la cuantificación de elementos mayores presentados en forma de óxidos, nuestro interés se refleja en el Sílice, Alúmina, y CaO. Para la Sílice y Alúmina los valores disminuyen para las muestras de Jal3 y Jal6, lo cual es evidente debido a las reacciones químicas con el CaO. Para el CaO las cantidades aumentan debido a la adición y podríamos comprobar si la cantidad adicionada fue la correcta. Al ser un método directo de medición, los porcentajes de adición de CaO que se muestran son aproximadamente 3% para la muestra Jal3 y para la muestra Jal6 el valor real adicionado fue de 4.94% lo que sugiere un mal mezclado de la muestra original. Por otro lado, en la misma tabla se presentan los valores de la Sílice, Alumina y Calcio en valores elementales con los cuales obtendremos las relaciones Ca/Si y Ca/Al que se explican en el siguiente subcapítulo 3.1.3.

Tabla 3.2 Identificación y Cuantificación de Elementos Mayores

Componentes	Ja1N	Ja13	Ja16
	masa%	masa%	masa%
SiO <sub>2</sub>	43.1	42.06	41.37
TiO <sub>2</sub>	0.6	0.59	0.59
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	11.38	10.55	10.19
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	18.33	18.51	18.58
MnO	0.18	0.17	0.16
MgO	3.64	3.39	3.29
CaO	10.98	13.88	15.92
Na <sub>2</sub> O	3.37	3.04	3.03
K <sub>2</sub> O	1.36	1.22	1.19
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0.4	0.43	0.37
PxC	3.34	2.45	1.39
SO <sub>3</sub>	3.51	3.62	3.36
Cl	ND	ND	ND
SUMA	100.19	99.91	100.01
Si	20.1	19.7	19.3
Al	3	2.8	2.7
Ca	7.8	9.9	11.4
** Ca/Si	0.39	0.50	0.59
**Ca/Al	2.60	3.54	4.22

\* ND- No Detectado

\*\* Relaciones de reacciones químicas

### 3.1.3 SEM con EDS

El objetivo de la medición de SEM con EDS fue además de observar la morfología de las muestras medir la presencia de la matriz o gel C-S-H. Esta matriz es el principal producto de hidratación en la estabilidad con productos cementantes, de la cuál hasta ahora no se conoce la morfología de su estructura, al ser esencialmente amorfo no se puede detectar con técnicas como las descritas anteriormente. Sin embargo, para comprobar la presencia de este gel se emplea la cuantificación de la relación Ca/Si con las técnicas EDS. La literatura técnica establece que para pastas de silicato de calcio o cemento sin adiciones minerales, la relación media Ca/Si es de aproximadamente 1.75 en todas las edades de curado del cemento portland, a edades de hasta unos pocos años de curado existe una variación local sustancial en esta relación a un nivel micrométrico y por debajo de este. Inicialmente, el rango suele ser de 1.2 a 2.3 y la distribución es bimodal. A medida que la pasta envejece la tendencia bimodal desaparece y el rango disminuye. La matriz C-S-H formada en pastas de cemento o silicatos de calcio con adiciones minerales es esencialmente similar en nanoestructura al que se forma en su ausencia, pero la relación media Ca/Si típicamente cae de 1.4 a 1.6 o de 1.0 a 1.2 en pastas hechas con altas proporciones de microsílíce o de escorias activadas con álcali. [38]

#### 3.1.3.1 Resultados y Discusión

Los análisis se realizaron en el Instituto de Geofísica de la UNAM en el Laboratorio de Petrología (LUP) del Laboratorio Nacional de Geoquímica y Mineralogía (LANGEM), (LUP-LANGEM), mediante la Microsonda Electrónica de Barrido (MS), Electron Probe Microanalyzer (EPMA), donde se obtuvo el análisis químico en muestras sólidas en que los rayos X son generados a través de un haz electrónico. Con lo que se logró obtener un análisis cuantitativo de la concentración de elementos en puntos de interés de la muestra.

Para obtener mejor calidad de las imágenes se recurrió al uso del microscopio electrónico SEM en la Laboratorio Universitario de Microscopia Electrónica (LUME) del Instituto de Materiales de la UNAM.

Las imágenes SEM de la muestra JalN se pueden observar en la Figura 3.2, la primera imagen es a una resolución de 1000x aumentos donde se observa la muestra completa

y se identifican los puntos de interés para el acercamiento, también se aprecia el mineral caolinita. La Figura 3.1 representa la imagen de una caolinita cristalizada únicamente para mostrar su morfología en una imagen SEM y compararla con la encontrada en las muestras de jal analizadas.

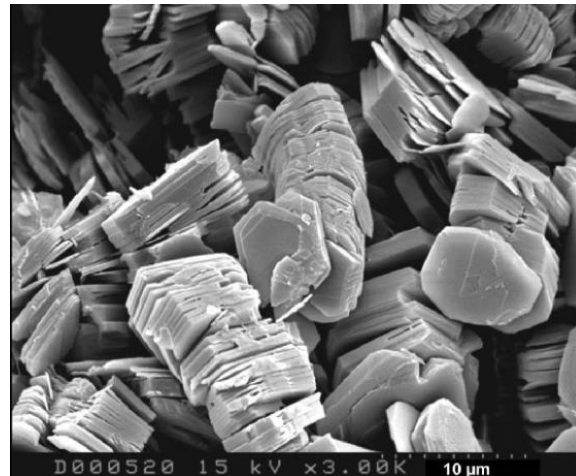


Figura 3.1. Imagen SEM de caolinita cristalizada de arenisca. Tenga en cuenta la morfología hexagonal, las superficies basales lisas y la abundancia de poros en forma de hendidura y cuña. [39]

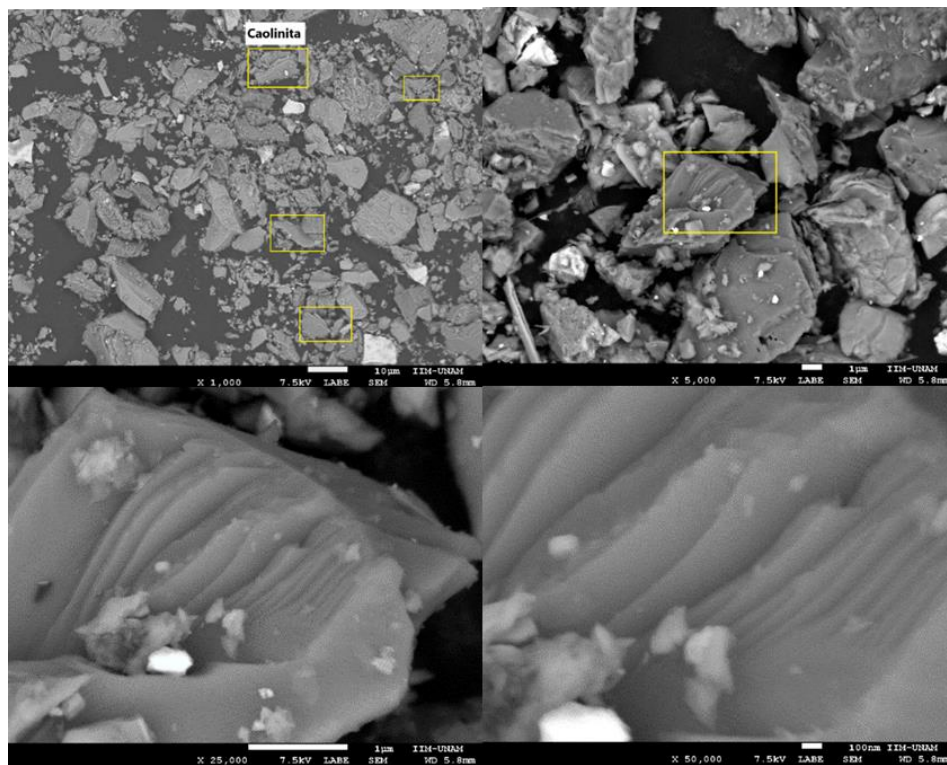


Figura 3.2. Imagen SEM de la muestra JalN. Visualización del mineral de arcilla caolinita.

La Figura 3.3 muestra una comparativa de las muestras JalN y Jal3 con el mismo rango de aumentos. A la izquierda superior se presenta la muestra JalN y a la derecha superior la muestra Jal3 a 10,000x aumentos. Se observa la presencia de portlandita ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) en la muestra Jal3. Las imágenes de la parte inferior son a 5000x aumentos, representa una zona donde se aprecia un cambio en la textura. En la muestra JalN (izquierda) se muestra que la portlandita no está presente mientras que en la muestra Jal3 (derecha) sí lo está.

La Figura 3.4 muestra una comparativa de una imagen SEM, a la izquierda una portlandita pura reportada por Pesce (2021), a la derecha las imágenes SEM de la muestra Jal3.

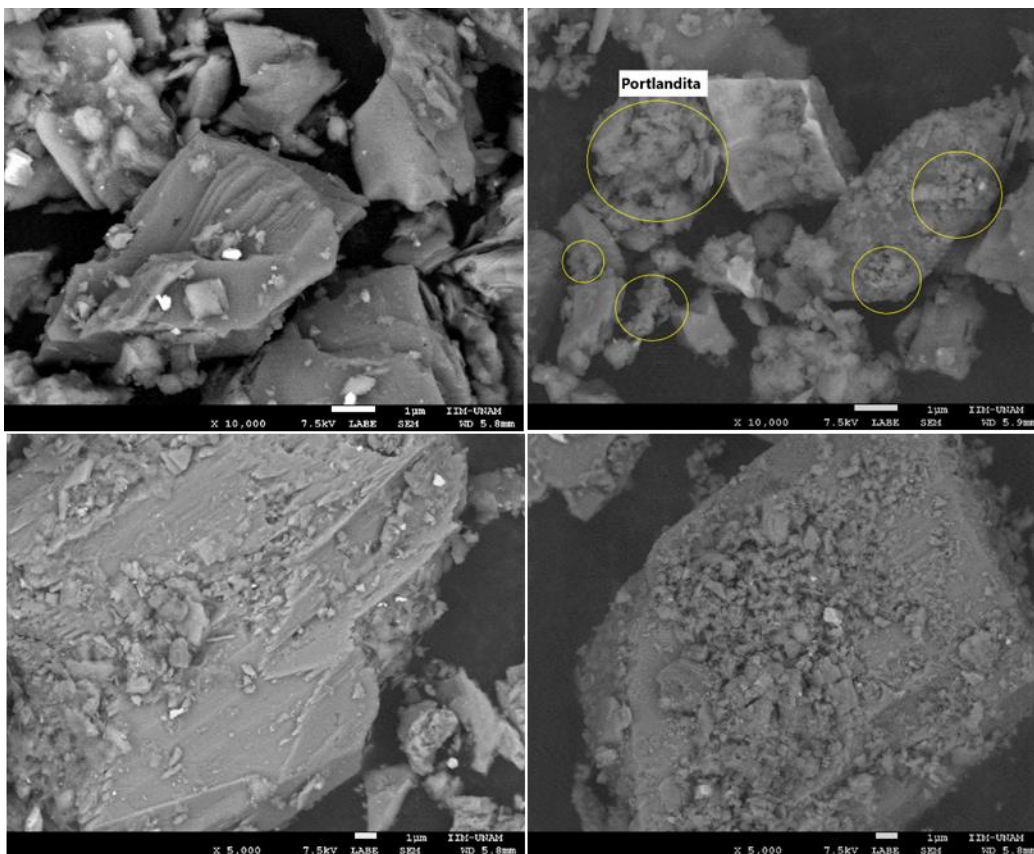


Figura 3.3. Imagen SEM, a la izquierda muestra JalN, a la derecha muestra Jal3. Visualización de portlandita en la muestra Jal3.

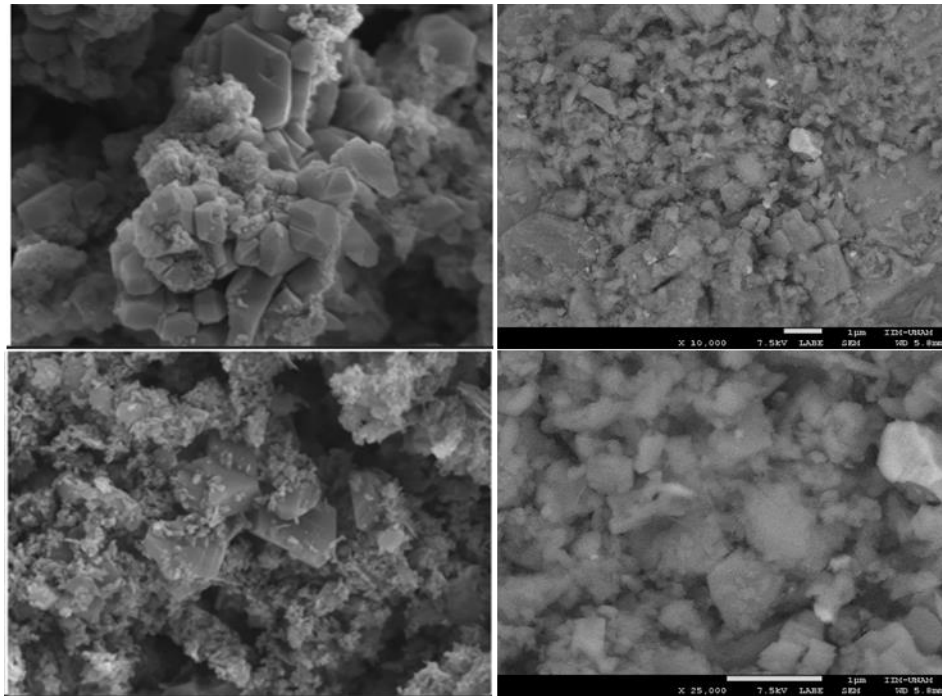


Figura 3.4. Imágenes SEM, a la izquierda portlandita pura, [40]. A la derecha muestra Jal3

La Figura 3.5 muestra las imágenes SEM de la misma muestra Jal3 a 25,000x aumentos. A la izquierda se aprecia la formación de etringita, a la derecha un acercamiento de 50,000x aumentos donde se aprecia mejor dicha estructura alargada como agujas.

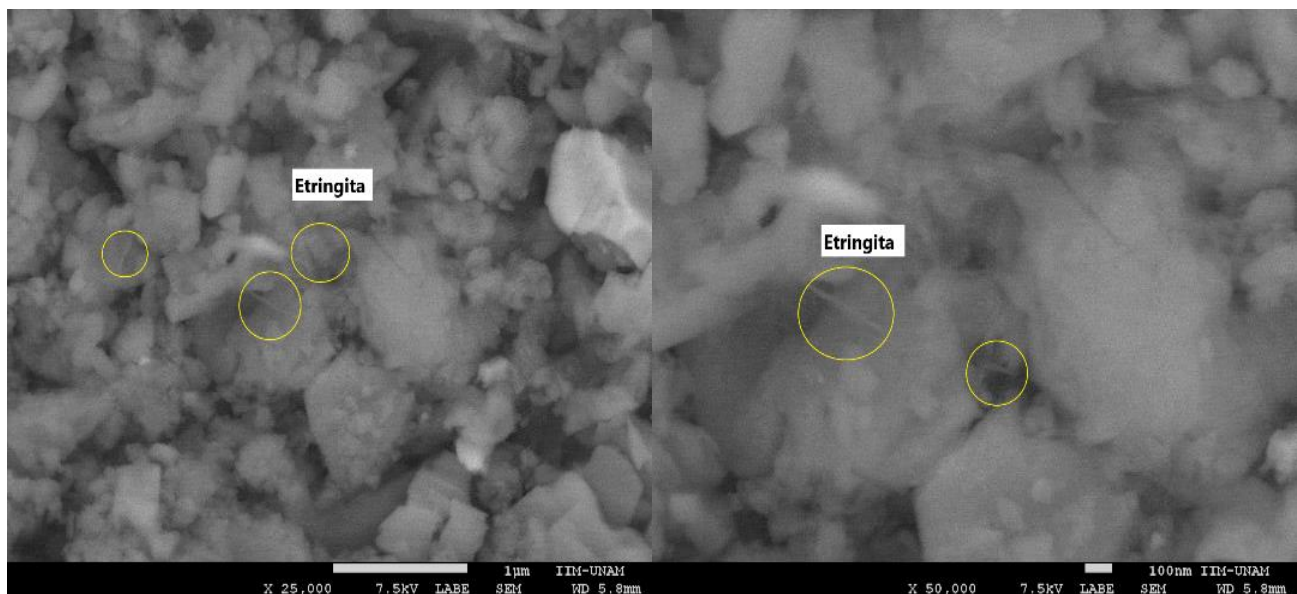


Figura 3.5. Imagen SEM de la muestra Jal3. Visualización del mineral de etringita.

Para la muestra Jal6 los cambios en las texturas del material son más evidentes, como se muestran en la Figura 3.6 a diferentes aumentos. Además de demostrar portlandita se observa mayor cantidad de mineral etringita donde se puede apreciar su estructura al acercarnos a 25,000x aumentos.

De acuerdo a los resultados del EDS que se observan en la Tabla 3.3, donde los elementos de interés son el Sílice, Alúmina y Calcio, las muestras JalN, Jal3 y Jal6 muestran una relación Ca/Si incremental de 0.43 para la muestra JalN, 1.0 para la muestra Jal3 y 1.49 para la muestra Jal6. Si comparamos los valores con los presentados en la Tabla 3.2 obtenidos con la FRX, es evidente que los valores obtenidos son mucho más bajos debido a que la FRX se realizó en la fracción fina de la muestra, mientras que la técnica EDS detecta elementos en una muestra de roca total. Por lo anterior los valores obtenidos con la FRX son más confiables debido a que las reacciones químicas se dan con los elementos solubles presentes en los minerales arcillosos.

Si bien con los valores obtenidos mediante la FRX no se llega a los valores presentados por Taylor (1981), se observa un incremento en los valores de las relaciones Ca/Si y Ca/Al en las mezclas jal-CaO, que obviamente no se podrían comparar con las mostradas en el cemento portland, pero si se logra demostrar que el gel C-S-H está presente en las mezclas. Los puntos seleccionados para obtener los valores de EDS, corresponden a las imágenes obtenidas con la Microsonda y se pueden observar en el Anexo B.

Tabla 3.3. Composición química mediante SEM con EDS y relaciones Ca/Si

Componentes	JalN	Jal3	Jal6
	masa%	masa%	masa%
Na	3.50	3.28	2.99
Mg	3.05	3.10	1.66
Al	8.76	7.72	6.99
Si	31.53	27.86	23.26
K	2.47	2.35	1.69
Ca	13.58	27.80	34.70
Ti	0.59	0.01	-
Cr	0.53	0.10	0.26
Mn	0.77	0.42	0.85
Fe	32.66	27.36	25.41
S	2.57	-	2.20
SUMA	100	100	100
**Ca/Si	0.43	1.00	1.49
**Ca/Al	1.55	3.60	4.97

\*\* Relaciones de reacciones químicas

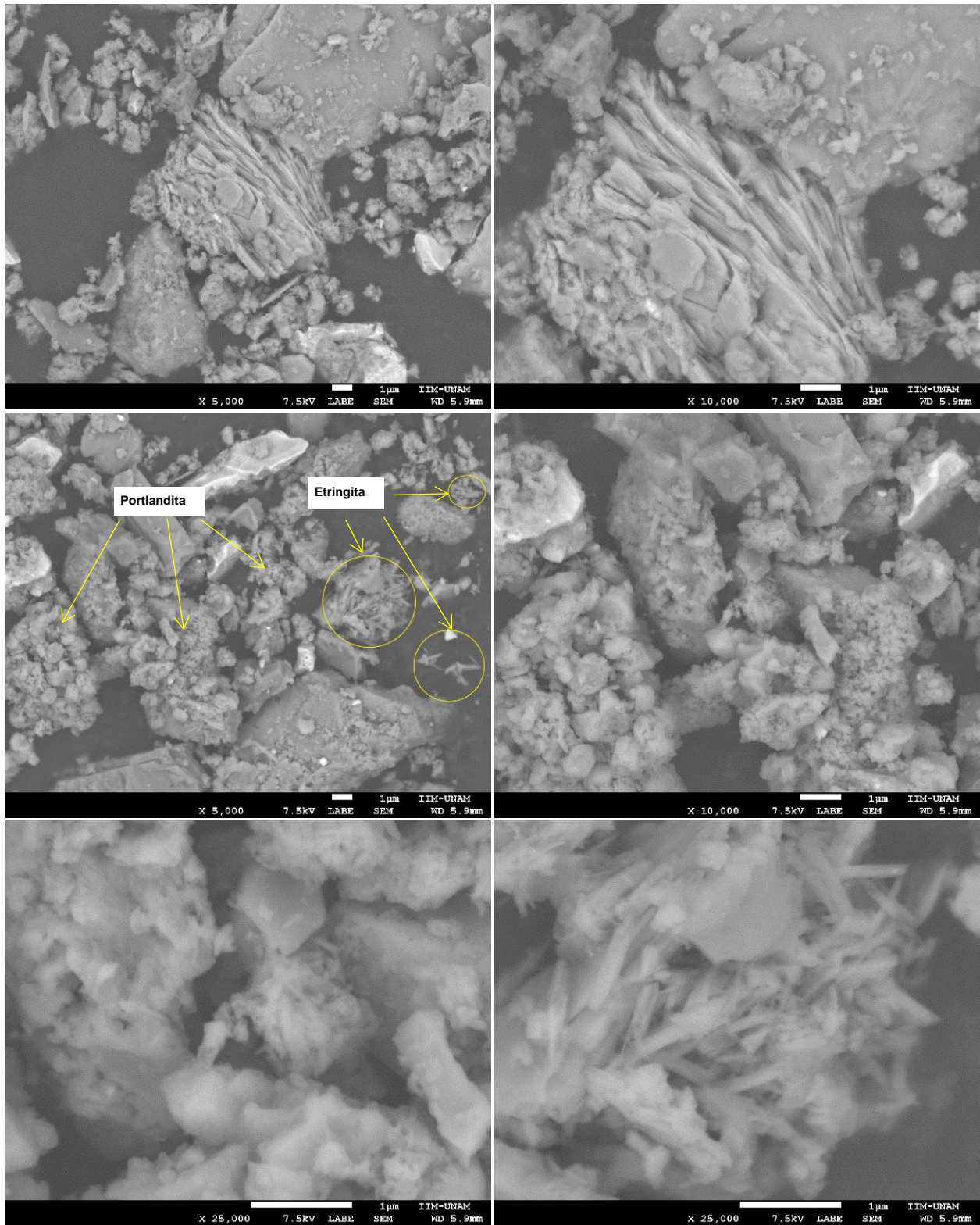


Figura 3.6. Imágenes SEM de la muestra Jal6 a diferentes aumentos.



## 3.2 QUÍMICA DE LAS MUESTRAS JalN, Jal3 y Jal6

### 3.2.1 Intercambio Catiónico

Para la determinación de la CEC se hicieron pruebas de determinación simultánea de cationes en muestras ambientales por medio de cromatografía iónica con detección conductimétrica, realizada en el Laboratorio Nacional de Geoquímica (LANGEM) del Instituto de Geología de la UNAM.

#### Descripción del método

Los análisis se llevaron a cabo con un equipo de cromatografía de líquidos constituido por dos bombas binarias modelo 1525, un auto muestreador modelo 717 plus y un detector de conductividad modelo 432, todos de la marca Waters. Como fase estacionaria se utilizó una columna C6 marca Metrohm, empacada con partículas de 5  $\mu\text{m}$  de tamaño. Se trabajó con una fase móvil constituida de una mezcla de ácido dipicolínico y ácido nítrico (1.7 mM de ambos compuestos) en agua, a un flujo de 0.9 mL/min en modo isocrático. El volumen de la muestra inyectado al cromatógrafo fue de 10  $\mu\text{l}$ , con una duración del análisis de aproximadamente 55 minutos.

Se saturaron aproximadamente 0.5 g de muestra sólida de suelo con una concentración de  $\text{Na}^+$  de 10 y 25 mg/l, para las muestras JalN y Jal3 y Jal6. Se mantuvieron en agitación durante 18 h, posteriormente se filtró a través de membranas de 0.45  $\mu\text{m}$  y ésta fue analizada por cromatografía catiónica en donde se determinó la concentración de sodio, amonio, potasio, calcio y magnesio disueltos.

Para determinar la CEC se utilizó el ion  $\text{Na}^+$  ya que es el que reemplaza a cualquier elemento que sea mayor que él, es decir, puede reemplazar al K, Mg, Ca, elementos que se encuentran en la tabla periódica por debajo o a lado de él. La superficie del  $\text{Na}^+$  lo hace el elemento más estable ya que su tamaño es por mucho más pequeño que los otros elementos que aunque contienen mayores cargas en su superficie los hace menos estables. Con esto garantizamos que ningún elemento que interactúe con el jal podrá desestabilizarlo.

### 3.2.1.1 Resultados y Discusión

Los experimentos se llevaron a cabo bajo dos consideraciones. La primera a pH controlado, es decir, se conservó el pH de 7.8 de la muestra de jal natural (JalN), y el pH de 12.4 del jal estabilizado (Jal3 y Jal6). La segunda consideración se hizo bajo condiciones extremas de pH ácido (4.0), ya que este pH simula una lluvia ácida (se realizó mediante soluciones buffer) a la que la mezcla podría estar expuesta en el embalse en un momento dado.

Tabla 3.4. Valores de CEC para las muestras JalN, Jal3 y Jal6 a pH controlados y a pH ácido, bajo diferentes concentraciones de Na<sup>+</sup>

Descripción	Muestra- Concentración Na <sup>+</sup> mg/l	CEC (meq/100 g de suelo)
Disolución buffer de pH 7.8 de concentración 0.25 M.	JalN	28
Disolución buffer de pH 12.3 de concentración 0.25 M.	Jal3	15
	Jal6	13
Disolución buffer de pH 4.0 de concentración 0.2 M.	JalN	-1
	Jal3	0
	Jal6	-4

En la Tabla 3.4 se muestran los valores de la CEC bajo diferentes condiciones de pH. Se puede observar que la CEC de la muestra natural no coincide con el intervalo de valores que presenta el mineral de arcilla caolinita reportada en la literatura, sin embargo el CEC de la caolinita puede incrementarse a medida que el tamaño de las partículas disminuye y el desorden de la red aumenta, y por ello las caolinitas con desorden en el eje b (“fire-clay”, caolinita  $\psi$ M) tiene un CEC algo mayor que la caolinita ordenada (caolinita T) [53]. Lo anterior podría justificar el valor alto presentado en el material recordando que proviene de la trituración y molienda. Para las mezclas los valores de la CEC decrecen a pesar de tener un pH más alto contrario a lo que indica la literatura, que la CEC crece en un ambiente más alcalino. Para los pH ácidos la CEC decrece incluso hasta valores negativos. La presencia de sulfatos en la muestra podría justificar los valores obtenidos en la técnica de estudio aquí utilizada. Por lo anterior se podría sugerir dar un tratamiento previo a ser sometidos a este tipo de estudios.

Tabla 3.5. Cantidad de cationes lixiviados para diferentes concentraciones de Na<sup>+</sup>

Descripción	Muestra	Concentración lixiviado (mg/g)			
		Amonio	Potasio	Calcio	Magnesio
Disolución buffer de pH 7.8 de concentración 0.25 M.	JalN-10	ND	0.34	0.46	0.20
	JalN-25	ND	0.63	0.84	0.30
	JalN-50	ND	1.59	1.62	0.32
Disolución buffer de pH 12.3 de concentración 0.25 M.	Jal3-10	ND	0.45	ND	ND
	Jal3-25	ND	0.91	ND	ND
	Jal3-50	ND	2.01	ND	ND
Disolución buffer de pH 12.3 de concentración 0.25 M.	Jal6-10	ND	0.39	ND	ND
	Jal6-25	ND	1.20	ND	ND
	Jal6-50	ND	1.69	ND	ND
Disolución buffer de pH 4.0 de concentración 0.2 M.	JalN-10	ND	0.30	13.88	0.33
	Jal3-10	ND	0.32	33.94	0.37
	Jal6-10	ND	0.33	51.04	0.44

\*ND-No Detectado

La Tabla 3.5 muestra la movilización de cationes de amonio, potasio, calcio y magnesio, con diferentes concentraciones de sodio (10, 25 y 50 mg/l), de la cual nos enfocaremos en la movilización del calcio. Para la muestra JalN se observa una lixiviación de Ca a mayor volumen de concentración de Na<sup>+</sup>. Para las muestras Jal3 y Jal6 no exhiben movilización de Ca a las mismas concentraciones de Na<sup>+</sup>, por lo que se considera que la estabilización con CaO permanecerá estable. Mientras que para los pH ácidos si hay movilización de Ca y coincide con la disminución de la CEC sin embargo, recordando que para simular condiciones de lluvia ácida se utilizó la solución buffer los cuales no modifican su valor bajo ninguna condición, se considerará que una lluvia ácida no se comportará como una solución buffer por lo que podríamos hacer la hipótesis que no correrá el riesgo de lixiviar el Ca y que permanecerá estable bajo condiciones de lluvia ácida.

Este tipo de estudios también nos permiten comprobar la presencia del calcio en las mezclas ya que al lixiviarse en la prueba a pH ácido el valor del calcio lixiviado aumenta, es decir, de la muestra JalN se lixivía 13.88 mg/g de Ca, mientras que para la muestra Jal3 lixivía 33.94 mg/g y para la mezcla Jal6 lixivía 51.04 mg/g, este aumento de lixiviación nos indica que si hay presencia de Ca adicional que interactúa en las muestras del jal estabilizado.

### 3.2.2 Prueba Química Eades & Grim

La prueba Eades&Grim está normada bajo la ASTM D-6276, y se utilizó para la determinación del porcentaje de cal óptimo en las muestras denominadas Jal3 y Jal6.

La norma establece que las muestras de material a ensayar deben cumplir con una temperatura de ensaye de  $25^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ , debido a que el pH disminuye cuando la temperatura incrementa y como consecuencia la solubilidad del CaO disminuye.

Para cumplir con la temperatura ideal de  $25^{\circ}\text{C}$  se tendría que someter a las muestras a calentamiento y enfriamiento continuamente, por lo que no sería práctico en el laboratorio. Por lo que la NLA propone la siguiente expresión para la corrección del valor de pH medido;

$$pH_{\text{corrección}} = \left[ 0.03 \frac{1 \text{ unidad pH}}{1^{\circ}\text{C}} \right] * [^{\circ}\text{C} - 25] \quad (3.1)$$

Donde:

$^{\circ}\text{C}$  = Temperatura de la mezcla en el instante de la medición de pH

El valor de pH corregido nos indica que por cada grado de diferencia entre la temperatura medida y  $25^{\circ}\text{C}$  existe una diferencia en la medición del pH de 0.03 unidades.

$$pH_{\text{corregido}} = pH_{\text{medido}} - pH_{\text{corrección}} \quad (3.2)$$

#### 3.2.2.1 Resultados y discusión

Para la medición de pH se utilizó un pH tester marca Hanna instruments modelo Hi98108 pHep+. El cual fue calibrado con soluciones buffer de 4.01, 7.01 y 10.

La prueba consistió en separar suficiente material secado al ambiente, que pasara por la malla No.40 y se obtuvo de una muestra representativa su contenido de agua. Para este trabajo se obtuvieron 10 muestras de 25 g de Jal cada una, se vertieron en botes de plástico con tapa, sellados con plástico autoadherible y etiquetados como se muestra en la Figura 3.7, para mezclar porcentajes de CaO, 0%, 2%,3%, 4%, 5%, 6%, 8%, 10%, 12% y 15% del peso seco de cada muestra de 25 g, agregando a cada uno 100 ml de agua . También se midió para una muestra pura de CaO de 2 g con 100 ml de agua.



Figura 3.7. Prueba Eades & Grimm para la obtención del porcentaje óptimo de CaO

Se midió el pH de cada muestra una vez mezcladas y agitadas por el tiempo que sugiere la norma mencionada en este capítulo. Los resultados se corrigieron por temperatura mediante la ecuación 3.2, formando la curva que se muestra en la Figura 3.8.

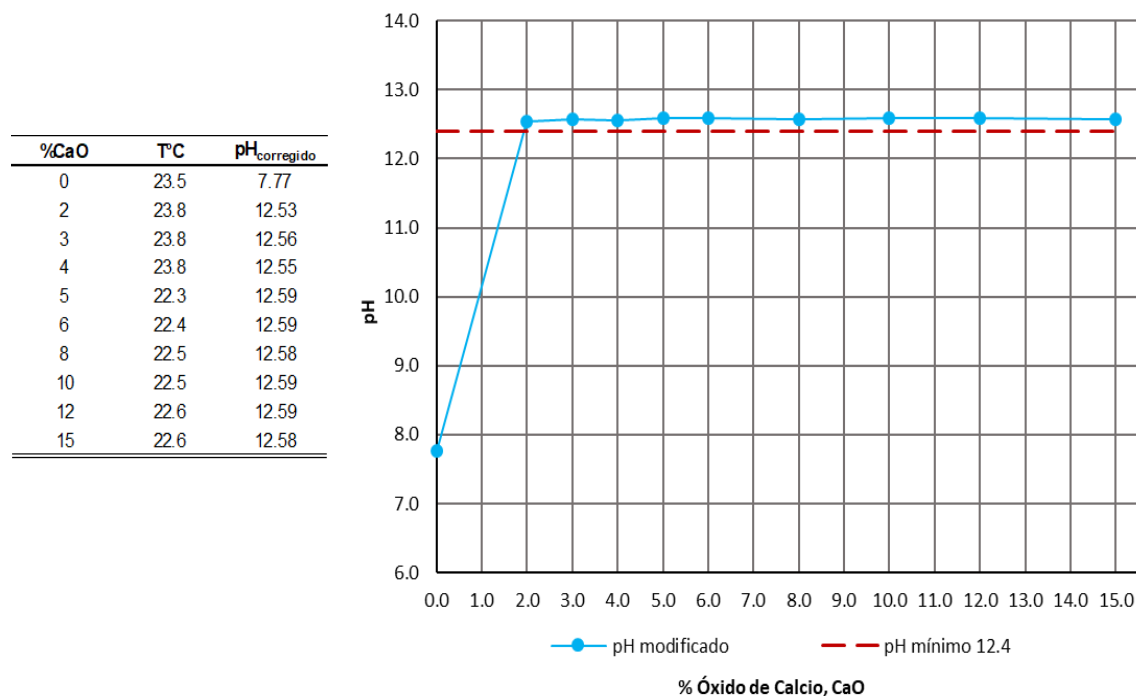


Figura 3.8. Curva para determinar el porcentaje óptimo, pH vs % CaO

Como se puede observar en la Figura 3.8 el valor de pH mayor al 12.4 se logra a partir del 2%, sin embargo para esta investigación se tomó como valor óptimo el 3%, y con la finalidad de observar si hay algún cambio en la resistencia a diferentes porcentajes de CaO se decidió emplear el 6% como valor máximo. Las muestras identificadas como **Jal3** corresponden al 3% de adición de CaO y las muestras identificadas como **Jal6** corresponden al 6% de adición de CaO.

## 4 CARACTERIZACIÓN DEL JAL NATURAL Y ESTABILIZADO

### 4.1 DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL

El material analizado es el proveniente de la presa de jales “Las Guásimas”, la cual se encuentra en proceso de cierre, las muestras fueron tomadas de la zona de playa (muestreo alterado). La presa de jales está ubicada en el municipio de Minatitlán en el estado de Colima, la cual recibió jales de la mina de recuperación de mineral de hierro Peña Colorada y cuenta con un almacenamiento de 51 MMm<sup>3</sup>. [41]

Al llegar al laboratorio el material lucía como en la Figura 4.1



Figura 4.1. Jal proveniente de la zona de playa de la presa “Las Guásimas”

Para realizar la caracterización del material se hizo uso de la siguiente Normatividad:

- *ASTM D422-98 “Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils”*
- *ASTM 2487-11 “Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes”*
- *ASTM C128 “Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Fine Aggregate”*
- *ASTM D2216-10 “Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass<sup>4</sup>”*

Para las mezclas de Jal-CaO se adicionó el porcentaje de cal establecido con la prueba Eades & Grim descrita en el capítulo anterior, respecto al peso de sólidos, además se le agregó agua adicional para compensar la deshidratación debida a la reacción química generada, por lo que el rango de agua adicionada a la mezcla fue de 30% al 80% respecto al peso de cal correspondiente, esto debido a la dependencia del grado de reacción con la calidad de la cal al ser utilizada.

La caracterización geotécnica se llevó a cabo para las tres muestras de jal (JalN, Jal3 y Jal6). Las pruebas para los materiales estabilizados se realizaron para 1h de mezclado a partir del inicio de la mezcla Jal-CaO. Adicionalmente se le realizó análisis granulométrico a una muestra de Jal3 con 210 días de curado.

## 4.2 PROPIEDADES ÍNDICE

El comportamiento geotécnico de un suelo puede conocerse de forma cualitativa mediante sus propiedades índice, conociendo el valor cuantitativo de los límites de consistencia (límite líquido  $w_L$ , límite plástico  $w_P$ , Índice de plasticidad IP), contenido de agua ( $w\%$ ), densidad relativa de sólidos ( $G_s$ ), y su clasificación de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), medidas de manera experimental en el laboratorio, las cuales nos darán la pauta para la obtención de otros parámetros importantes obtenidas mediante relaciones volumétricas y gravimétricas. Es muy importante determinarlas de manera correcta en el laboratorio debido a que serán la base para determinar también los parámetros geotécnicos que se necesitarán para las pruebas de resistencia de las cuales hablaremos en el capítulo siguiente.

### 4.2.1 Granulometría

El análisis granulométrico se refiere a la variación cuantitativa del tamaño de las partículas que forman un suelo. Esta determinación se hace por cribado a través de mallas para las partículas mayores de 0.075 mm y por sedimentación usando el hidrómetro, para las partículas menores. El cribado del suelo se realiza de dos maneras, vía seca o vía húmeda. La vía seca generalmente se realiza en gravas y la vía húmeda se realiza en arenas o gravas con alto contenido de finos.



La curva granulométrica de los suelos granulares se define en función de los coeficientes de uniformidad y curvatura los cuales nos permiten clasificar a un suelo como bien o mal graduado, como sigue:

$$C_u = D_{60}/D_{10} \quad (4.1)$$

$$C_c = D_{30}^2/D_{10} * D_{60} \quad (4.2)$$

El D<sub>10</sub>, D<sub>30</sub> y D<sub>60</sub> son los diámetros correspondientes al material retenido en 10, 30 y 60%. Sin embargo, estos coeficientes no solo permiten clasificar a un suelo como bien o mal graduado, sobre todo el  $C_u$  ha sido correlacionado con comportamientos esfuerzo deformación, relaciones de vacíos mínima y máxima vs esfuerzo octaédrico, relación de esfuerzo cíclico vs resistencia, etc

La fracción gruesa de un suelo, es todo el material retenido en la malla No. 200 (0.075mm), donde la frontera entre las gravas y las arenas es la malla No.4 (4.75 mm). La fracción fina se divide en limos y arcillas, y su clasificación se realiza mediante un análisis de hidrómetro (densímetro) como ya se mencionó, el cual se basa en el principio de la sedimentación de granos de suelo en agua. Cuando un espécimen de suelo se dispersa en agua las partículas se asientan a diferentes velocidades dependiendo de la forma, tamaño y peso. Por simplicidad se supone que todas las partículas de suelo son esferas y que la velocidad de las partículas se expresa por la ley de Stokes, la cual establece la relación entre el diámetro de una partícula esférica que se sedimenta en un medio líquido y su velocidad de sedimentación. Así la Ley de Stokes permite determinar el diámetro equivalente máximo de las partículas que al sedimentarse se encuentran a una altura del bulbo del hidrómetro en un instante dado. Lo anterior nos permitirá obtener el trazo de la curva granulométrica completa del suelo. Este procedimiento aún es muy utilizado en México, sin embargo, hay métodos más precisos para la determinación del tamaño de partículas finas donde queda de lado la consideración de idealizar al suelo como un conjunto de partículas esféricas, mediante técnicas de difracción con láser o rayos X.

#### 4.2.1.1 Resultados y discusión

La granulometría del material se llevó a cabo vía húmeda para las muestras JalN, Jal3 y Jal6, debido a que todo el material pasaba por la malla No.4.

En la Figura 4.2 se muestra el mezclado del material para el ensaye de las muestras Jal3 y Jal6. A todas las mezclas para este ensaye y para los subsecuentes se les tomo la temperatura inicial y durante toda la hora de reposo registrando la máxima temperatura alcanzada, de la cual se registró una variación de 9° en promedio entre la inicial y la máxima. Cabe resaltar que las muestras no regresaron a la temperatura inicial quedando en promedio de 4° más elevada al momento de ser ensayadas.

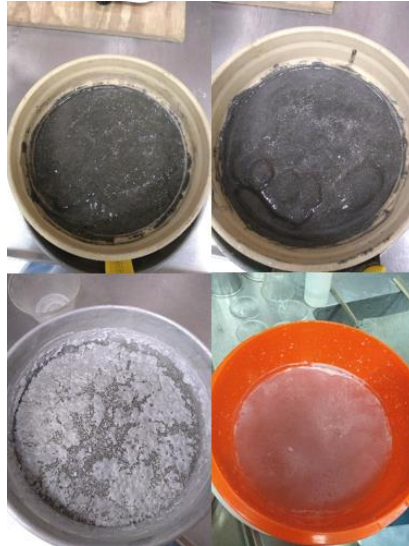


Figura 4.2. Mezclado de las muestras Jal3 y Jal6

Durante el proceso de cribado las mezclas Jal-CaO presentaron un color blanquizco y que al someterlas a secado en el horno a 105° durante 24 horas mostraron una costra superior de color blanco, como se muestra en la Figura 4.3.

Del análisis granulométrico de la muestra JalN, Jal3 y Jal6 se obtuvieron porcentajes de finos por encima del 40% por lo que se decidió hacer la clasificación vía hidrómetro para obtener la curva granulométrica completa, la metodología de caracterización vía

hidrómetro se podrá consultar a detalle en las normas antes mencionadas. El material que se utilizó para esta prueba se puede observar en la Figura 4.4.



*Figura 4.3. Análisis Granulométrico vía húmeda de las muestras Jal3 y Jal6*



*Figura 4.4. Prueba Hidrométrica*

Una vez caracterizado el material fino se obtuvieron las curvas granulométricas de las tres muestras las cuales se presentan en la Figura 4.5. Donde se puede observar que

las 3 curvas tienen una tendencia similar, sin embargo, las muestras estabilizadas presentan mayores porcentajes de diámetros menores de partículas, es decir, presencia de material más fino. Donde se observa más marcada esta tendencia es en la muestra Jal6. Recordando que el porcentaje añadido de CaO está por arriba del valor óptimo, lo que probablemente sea cal libre que no reacciona con los minerales arcillosos que contiene el material quedando como cal inerte, por lo que contribuye a que los porcentajes de material más fino aumenten.

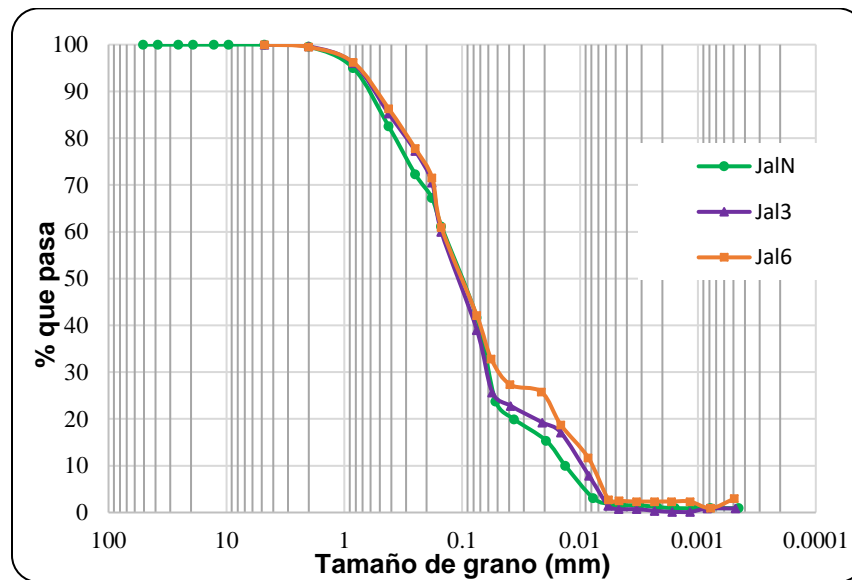


Figura 4.5. Curva Granulométrica de las muestras JalN, y Jal3 y Jal6 a 1h de mezclado

Por otro lado, haciendo la hipótesis de que la hora de mezclado no fuera suficiente tiempo para la reacción química debido a que las pruebas de granulometría mostraban cal libre y que probablemente el jal no tuviera suficientes minerales arcillosos para lograr dicha reacción, se resguardo una muestra de Jal3 durante 210 días de curado, con el objetivo de observar si había alguna transformación física del material. Sin embargo, la curva granulométrica de dicha muestra se comparó con las mostradas en la Figura 4.5 dando resultados similares, como se puede observar en la Figura 4.6.

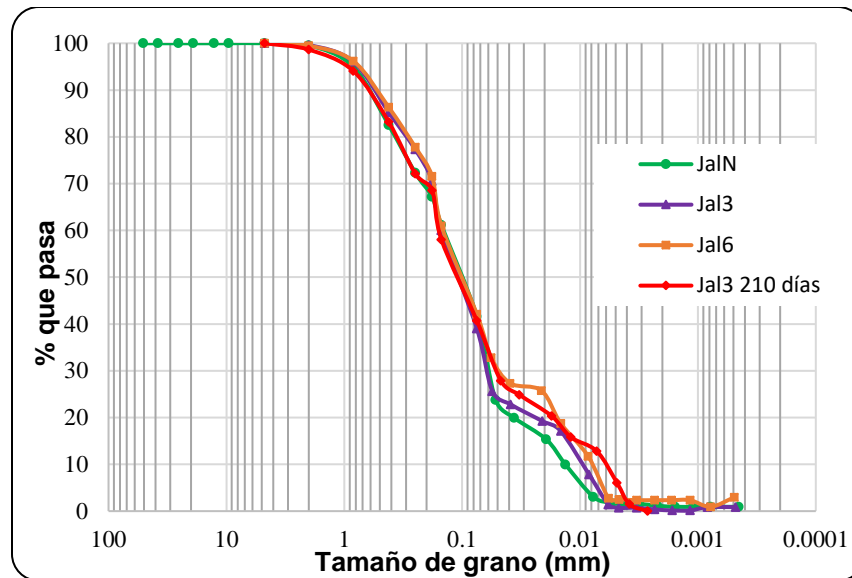


Figura 4.6. Curva Granulométrica de la muestra Jal3 con 210 días de curado

#### 4.2.2 Límites de Consistencia

Para poder determinar la clasificación SUCS de un suelo se requiere conocer las propiedades plásticas las cuales se determinan mediante los Límites de Atterberg.

Los límites de Atterberg o límites de Consistencia nos permiten establecer las fronteras de comportamiento de un suelo en términos de plasticidad, así el límite líquido se establece como la frontera entre el estado semilíquido y plástico (es decir, es el máximo porcentaje que el material puede recibir de agua antes de empezar a fluir como un semilíquido); el límite plástico es la frontera entre el estado plástico y semisólido (es decir, es el valor mínimo de agua antes de empezar a comportarse como un semisólido) y finalmente el límite de contracción es la frontera entre los estados semisólido y sólido, es decir, el suelo no puede disminuir más su volumen al seguir secándose, mientras que el Índice de Plasticidad (IP) es la diferencia entre el Límite Líquido ( $w_L$ ) y el Límite Plástico ( $w_P$ ). Así un suelo con un IP alto será un suelo más deformable con menos contenido de agua, mientras que un suelo con un IP menor será menos deformable o necesitará un mayor contenido de agua para comportarse plásticamente.

Para la obtención de los límites de Atterberg existen los métodos tradicionales usados en suelos limosos y arcillosos, como el método de percusiones con la copa Casagrande

para la obtención del límite líquido y el de los rollos para el límite plástico. Sin embargo, existen hoy en día el uso de penetrómetros cónicos, los cuales son de mucha ayuda para materiales que no son suelos naturales, como los jales mineros, que cuentan con una importante cantidad de arenas y que la parte fina no es cohesiva, lo que complica sobre todo la determinación del límite plástico mediante el rolado del material.

El uso de conos penetrantes ha tomado un mayor repunte en el estudio de jales. Por tal motivo, para la obtención de los límites líquido y plástico se utilizó el penetrómetro cónico del tipo inglés usando las correlaciones que sugiere Candelaria *et al.* (2018), de utilizar para la obtención del límite plástico 5 mm de penetración siguiendo la tendencia de la curva de fluidez. [42]

Una vez definidos estos valores mediante procedimientos ya mencionados, podremos hacer la clasificación del suelo mediante el SUCS, lo que nos dará información relevante de que esperar en cuanto al comportamiento mecánico e hidráulico del jal a estudiar.

#### 4.2.2.1 Resultados y discusión

Para la obtención de los límites de Atterberg se recurrió a las correlaciones de la prueba de cono inglés. Determinando para el  $w_L$  el valor de la intersección de la curva de fluidez en 20 mm de penetración del cono y para el  $w_P$ , 5 mm de penetración [42]. Lo anterior debido a la imposibilidad de obtener el límite plástico mediante la técnica de enrolado del suelo, como se puede observar en la Figura 4.7.



Figura 4.7. Determinación del límite plástico



Figura 4.8. Obtención del Límite Líquido por medio del cono inglés

Las pruebas con el cono inglés se llevaron a cabo para las tres muestras, para tres tiempos de curado diferentes a 1 hora de mezclado, 14 y 28 días de curado.

La curva de fluidez de la muestra JalN se muestra en la Figura 4.9. El  $w_L$  muestra un valor para la penetración del cono a 20 mm de 20.7%, mientras que el  $w_P$  muestra un valor de 17.1% a 5 mm de penetración, por lo que el IP es igual a 3.6%.

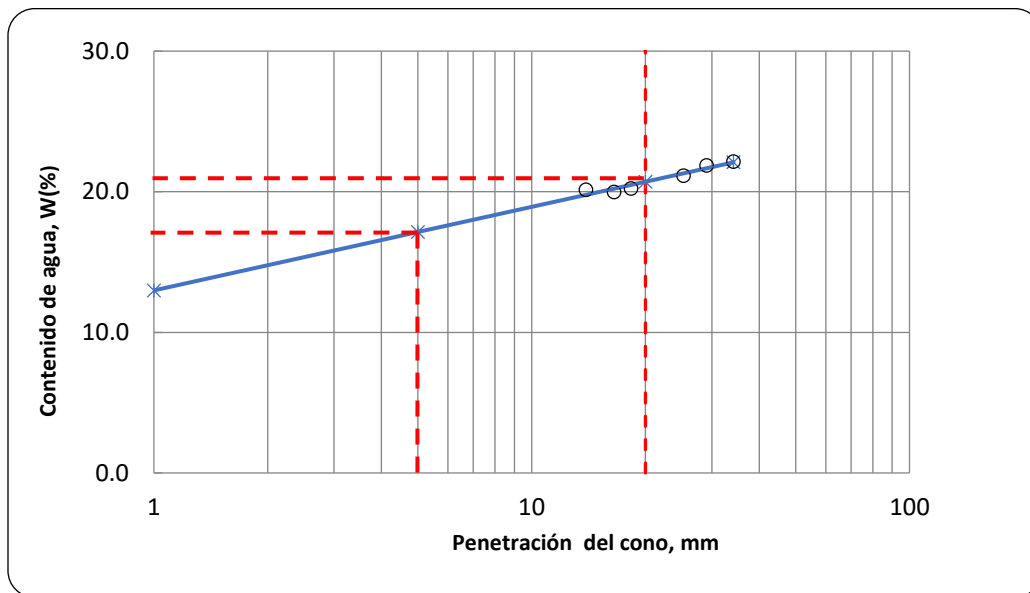


Figura 4.9. Obtención del  $w_L$  y  $w_P$  de la muestra JalN a 1 hora de mezclado, prueba de cono inglés

Una vez obtenidos todos los parámetros de la muestra JalN se puede hacer la clasificación de acuerdo al SUCS, resultando en una arena limosa SM, mientras que la

clasificación de su parte fina de acuerdo a la carta de plasticidad, se clasifica como un *limo de baja plasticidad, ML*.

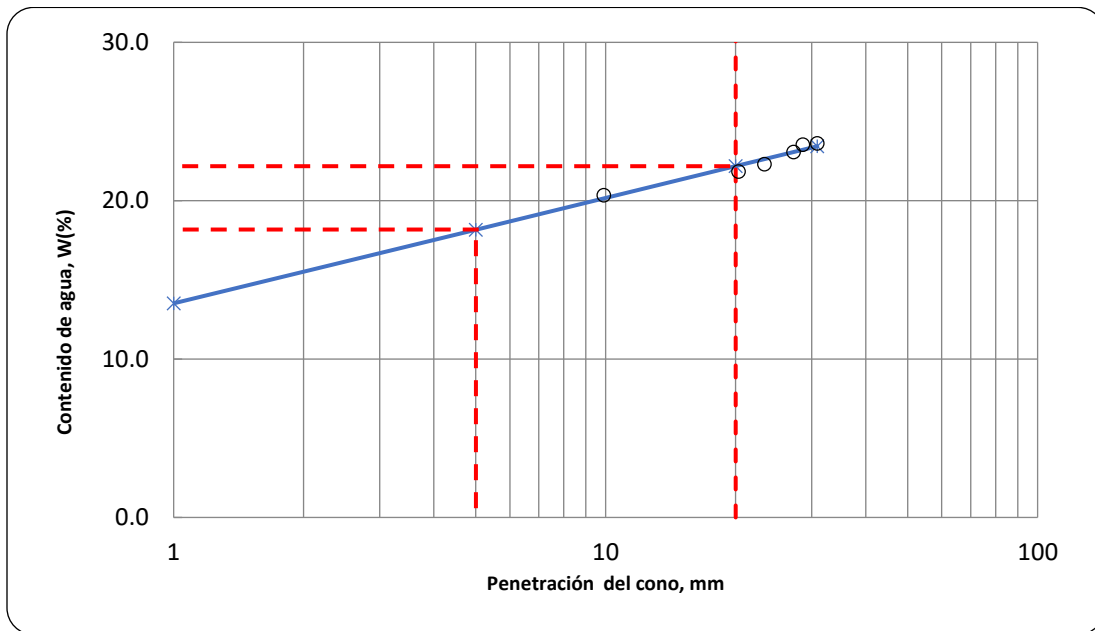


Figura 4.10. Obtención del WL y WP de la muestra Jal3, 1 hora de mezclado, mediante la prueba de cono inglés

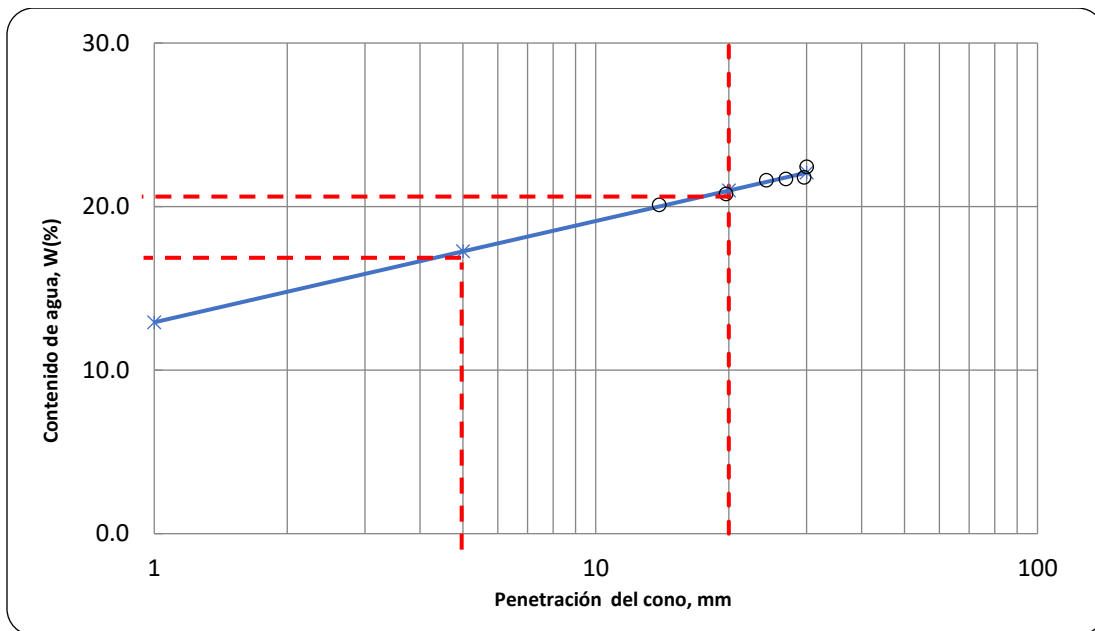


Figura 4.11. Obtención del WL y WP de la muestra Jal6, 1 hora de mezclado, mediante la prueba de cono inglés

En la Figura 4.10 y Figura 4.11 se presentan las curvas de fluidez de las muestras Jal3 y Jal6 para 1 hora de mezclado. Los resultados para el  $w_L$  de la muestra Jal6 es de 21%,



el cual es consistente con la muestra JalN, mientras que el  $w_L$  de la muestra Jal3 muestra un ligero incremento de 1.5 % respecto a las muestras JalN y Jal6. En lo que respecta al  $w_P$  y al IP, los valores también muestran similitud entre las muestras JalN y Jal3, mientras que para la muestra Jal3 presentó diferencias de 1.1 % y 0.4% respectivamente. Los resultados de las pruebas se pueden consultar en Tabla 4.1. Para las muestras Jal3 y Jal6 para 14 y 28 días de curado las curvas de fluidez se podrán consultar en el Anexo C.

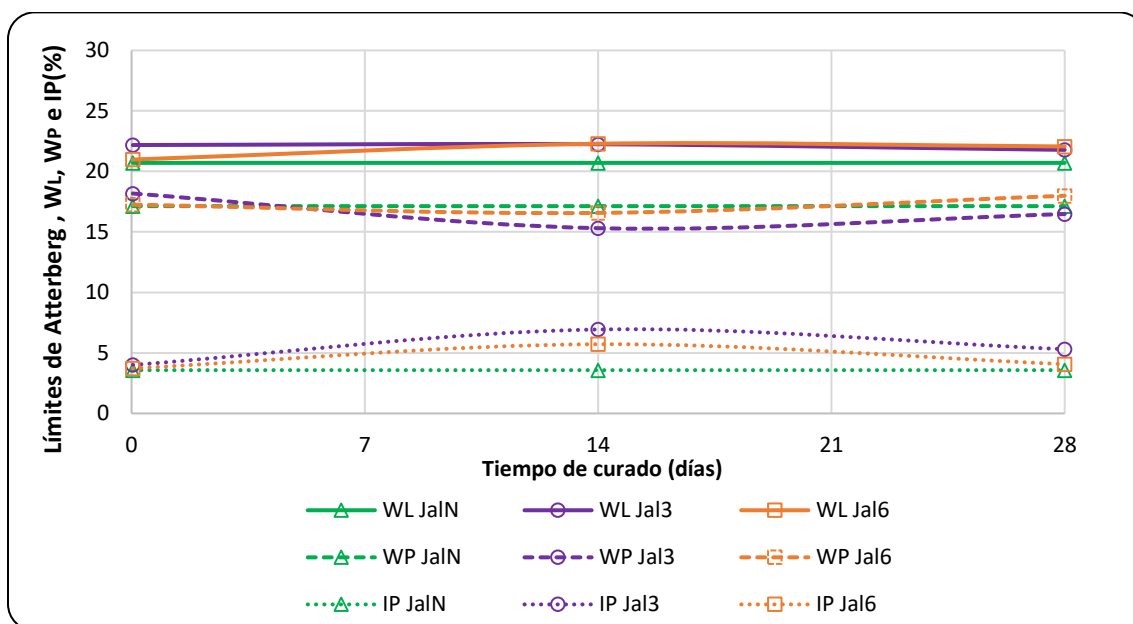


Figura 4.12. Comparativa de los límites de consistencia vs tiempo de curado de las muestras JalN y las muestras Jal3 y Jal6 a 1 hora, 14 y 28 días de curado

La Figura 4.12 muestra las curvas de los límites de consistencia vs tiempo de curado para la muestra JalN, y para las mezclas a 1 hora de mezclado, 14 y 28 días de curado. Donde podemos observar que la tendencia de la muestra Jal3 a 14 días, es de aumentar el  $w_L$  y disminuir el  $w_P$ , por lo que resulta en un incremento mayor del IP en comparación con la muestra Jal6 a 14 días. Para ambas muestras a 28 días de curado, el  $w_L$  tiende a disminuir y el  $w_P$  a aumentar, por lo que el IP tiende a disminuir.

Los resultados anteriores se graficaron en la carta de Plasticidad como se muestra en la Figura 4.13, para mejor visualización de los resultados. Donde se observa que la parte fina de las muestras estabilizadas cambian de clasificación, es decir, se ubican en el

intervalo de un CL-ML, por lo que de acuerdo al SUCS clasificaría a las muestras Jal3 y Jal6 como una arena limosa arcillosa, SC-SM.

Las variaciones en los resultados de los límites de consistencia, el cambio de clasificación de la parte fina del material, y los resultados de las granulometrías, pueden ser debidas a errores experimentales o a que se le esta adicionando mayor contenido de finos con la adición de la cal.

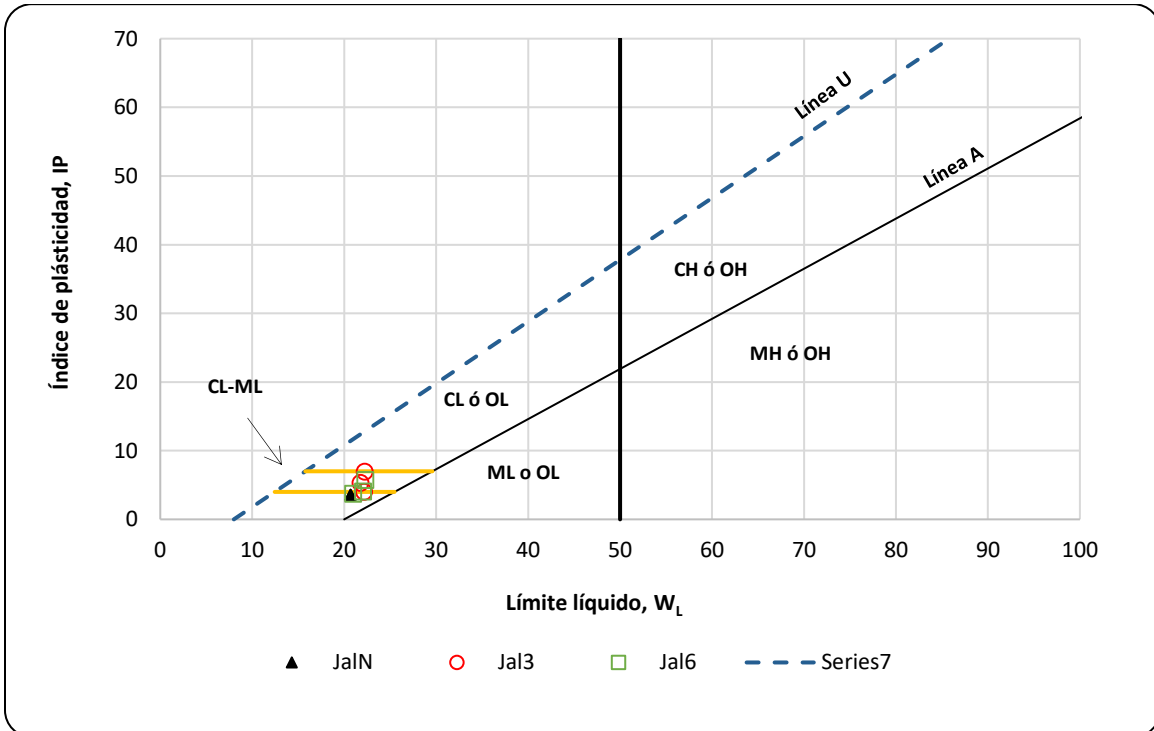


Figura 4.13. Carta de Plasticidad, ubicación de las muestras ensayadas para los tres tiempos de curado

Tabla 4.1. Propiedades de las muestras Ja1N, Ja13 y Ja16 a diferentes tiempos de curado

Propiedad	Símbolo	Ja1N	Ja13				Ja16		
			1 hora	14 días	28 días	240 días	1 hora	14 días	28 días
Contenido de Agua	w(%)	8.46	-	-	-	-	-	-	-
Densidad de sólidos	Gs	3.09	3.06	-	-	-	3.04	-	-
Límite líquido	w <sub>L</sub>	20.70	22.18	22.24	21.78	-	20.98	22.29	22.06
Límite plástico	w <sub>P</sub>	17.10	18.17	15.31	16.48	-	17.25	16.57	17.99
Índice de plasticidad	IP	3.60	4.01	6.94	5.31	-	3.73	5.72	4.07
Granulometría									
Gravas	G (%)	0	-	-	-	-	-	-	-
Arenas	S (%)	58	61	-	-	59	58	-	-
Finos	F (%)	42	39	-	-	41	42	-	-
SUCS Ja1N		SM-Arena Limosa							
Parte Fina Ja1N		ML-Limo de baja plasticidad							



Figura 4.14. Prueba densidad de sólidos de las muestras Ja1N, Ja13 y Ja16

Para la obtención de la gravedad específica (Gs) de las tres muestras se utilizó el método de densidad de sólidos presentado en la norma ASTM mencionada anteriormente. En la Figura 4.14 también se puede observar que la adición de CaO clarifica la turbiedad del agua, (derecha).

## 5 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DEL JAL NATURAL Y ESTABILIZADO

### 5.1 FORMACIÓN DE PROBETAS

La preparación de elementos de jales en el laboratorio que representen la condición de deposición hidráulica *in situ*, ha sido un desafío que la comunidad científica ha enfrentado durante décadas. No parece haber evidencia directa disponible que demuestre, que cualquier técnica de preparación de muestras reproduzca la estructura de la deposición hidráulica *in situ* de suelos y residuos mineros compuestos predominantemente de limo, con respecto al comportamiento de muestras inalteradas.

Reid y Fanni (2020) sugieren que la reconstitución mediante compactación por apisonamiento muestra un comportamiento más apropiado de los jales en comparación con muestras inalteradas. A pesar de mostrar comportamientos más contractivos será menos perjudicial para proporcionar resistencias de diseño que, por ejemplo, las muestras reconstituidas por el método de “slurry deposition”. Este último método demuestra comportamientos dilatantes, otros autores mencionados en esa investigación, aseguran que tal comportamiento dilatativo es común en suelos y jales no plásticos reconstituidos en laboratorio (Zdravkovic y Jardine, 2001; Krage et al., 2020). [43]

Como el objetivo principal de esta investigación es la de evaluar la resistencia del material mezclado con CaO y su evolución con el tiempo, es necesario elegir un método de reconstitución para la formación de las probetas, las cuales serán sometidas a pruebas triaxiales. Por lo anterior, se adoptó como método de reconstitución, la compactación del material.

#### 5.1.1 Compactación en suelos como método de reconstitución para su evaluación en el laboratorio

La compactación de un suelo como técnica de reconstitución es muy empleada y reconocida en el medio ingenieril, por lo que es bien sabido, que es un método de mejoramiento de suelos mediante la aplicación de una energía ya sea de forma dinámica o estática se induce a reducir los vacíos del suelo, disminuyendo la porosidad como

resultado de la densificación de este, mediante un reacomodo de partículas generada por la lubricación de estas al agregar agua al suelo.

Existen diversas técnicas para compactar a un suelo, por presión, amasado, impacto o vibración. La técnica por presión es la de interés para esta investigación. Con la cual obtendremos dos curvas, una que representa el grado máximo de acomodo de las partículas por lubricación con el contenido de agua óptimo para obtener el peso volumétrico seco máximo (PVSM) para una energía de compactación dada. La otra es la curva de 100% saturación, es decir, cuando el suelo tiene todos sus vacíos llenos de agua, y que en consecuencia ninguna curva de compactación estará por encima de ella.

Flores (1996), sugiere un método de compactación estática que consiste en compactar el material en 10 capas con doce apisonadas cada una, utilizando un pisón de diámetro un poco menor al radio de la muestra, en un molde partido de 3.5 cm de diámetro y 9 cm de altura, provocando la densificación del material con el peso propio del pisón. [49]

### **5.1.2 Relaciones volumétricas y gravimétricas**

Para obtener los parámetros geotécnicos derivados de la compactación y otros de un suelo, se recurre al empleo de relaciones peso-volumen, ya que los suelos en la naturaleza son un sistema discontinuo de partículas que intrínsecamente constituye un sistema de tres fases; una fase gaseosa, una líquida y una sólida, que se podría idealizar como se muestra en la Figura 5.1.

Se dice que un suelo está totalmente saturado cuando todos sus vacíos están llenos de agua, muchos suelos que yacen bajo el nivel freático presentaran un esquema de solo dos fases; la líquida y la sólida.

La fase aire (ó gas)-agua se podría cuantificar con el volumen de vacíos, mientras que la fase sólida con el volumen de sólidos. Así las relaciones del peso de las distintas fases con sus volúmenes correspondientes dan como resultado un sin número de relaciones para la obtención de propiedades intrínsecas del material. A continuación, se presentan algunas de las relaciones volumétricas y gravimétricas más utilizadas para determinar los parámetros de compactación de un suelo.

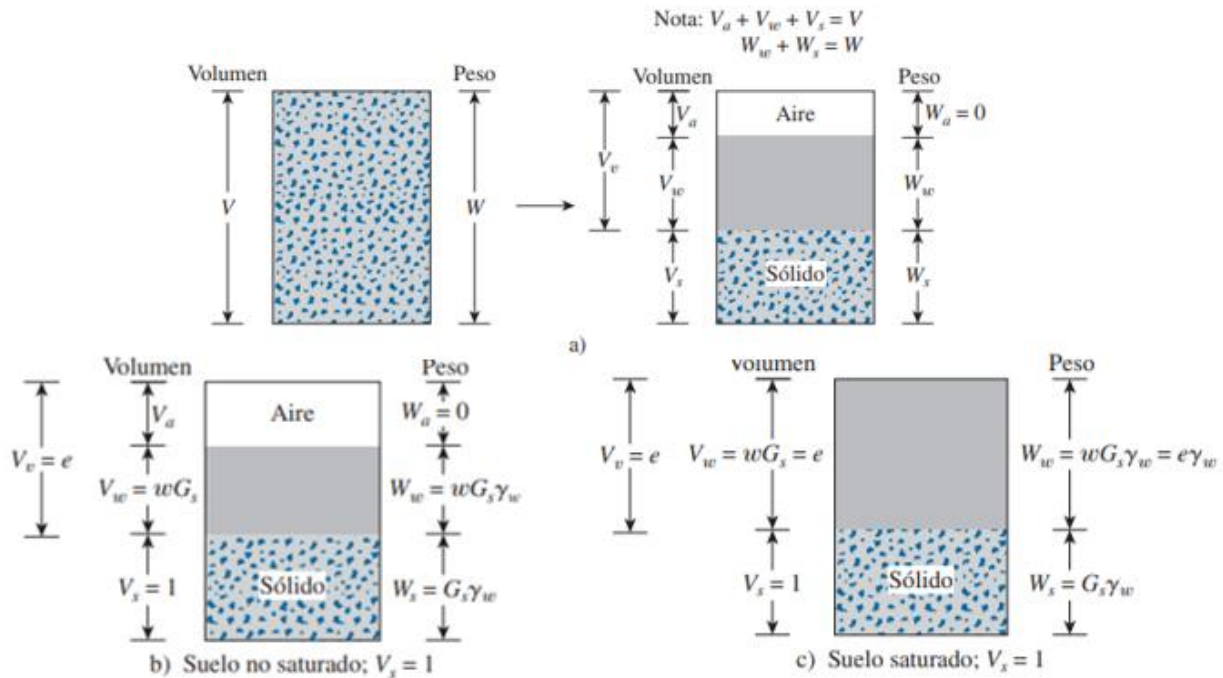


Figura 5.1. Relación peso-volumen de una masa de suelo. [45]

La relación de peso-volumen nos ayudara a obtener el peso específico de la muestra cómo;

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} \quad (5.1)$$

Donde;

$\gamma_m =$  peso específico húmedo de la muestra,  $kN/m^3$

$W_m =$  peso total de la muestra =  $W_s + W_w$

$V_m =$  volumen total de la muestra

Si el suelo se encuentra totalmente saturado este valor será igual al peso específico saturado ( $\gamma_{sat}$ ).

El peso específico seco está en función del contenido de agua el cual se obtiene de la siguiente relación:

$$w(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad (5.2)$$

Donde;

$w(\%) =$  contenido de agua de la muestra de suelo

$W_w =$  peso del agua contenida en la masa de suelo

$W_s =$  peso de los sólidos de la masa de suelo

Una vez obtenido el contenido de agua el  $\gamma_d$  se puede calcular como;

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1+w} \quad (5.3)$$

Donde;

$\gamma_d =$  peso específico seco,  $kN/m^3$

$\gamma_m =$  peso específico de la muestra,  $kN/m^3$

$w(\%) =$  contenido de agua de la muestra

Sin embargo, también es de mucha utilidad poder relacionar el  $\gamma_d$  con el grado de saturación  $S_r$  para la obtención de la curva de saturación como;

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_o}{\left(1 + \frac{w}{100}\right) \left(\frac{G_s}{S_r}\right)} \quad (5.4)$$

Donde;

$G_s =$  densidad de sólidos, obtenida experimentalmente en el laboratorio

$S_r =$  grado de saturación (%)

$\gamma_o =$  peso específico del agua a  $4^\circ C$ ;  $9.81 kN/m^3$

Mientras que el grado de saturación de una masa de suelo se define como el porcentaje de agua contenida en los vacíos del suelo. Así una muestra que está totalmente saturada su grado de saturación será del 100%, y puede ser definida como la relación entre el volumen de agua y el volumen de vacíos;

$$S_r(\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100\% \quad (5.5)$$

Donde;

$S_r$  (%) = *grado de saturación*

$V_w$  = *volumen de agua*

$V_v$  = *volumen de vacíos*

La relación de vacíos ( $e$ ) es un parámetro muy importante y se puede relacionar con la densidad de sólidos ( $G_s$ ), con el peso específico del agua  $\gamma_o$  y el peso volumétrico seco  $\gamma_d$ , de la siguiente manera;

$$e = \left( G_s * \frac{\gamma_o}{\gamma_d} \right) - 1 \quad (5.6)$$

De las expresiones anteriores se pueden desprender un sin número de relaciones volumétricas y gravimétricas para la obtención de otros parámetros.

### 5.1.3 Condiciones de reconstitución del jal

Se formaron las probetas con el método de compactación por apisonamiento, para obtener una densificación del material que nos permitiera la manipulación para su correcto almacenamiento tomando en cuenta que las probetas debían ser resguardadas para cumplir con los tiempos de curado establecidos. Considerando que no es posible reproducir un peso volumétrico de campo debido a la enorme variabilidad de este en el depósito, se formaron las probetas con diferentes pesos de pisón para observar el comportamiento de densificación de esta, y elegir el que nos brindara una probeta homogénea y manipulable para la reproducción de la serie a ensayar.

### 5.1.4 Resultados y Discusión

Las probetas se conformaron de 7 capas de material con 8 apisonadas distribuidas de forma uniforme para cubrir toda la sección de un molde miniatura sin membrana, con un diámetro de 3.55 cm y una altura de 9.0 cm con un pisón de 2.8 cm de diámetro, ya que este criterio de formación entregaba visiblemente probetas más homogéneas. En la Figura 5.2 se muestra el material utilizado. La técnica de apisonamiento se llevó a cabo en la misma secuencia presentada en la Figura 5.3.





Figura 5.2. Material para la formación de las probetas

Se obtuvieron los puntos para formar las curvas de compactación correspondiente a la muestra JalN para diferentes masas y contenidos de agua de acuerdo al procedimiento que se describe a continuación.

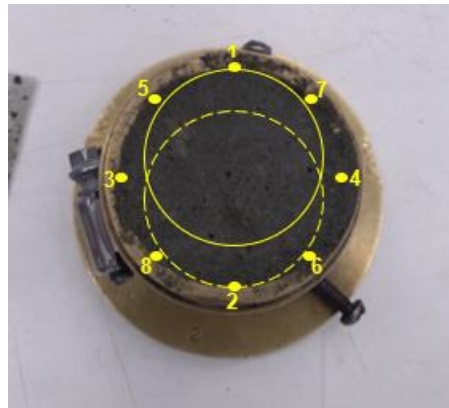


Figura 5.3. Secuencia de apisonamiento para la formación de probetas

Para la construcción de las curvas de compactación se inició con el acondicionamiento del material agregando agua para llegar a 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17 y 18 % de contenido de agua, de acuerdo con el porcentaje requerido del punto a formar sobre la rama húmeda, para posteriormente resguardarlo en el cuarto húmedo durante 24 horas en bolsas de plástico envueltas en franelas húmedas con el objetivo de permitir la homogenización del material. Para formar la rama seca de la muestra JalN el material se sometió a secado en la estufa a 40°C logrando un contenido de agua de 0.5 %, este porcentaje corresponde al primer punto de la rama seca. Posteriormente, se le adicionó agua en los siguientes incrementos de 5 y 10%.

Este procedimiento de compactación se replicó aplicando masas de 2.0, 2.5, 6.3 y 7.5 kg para construir las curvas de la muestra JalN. La Figura 5.4 muestra las probetas obtenidas de la compactación para una masa de 2.0 kg y diferentes contenidos de agua.

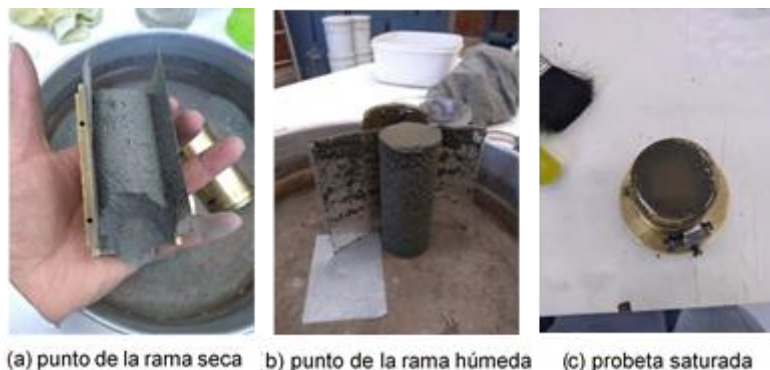


Figura 5.4. Compactación de la muestra JalN

Para obtener los parámetros de compactación se realizaron los siguientes cálculos.

Una vez construidas las probetas con los diferentes contenidos de agua, se registró su peso y conocido el volumen del molde se obtuvieron los pesos volumétricos ( $\gamma_m$ ), para posteriormente con la ecuación 5.1 calcular el  $\gamma_d$ . Para obtener la relación de vacíos se utilizó la ecuación 5.6, y para el cálculo de la curva de 100% saturación se utilizó la ecuación 5.4 que relaciona la humedad, el peso volumétrico seco y el grado de saturación. En la Tabla 5.1 se presentan los parámetros de compactación obtenidos para la masa de 6.3 kg.

Tabla 5.1. Parámetros de compactación de la muestra JalN para un Pp de 6.3 kg

	Unidad	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Conrenido de agua (w%)	%	0.4	5.3	7.1	9.8	11.1	11.9	12.8	14.1	16.3	16.7	17.0	17.0
Peso específico seco; $\gamma_d$ :	kN/m <sup>3</sup>	19.1	15.9	16.5	16.7	16.7	16.6	16.7	16.9	17.6	19.1	19.3	18.8
Relación de vacíos (e):	-	0.59	0.91	0.84	0.82	0.82	0.83	0.81	0.80	0.72	0.59	0.57	0.61

Para consultar los parámetros de compactación de las otras masas para la construcción de las curvas de la muestra JalN ver el Anexo C.

Las curvas de compactación obtenidas de la muestra JalN se presentan en la Figura 5.5. Donde podemos observar, que la curva correspondiente a una masa de 2.0 kg está incompleta debido a que las probetas no se mantenían lo suficientemente densas para su manipulación, por lo que se decidió no construir los dos primeros puntos de la rama

seca ni los dos últimos puntos de la rama húmeda. En cuanto a la curva correspondiente a la masa de 2.5 kg el último punto de la rama húmeda se realizó para un contenido de agua del 20%, el cual no se logró debido a que la muestra ya estaba por encima del 100% de saturación, por lo que se perdió agua resultando en un contenido de agua menor y en un valor más alto de  $\gamma_d$ . Para el resto de las masas, los puntos finales de la rama húmeda se realizaron con 18% de agua, sin embargo, de ninguna se pudo obtener el punto perdiendo agua en el proceso formando capas no homogéneas, (Figura 5.6).

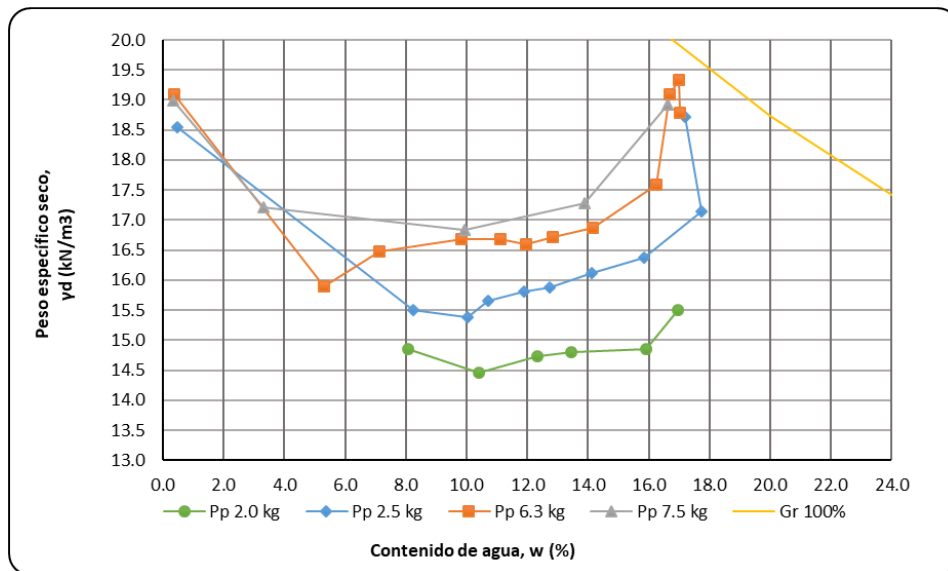


Figura 5.5. Curvas de compactación estática de la muestra JalN para diferentes masas.



Figura 5.6. Formación de los puntos finales de la rama húmeda de la curva de compactación

De los resultados observados de la prueba de compactación de la muestra JalN se decidió tomar el peso de pisón de 6.3 kg para reproducir las probetas de las muestras Jal3 y Jal6, ya que era la que entregaba probetas más homogéneas y lo suficientemente

densas para su manipulación. La Tabla 5.2 y Tabla 5.3 muestran los parámetros de compactación de la muestra Jal3 y Jal6 respectivamente.

La Figura 5.7 muestra las curvas de compactación de las 3 muestras para el mismo peso de pisón las cuales tienden a converger en un mismo o muy aproximado peso volumétrico seco.

Tabla 5.2. Parámetros de compactación de la muestra Jal3 para un Pp de 6.3 kg

	Unidad	1	2	3	4
Conrenido de agua (w%)	%	9.5	12.0	13.5	15.8
Peso específico seco; $\gamma_d$ :	kN/m <sup>3</sup>	16.8	17.0	17.1	17.4
Relación de vacíos (e):	-	0.78	0.76	0.75	0.72

Tabla 5.3. Parámetros de compactación de la muestra Jal6 para un Pp de 6.3 kg

	Unidad	1	2	3	4	5	6
Conrenido de agua (w%)	%	9.4	12.0	13.8	15.0	16.3	16.9
Peso específico seco; $\gamma_d$ :	kN/m <sup>3</sup>	16.3	16.5	16.8	16.9	17.6	18.7
Relación de vacíos (e):	-	0.83	0.81	0.77	0.76	0.70	0.60

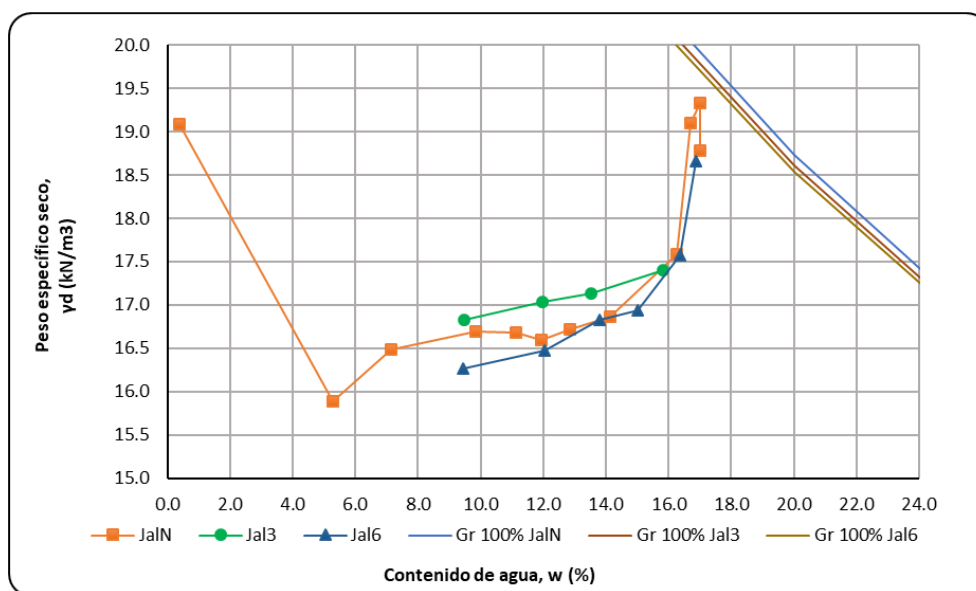


Figura 5.7. Curvas de compactación de las muestras JalN, Jal3 y Jal6 para un Pp de 6.3 kg

Cabe mencionar, que los puntos de la rama seca de las muestras Jal3 y Jal6 no se construyeron debido a que a pesar de que se llegan a los mismos valores de  $\gamma_d$  que la

rama húmeda, la manipulación de las probetas era nula, es decir, al estar seco el material no se mantenía firme al sacarlo del molde de compactación por lo que no cumplían con el objetivo planteado. Para la muestra Jal3 se observó que al acercarse más a la curva de 100% saturación no se lograba obtener una probeta homogénea por lo que no se pudo obtener el último punto de la curva.

En la Figura 5.8 se presentan las curvas  $e$  vs  $w$  donde se observa la tendencia al mismo valor de 0.72 de relación de vacíos. Este fue el valor que se replicó en todas las series de probetas ensayadas.

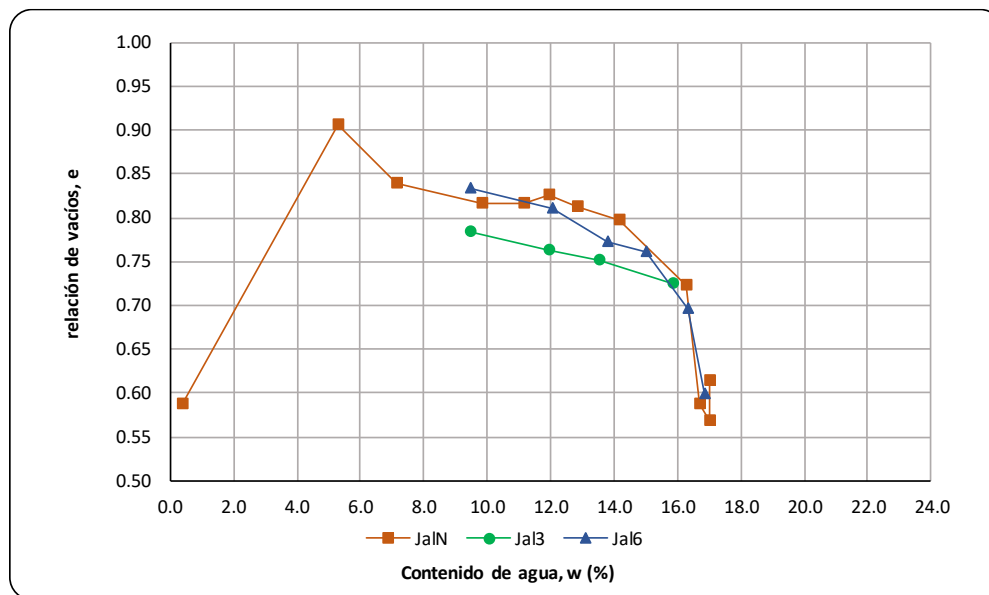


Figura 5.8. Curvas  $e$  vs  $w$  (%) para las muestras JalN, Jal3 y Jal6

Una vez formadas las series de probetas para su ensaye se almacenaron y protegieron ante pérdida de humedad en el cuarto húmedo, selladas y etiquetadas en tubos de PVC de mismo volumen, como se muestra en la Figura 5.9, hasta cumplir los tiempos de curado establecidos.



Figura 5.9. Almacenamiento de probetas en cuarto húmedo para su ensaye posterior

Las curvas de compactación obtenidas de las muestras ensayadas no obedecen a una tendencia cóncava hacia abajo como son por lo general las curvas de cualquier suelo. De acuerdo a Grimm (1962), las curvas de arena arcillosa con diferentes contenidos y tipos de minerales de arcilla se comportarán de manera similar a las de este trabajo. La Figura 5.10 muestra las curvas de compactación por apisonamiento de arenas con diferentes porcentajes de minerales arcillosos; la gráfica (a) muestra las curvas correspondiente a una arena con mineral de arcilla montmorillonita sódica; la gráfica (b) muestra las curvas correspondiente a una arena con mineral de arcilla montmorillonita cálcica; la gráfica (c) muestra las curvas para una arena con mineral de arcilla illita, y finalmente la gráfica (d) muestra las curvas para una arena con mineral de arcilla caolinita; donde los puntos de menor peso volumétrico seco se presentan para contenidos de agua, para las arcillas montmorillonitas por debajo de su  $W_p$ , y para las illitas y caolinitas se presenta por arriba de su  $W_p$ .

Cabe aclarar que la comparación con estas curvas de compactación y las obtenidas en este trabajo no debería ser en estricto rigor el de esperar valores similares de contenido de agua y PVSM, debido a que las condiciones de compactación no fueron las mismas, únicamente es con el propósito de resaltar la misma tendencia curva cóncava hacia arriba que las presentadas con los materiales de jales de minas de hierro que se clasificaron como arenas limosas y que contienen cierto porcentaje de mineral arcilloso de tipo caolinita, como ya se comprobó en capítulos anteriores y que podrían ser la causa de dicho comportamiento.

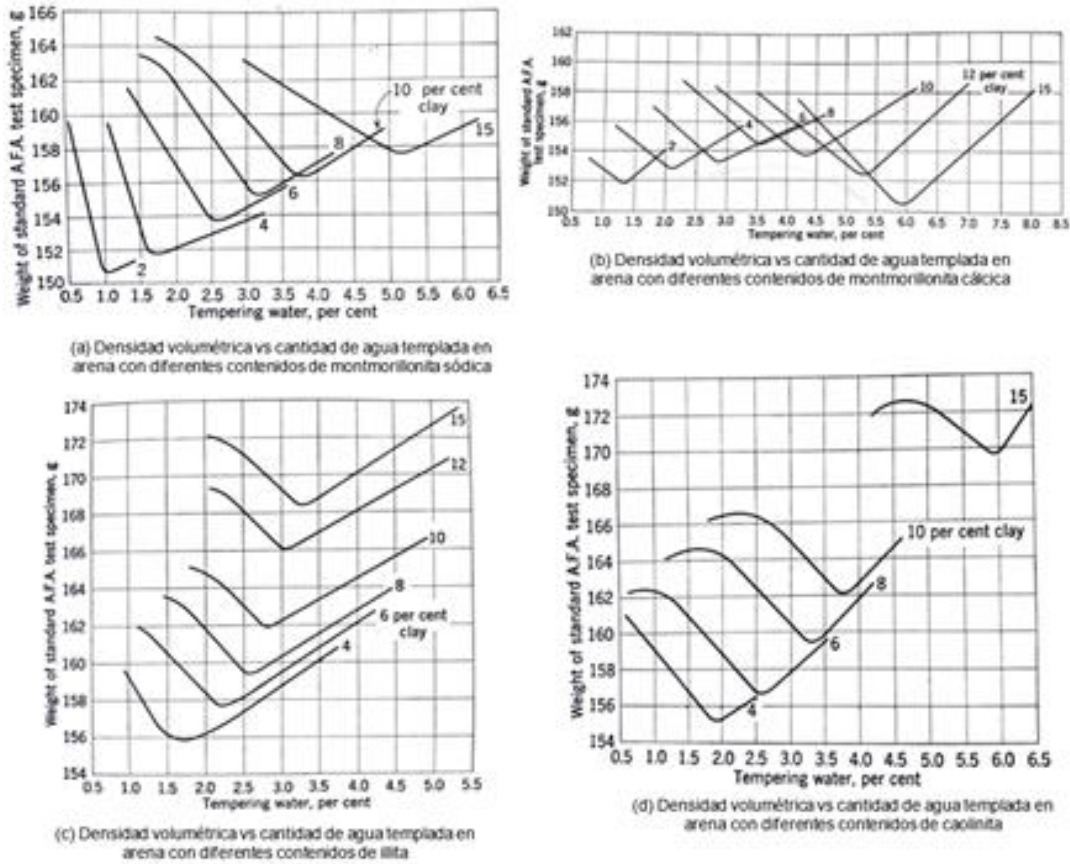


Figura 5.10. Curvas de compactación por apisonamiento de arenas con diferentes tipos y contenidos de arcilla. [12]

## 5.2 PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE

Como vimos en el Capítulo 1 para obtener los parámetros de resistencia de un suelo se recurre a pruebas triaxiales, y para evaluar la resistencia a la compresión simple de las muestras de jal se recurrió a la cámara triaxial, donde el esfuerzo de confinamiento es  $\sigma_3=0$ . La prueba consiste en aplicar una presión axial a la probeta sin confinamiento hasta llevarla a la falla mediante accionamiento mecánico, que puede llevarse a cabo a deformación controlada o carga controlada. La primera se refiere a obtener el desplazamiento que sufrió el espécimen con cada incremento de carga aplicada. El segundo a una velocidad de deformación constante obteniéndose como lectura la carga que resiste a dicha deformación.

Mediante la prueba de compresión simple donde al aplicar un esfuerzo axial a la muestra para ocasionar la falla esta será  $\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$ , por lo que el esfuerzo desviador máximo aplicado a la probeta se definirá como *la resistencia a la compresión simple* ( $\Delta\sigma_f = q_u$ ).

La prueba de compresión simple como ya se mencionó, tiene como objetivo medir la resistencia a la compresión no confinada del Jal Natural, para ser comparada con las mezclas Jal-CaO y su evolución con el tiempo de curado.

### 5.2.1 Curvas esfuerzo-deformación

Las curvas esfuerzo desviador-deformación unitaria que se obtienen de la prueba son de la forma que se muestra en la Figura 5.11.

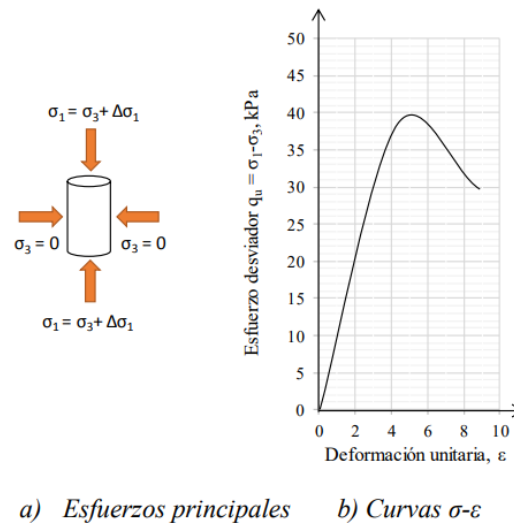


Figura 5.11. Curvas típicas de ensayos de compresión simple. [45]

Si se aplica un incremento de carga vertical  $\Delta P$ , a una sección transversal de un espécimen cilíndrico de suelo, el cilindro se comprimirá  $\Delta Z$  y el radio crecerá un  $\Delta r$ , así la carga aplicada se llamará carga uniaxial y el esfuerzo vertical aplicado al espécimen de suelo se definirá como;

$$\Delta\sigma_z = \frac{\Delta P}{A} \quad (5.7)$$

La relación entre la deformación radial y vertical del espécimen se conoce como relación de poisson ( $\nu$ ), dichas deformaciones se pueden definir de la siguiente manera;

$$\Delta\epsilon_z = \frac{\Delta z}{H_0} \quad (5.8)$$

$$\Delta\epsilon_r = \frac{\Delta r}{r_0} \quad (5.9)$$

Donde;



$\Delta\varepsilon_z =$  deformación vertical del espécimen

$\Delta z =$  desplazamiento vertical, cm

$H_0 =$  altura inicial del espécimen, cm

$\Delta\varepsilon_r =$  deformación radial del espécimen

$\Delta r =$  desplazamiento radial, cm

$r_0 =$  radio inicial, cm

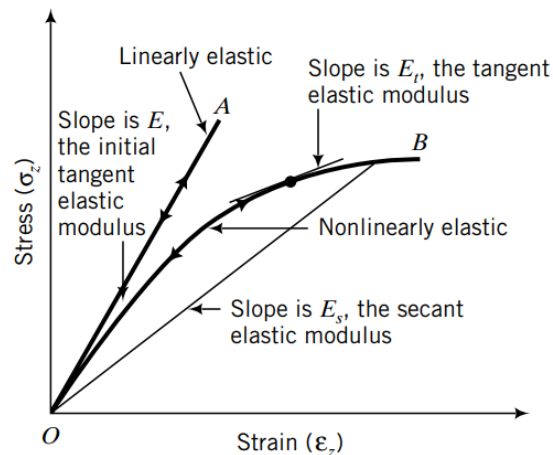


Figura 5.12. Curvas esfuerzo-deformación lineales y no lineales de un material elástico. [46]

Así se obtienen las curvas esfuerzo-deformación, si para iguales incrementos de  $\Delta P$  se obtuvieran los mismos incrementos de  $\Delta z$  y al descargar el espécimen regresara por la misma configuración inicial obtendríamos una recta como la OA de la Figura 5.12. A este material se le denomina *elástico lineal*, pero la mayoría de los suelos se comporta de manera *elastoplástica*, es decir, que al cargar el material exhibe una curva con una parte elástica y otra plástica o no recuperable, como la curva OB. La parte de deformaciones plásticas es de interés debido a que estas deformaciones no se recuperan. Para calcular dichas deformaciones es necesario primero evaluar el comportamiento elástico del material que puede ser obtenido con la teoría de la elasticidad mediante la ley de Hooke.

El módulo tangencial elástico o módulo de Young, es la pendiente de la curva esfuerzo-deformación ( $\sigma - \varepsilon$ ) del material elástico isótropo lineal, para materiales no elásticos el módulo ( $E_t$ ) o el módulo secante ( $E_s$ ) también se pueden calcular mediante las relaciones de esfuerzo-deformación. El módulo secante elástico es la pendiente de la línea que parte del origen y corta a la curva en el 50% del esfuerzo desviador máximo también llamado modulo tangencial al 50% y se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$E_{50} = \frac{\sigma_{d50}}{\varepsilon_{50}} \quad (5.10)$$

$E_{50}$  = módulo de elasticidad de un suelo en condiciones no drenadas, kPa  
 $\sigma_{d50}$ ; esfuerzo desviador axial correspondiente al 50% del valor máximo de la curva  
 $\varepsilon_{50}$  = deformación axial unitaria correspondiente al  $\sigma_{d50}$

## 5.2.2 Ensaye de las muestras JalN, Jal3 y Jal6

Los ensayos de los materiales de esta investigación se llevaron a cabo en el laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Las pruebas de laboratorio de las muestras estabilizadas con CaO están basadas en la norma ASTM D5102 “Standard Test Methods Unconfined Compressive Strength of Compacted Soils-Lime Mixtures”.

Se realizaron los ensayos tanto para la muestra JalN, Jal3 y Jal6, estas últimas para evaluar la evolución de la resistencia a 1, 7, 14, 28 y 90 días de curado.

### 5.2.2.1 Resultados y Discusión

Las propiedades geotécnicas de las probetas ensayadas y los resultados de las pruebas de compresión simple para la muestra JalN se muestran en la Tabla 5.4

Tabla 5.4. Resultados de la prueba UCS de la muestra JalN

Muestra	$E_{50}$ (kPa)	w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	e	Gc (%)	Sr (%)	$\sigma_{1m\acute{a}x}$ (kPa)
JalN	7.03	16.20	17.48	0.73	90.43	69.30	9.03

\*Gc; Grado de compactación

\*Gs: 3.09

Los resultados de la muestra Jal3 a diferentes tiempos de curado, se muestran en las Tabla 5.5.

Tabla 5.5. Resultados de la prueba UCS de la muestra Jal3

Tiempo de curado	E <sub>50</sub> (kPa)	w (%)	γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	e	G <sub>c</sub> (%)	S <sub>r</sub> (%)	T <sub>inicial</sub> (°C)	T <sub>máx</sub> (°C)	T <sub>final</sub> (°C)	σ <sub>1máx</sub> (kPa)
24h	15.96	16.42	17.24	0.74	92.34	76.29	21.90	31.00	25.40	10.89
7	17.74	15.60	17.33	0.73	93.72	74.25	22.10	28.80	24.30	14.42
14	21.05	15.19	17.09	0.76	93.95	61.49	18.00	25.90	21.40	33.29
28	22.85	14.36	17.45	0.75	93.43	59.69	18.00	25.90	21.40	55.34
90	90.68	14.94	16.89	0.76	93.20	59.38	-	-	-	106.48

\*G<sub>c</sub>: Grado de compactación

\*G<sub>s</sub>: 3.04

Se comparó la resistencia última a la compresión simple de las muestras JalN y Jal3, y su evolución con el tiempo de curado. En la Figura 5.13 se presentan las curvas esfuerzo-deformación de ambas muestras, donde se observa el efecto que le produce la adición de CaO. La muestra JalN exhibe baja resistencia a la compresión simple de 9 kPa mostrando un comportamiento de falla dúctil, donde la probeta se sigue deformando a medida que va perdiendo resistencia, mientras que la muestra Jal3 exhibe cambios en la resistencia última que van desde los 14 kPa a 7 días hasta 106 kPa a los 90 días, además de presentar una falla de tipo frágil donde la deformación es prácticamente constante a medida que disminuye la resistencia, como es de esperarse en materiales cementados.

Cabe aclarar que las muestras se ensayaron en par, sin embargo, para las ensayadas a 7 y 14 días no se llegó a obtener los mismos o cercanos valores de resistencia debido a errores experimentales. En las tablas de resultados únicamente se presentan los de menor valor de resistencia obtenido. A pesar de lo anterior, los valores de resistencia que presentaron las muestras caen dentro del rango de valores presentados por Manjunatha y Sunil (2013), donde ensayaron muestras de jal de mineral de hierro con adición de 5 y 10% de CaO. [32]

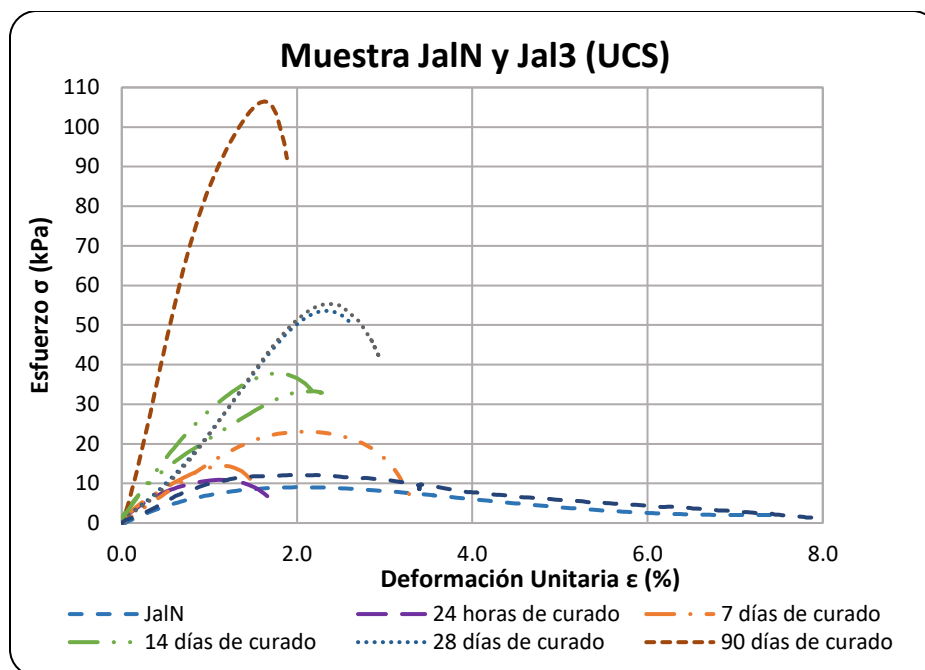


Figura 5.13. Curvas esfuerzo-deformación de la prueba UCS de las muestras JalN y Jal3 para diferentes periodos de curado

Los resultados de la muestra Jal6 a diferentes tiempos de curado, se muestran en la Tabla 5.6.

Tabla 5.6. Resultados de la prueba UCS de la muestra Jal6

Tiempo de curado	$E_{50}$ (kPa)	w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	e	Gc (%)	Sr (%)	Tinicial (°C)	Tmáx (°C)	Tfinal (°C)	$\sigma_{1máx}$ (kPa)
24h	21.88	15.42	17.74	0.68	94.26	65.87	21.10	31.90	25.30	22.56
7	24.34	15.40	17.78	0.69	94.67	63.75	-	-	-	30.64
14	36.00	15.33	17.37	0.72	94.30	65.96	20.90	29.00	27.50	50.25
28	44.76	15.90	16.51	0.81	91.43	59.83	22.50	30.50	28.20	71.10
90	75.67	16.06	17.63	0.70	96.48	70.01	20.80	26.50	24.20	170.42

\*Gc: Grado de compactación

\*Gs: 3.06

La Figura 5.14 muestra las curvas esfuerzo-deformación de la muestra Jal6, donde exhiben un cambio en la resistencia última alcanzando valores mayores que los presentados por la muestra Jal3, estos resultados van desde los 30 kPa a 7 días hasta 170 kPa a los 90 días, en las cuales se presenta una falla de tipo frágil donde la deformación es prácticamente constante mientras disminuye la resistencia.

El ensaye para esta muestra se realizó también en par, sin embargo, para las ensayadas a 14 y 28 días no se llegan a obtener los mismos o cercanos valores de resistencia debido a errores experimentales.

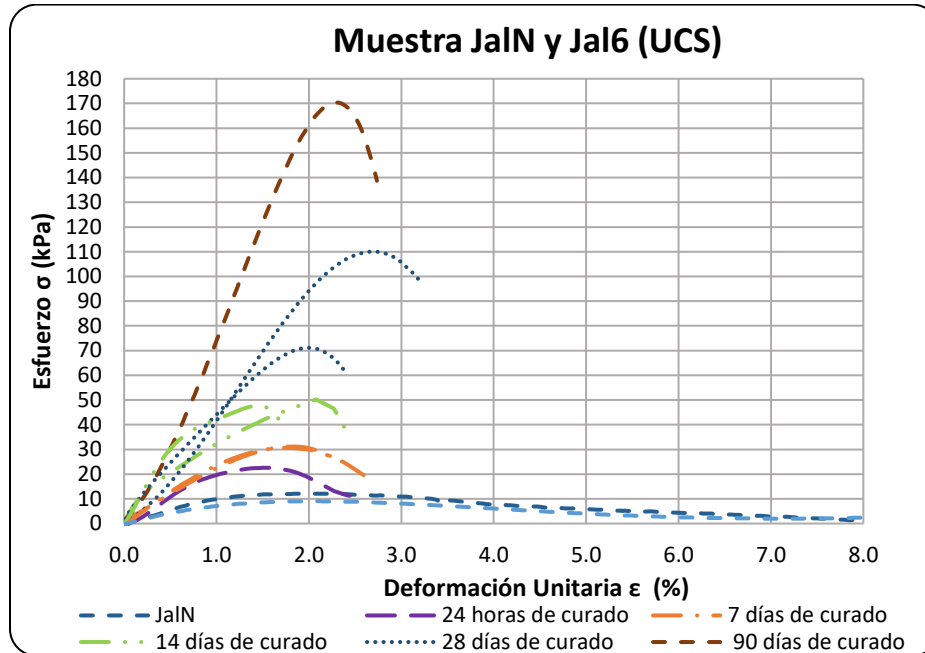


Figura 5.14. Curvas esfuerzo-deformación de la prueba UCS de la muestra Jal6 para diferentes periodos de curado.

Los valores de resistencia que presentaron las muestras también caen dentro del rango de valores presentados por Manjunatha y Sunil (2013). [32]

En la Figura 5.15 muestra el montaje y falla de una probeta de Jal6 a 14 días de curado en la prueba de compresión simple en la cámara triaxial. Donde el plano de falla se muestra claramente.



Figura 5.15. Ensayo de compresión simple en la cámara triaxial del II UNAM

Por otro lado, vale la pena mencionar que las probetas de las muestras Jal3 y Jal6 exhibieron un aumento en la  $e$  con el tiempo de curado, por lo que las relaciones de vacíos a las que fueron ensayadas no corresponden a las que fueron reproducidas inicialmente. La expansión de las probetas fue clara al intentar extraer del molde de PVC (en el que fueron almacenadas sin problema) las que llevaban 90 días de curado, se requirió de un mayor esfuerzo para extraerlas sin dañarlas, ya que estaban demasiado justas dentro del molde. La Figura 5.16, muestra una foto tomada al momento de la extracción, donde se logró captar el mineral etringita de la muestra Jal6, su generación es la causa del cambio volumétrico de las probetas.

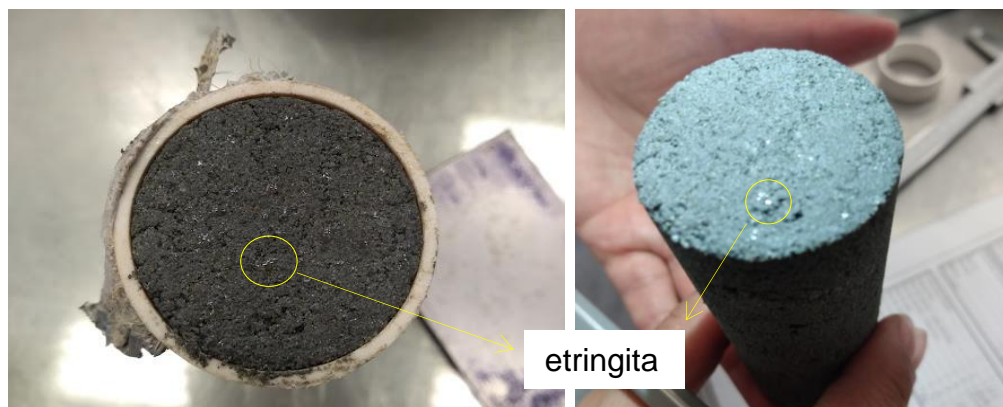


Figura 5.16. Presencia de mineral etringita en probeta de Jal6 a 90 días de curado

### 5.3 PRUEBA TRIAXIAL CONSOLIDADA NO DRENADA (CU)

La prueba triaxial Consolidada- No Drenada se explicó en el Capítulo 1. El ensaye se llevó a cabo bajo la Norma ASTM D4767-95, en las cámaras triaxiales del Instituto de Ingeniería de la UNAM las cuales al estar instrumentadas con sensores permiten medir la presión de confinamiento, el cambio volumétrico, presión de poro y la presión de contrapresión, mediante transductores calibrados y conectados a una interfaz para interpretar los resultados mediante el software desarrollado por el Instituto de Ingeniería, la calibración de los equipos fue necesaria antes de su operación.

La Figura 5.17 muestra una foto de la cámara triaxial que se utilizó para realizar los ensayos. Para mayor detalle de los componentes y calibración del equipo se puede consultar a Arredondo (2020). [47]



*Figura 5.17. Cámara triaxial de laboratorio de Geotecnia del Instituto de Ingeniería*

Las consideraciones de ensaye se explican a continuación;

- Las probetas se formaron bajo las mismas condiciones de compactación como se describió en la primera parte de este capítulo. La probeta para este ensaye corresponde a una relación de esbeltez de 2.5 aproximadamente.
- La muestra JalN se ensayó inmediatamente después de su formación.
- La muestra Jal3 se ensayó a dos tiempos de curado, 14 y 28 días.
- La muestra Jal6 se ensayó únicamente a 28 días de curado.
- Los esfuerzos de consolidación de la primera etapa de la prueba para las 3 muestras ensayadas fueron a; 50, 100 y 150 kPa.
- La prueba se realizó a deformación controlada. Las probetas se llevaron hasta el 20% de su deformación.

- Ninguna de las probetas se sometió a saturación antes de montarlas en la cámara triaxial debido a la incertidumbre de desmoronamiento al contacto con el agua.
- La saturación se realizó mediante contrapresión, con esfuerzos efectivos de saturación desde 3 hasta 10 kPa.
- Para concluir con la etapa de saturación se midió el parámetro B de Skempton mayor a 0.95 tal como establece la norma.
- Para la etapa de falla se aplicó una deformación controlada de 18 mm en 6 horas de la prueba, lo cual brinda una velocidad de deformación de 0.05 mm/min.

### 5.3.1 Resultados y discusión de la Primera Etapa de la Prueba (Saturación y Consolidación)

Las propiedades geotécnicas iniciales de las probetas ensayadas se muestran en la Tabla 5.7.

Tabla 5.7. Propiedades geotécnicas iniciales de las muestras JalN, Jal3 y Jal6

Muestra	$\sigma'_c$ (kPa)	e	w (%)	Wm (gr)	Vm (cm <sup>3</sup> )	$\gamma_m$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
JalN	50	0.80	16.50	159.60	79.78	19.62	16.85
	100	0.77	15.40	159.50	78.99	19.81	17.17
	150	0.72	16.10	159.50	76.61	20.42	17.59
Jal3 a 14 días de curado	50	0.75	14.50	169.90	85.02	19.60	17.12
	100	0.78	15.10	183.10	91.74	19.58	17.01
	150	0.79	14.90	177.70	89.48	19.48	16.96
Jal3 a 28 días de curado	50	0.78	15.80	178.70	89.55	19.58	16.91
	100	0.76	14.90	182.80	91.34	19.63	17.09
	150	0.77	15.70	182.90	91.61	19.59	16.93
Jal6 a 28 días de curado	50	0.77	15.40	183.40	92.08	19.54	16.93
	100	0.75	15.90	186.10	92.46	19.75	17.04
	150	0.81	15.90	181.10	92.82	19.14	16.51

Antes de iniciar la etapa de saturación por contrapresión las probetas fueron sometidas a un procedimiento previo, el cual al ser un material con una cantidad considerable de finos se tuvo la necesidad de correr agua a la probeta con el fin de expulsar aire suficiente. La práctica común de circular CO<sub>2</sub> a suelos granulares finos no era una opción en esta investigación debido a que la combinación de agua con CO<sub>2</sub> provoca acidez lo que podría provocar una disminución en el pH de las mezclas ya que los procedimientos de ensaye se estandarizaron para todas las muestras, se tomó la decisión de no circular



CO<sub>2</sub> ni aún a las probetas de JalN. Una vez que se logró sacar aire suficiente a las probetas, se procedió a aplicar el procedimiento común de saturación por contrapresión. Las probetas fueron sometidas a presiones de confinamiento de hasta 450 kPa conservando un esfuerzo efectivo de saturación de 10 kPa. En la Tabla 5.8 se muestran los *Sr* a los que se llegaron para cada ensaye. Posteriormente se midió la *B* de Skempton registrando valores de 0.95 a 0.98.

El procedimiento para las muestras Jal3 y Jal6 en general fue el mismo descrito anteriormente, sin embargo, al ser probetas más rígidas debido a la adición de la cal y al tiempo de curado los tiempos de saturación variaron un poco.

La Tabla 5.8 muestra las relaciones volumétricas, el grado de saturación y el parámetro *B* de las probetas ensayadas.

Tabla 5.8. Relaciones volumétricas de las muestras JalN, Jal3 y Jal6 en la prueba triaxial

Muestra	Vv (cm <sup>3</sup> )	Vwp (cm <sup>3</sup> )	Vwc (cm <sup>3</sup> )	Vws (cm <sup>3</sup> )	VwT (cm <sup>3</sup> )	Sr (%)	B Skempton (-)
JalN	35.44	22.60	4.95	7.11	34.66	97.80	0.96
	34.26	21.29	5.97	5.88	33.14	96.72	0.96
	32.15	22.12	0.50	9.77	32.39	100.74	0.98
Jal3 a 14 días de curado	36.53	21.52	7.59	5.61	34.72	95.05	0.99
	40.26	24.02	6.96	7.35	38.33	95.21	0.98
	39.43	23.04	8.72	5.00	36.76	93.24	0.99
Jal3 a 28 días de curado	39.12	24.38	5.40	8.14	37.92	96.94	0.97
	39.35	23.71	7.98	5.00	36.69	93.23	0.95
	39.95	24.82	7.56	7.10	39.48	98.82	0.95
Jal6 a 28 días de curado	40.14	24.47	8.53	4.50	37.50	93.43	0.98
	39.64	25.53	3.52	10.16	39.21	98.91	0.97
	41.42	24.84	7.98	6.21	39.03	94.23	0.97

\* **Vv**-Volumen de vacíos, **Vwp**-Volumen de agua de la probeta, **Vwc**-Volumen de agua corrida y retenida en la probeta, **Vws**-Volumen de agua por saturación, **VwT**-Volumen de agua total

La Tabla 5.9 muestra los resultados de la etapa de consolidación (cambio volumétrico y disipación de presión de poro).

Tabla 5.9. Resultados de la etapa de consolidación de las muestras JalN, Jal3 y Jal6

Muestra	$\sigma'_c$ (kPa)	$\Delta v$ (cm <sup>3</sup> )	Disipación de presión de poro (kPa)
JalN	50	0.90	39.546
	100	1.74	91.523
	150	2.22	141.876
Jal3 a 14 días de curado	50	1.10	49.168
	100	2.75	99.094
	150	4.63	148.311
Jal3 a 28 días de curado	50	-0.08	49.693
	100	1.57	102.308
	150	2.81	149.979
Jal6 a 28 días de curado	50	2.40	50.052
	100	2.31	99.683
	150	3.85	149.676

### 5.3.2 Resultados y discusión de la Segunda Etapa de la Prueba (Falla no Drenada)

#### i. Curvas Esfuerzo-Deformación y Trayectorias de Esfuerzo

Para la obtención de los parámetros de resistencia efectivos de las muestras, se formaron las curvas esfuerzo desviador-deformación unitaria, presión de poro-deformación unitaria y las trayectorias de esfuerzos en el diagrama  $p'$ - $q$ . Los parámetros de falla y de máxima resistencia obtenidos de la prueba triaxial CU de las muestras JalN, Jal3 y Jal6 se pueden consultar en la Tabla 5.10, mientras que los parámetros obtenidos del diagrama  $p'$ - $q$  se muestran en la Tabla 5.11.

En la Figura 5.18 se muestran las curvas antes mencionadas para la muestra JalN. Donde se puede observar en las curvas esfuerzo-deformación (curva A) que el comportamiento de la muestra sometida a diferentes presiones exhibe un crecimiento del esfuerzo desviador alcanzando su máximo valor a grandes deformaciones, para luego presentar un reblandecimiento con poco cambio en la resistencia, como es de esperarse en materiales reconstituidos [43]. Para las tres pruebas se logra lo que parecen ser condiciones de estado crítico con cambios insignificantes en los esfuerzos efectivos y presión de poro antes del término de la prueba. Se puede observar una disminución de la presión de poro (curva C) después del pico lo que resulta en un

aumento del desviador para las tres pruebas. Del diagrama  $p'$ - $q$  (curva B) donde se muestran las trayectorias de esfuerzo para las tres pruebas se observa un ligero comportamiento contractivo al inicio seguida de una respuesta fuertemente dilatante durante el avance de la prueba tendiendo a la línea de falla. El valor del ángulo de fricción efectivo obtenido mediante la pendiente  $M$  se calculó con la ecuación 1.4, dando un valor de  $36.6^\circ$  el cual cae dentro del rango reportado por Liming *et al.* (2017) [2].

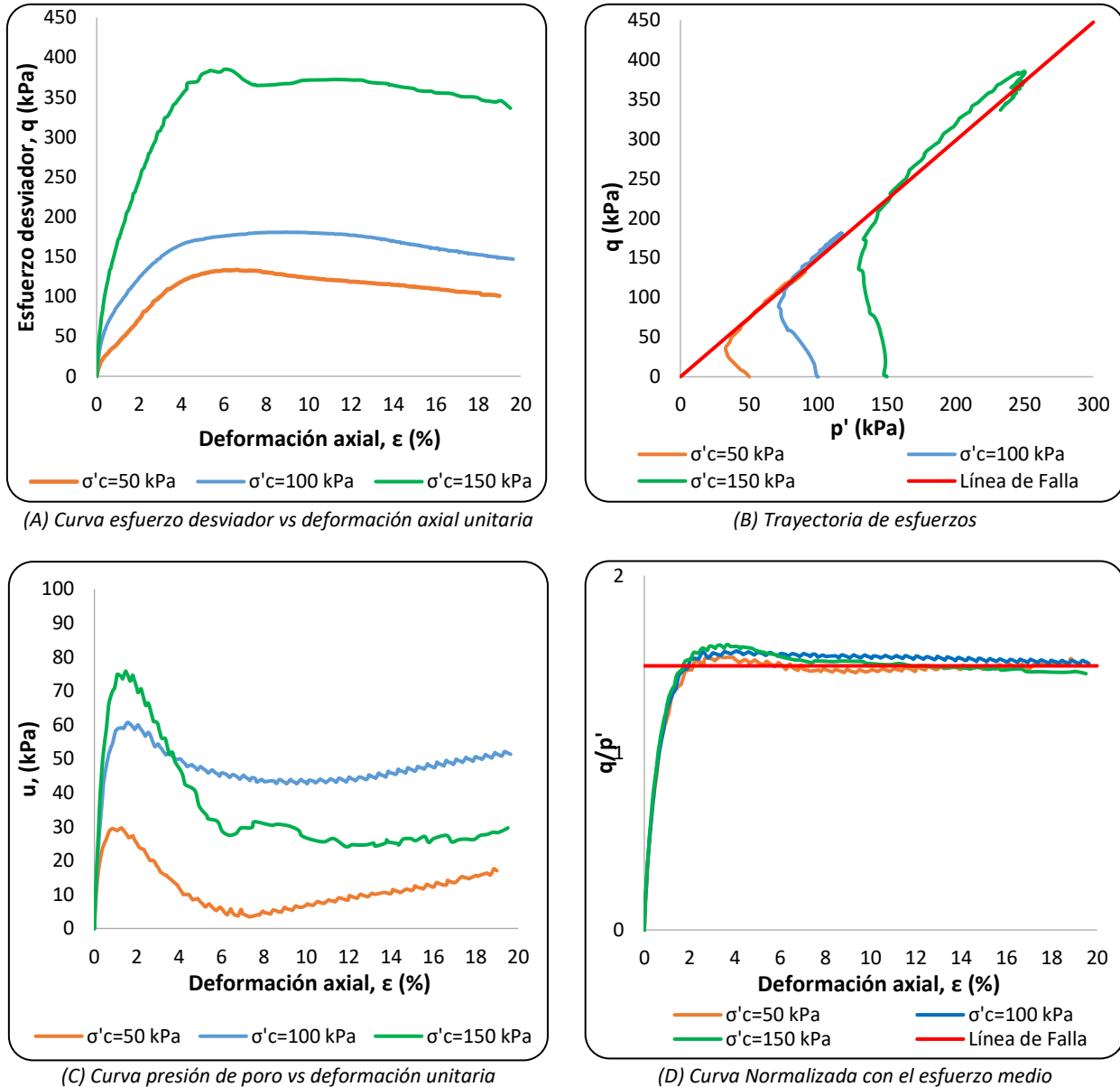


Figura 5.18. Resultados de la prueba triaxial CU de la muestra JaIN a diferentes esfuerzos de confinamiento

## RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE JAL NATURAL Y ESTABILIZADO CAPÍTULO 5

*Tabla 5.10. Resultados de la prueba triaxial CU, parámetros donde la presión de poro es máxima y resistencia máxima de las muestras JalN, Jal3 y Jal6*

Muestra	$\sigma'_c$ (kPa)	Parámetros de resistencia donde u es máxima				Parámetros de resistencia pico			
		$\epsilon$ (%)	$u_{m\acute{a}x}$ (kPa)	$q$ (kPa)	$p'$ (kPa)	$\epsilon$ (%)	$u$ (kPa)	$q_p$ (kPa)	$p'$ (kPa)
JalN	50	1.26	29.61	49.50	36.89	6.68	3.81	133.51	90.69
	100	1.59	60.73	109.72	75.84	8.96	43.15	180.68	117.07
	150	1.48	75.82	207.69	143.41	6.03	28.65	385.14	249.73
Jal3 a 14 días de curado	50	0.53	28.65	71.71	45.26	15.09	-38.15	282.75	182.40
	100	1.13	59.29	145.44	89.19	12.21	-25.85	411.73	263.09
	150	1.57	91.64	197.90	124.33	9.60	30.34	419.59	259.52
Jal3 a 28 días de curado	50	0.63	19.96	71.29	53.81	15.21	-106.05	458.96	309.04
	100	1.31	71.31	142.32	76.13	8.17	-9.28	427.03	251.62
	150	1.28	99.64	213.44	121.50	8.15	-8.25	587.74	354.16
Jal6 a 28 días de curado	50	1.03	35.12	80.79	41.81	6.86	-15.16	263.90	153.13
	100	1.23	74.47	154.14	76.91	6.93	-4.12	447.80	253.39
	150	1.45	98.07	234.16	129.98	7.28	35.22	442.90	262.41

*Tabla 5.11. Parámetros efectivos de resistencia, obtenidos mediante trayectoria de esfuerzos de las muestras JalN, Jal3 y Jal6*

Muestra	M	$C'$ (kPa)	$\Phi'$ (°)
JalN	1.49	0	36.65
Jal3 a 14 días de curado	1.51	0	37.22
Jal3 a 28 días de curado	1.56	16.87	38.22
Jal6 a 28 días de curado	1.59	8.53	39.02

La Figura 5.19 muestra la secuencia de la prueba de la muestra JalN, donde se observa en la etapa de falla exhibir un abarrilamiento de la probeta, es decir, la localización de la falla no está bien definida como sucede en muchos elementos reconstituidos de forma suelta. [43]



Figura 5.19. Secuencia del ensaye CU de la probeta de JalN a  $\sigma_c = 150 \text{ kPa}$

La Figura 5.20 muestra las curvas obtenidas para la muestra Jal3 a 14 días de curado, donde podemos observar en la curva esfuerzo-deformación (curva A) que para las pruebas a 100 y 150 kPa exhiben un reblandecimiento por deformación después de alcanzar la resistencia máxima, mientras que a 50 kPa muestra un ligero endurecimiento al final de la prueba lo que se refleja en la presión de poro (curva C) que llega a valores negativos muy bajos. Para las otras dos pruebas se observa una disminución de la presión de poro después del pico lo que resulta en un aumento del desviador a grandes deformaciones. Las tres curvas logran lo que parecen ser condiciones de estado crítico con cambios insignificantes en los esfuerzos efectivos y presión de poro antes del término de la prueba. De igual manera que la muestra JalN en el diagrama  $p'$ - $q$  (curva B) muestran un ligero comportamiento contractivo al inicio de la prueba para luego cambiar a dilatante hasta llegar a la falla, las tres trayectorias sobrepasan la línea de falla para luego tender a esta.

Por otro lado, es importante mencionar que la línea de falla de esta prueba no era muy clara de trazar, por lo que se recurrió a una regresión lineal de los tres puntos de resistencia post-pico para lograr un mejor ajuste, sin embargo, al realizar esto el origen de la recta llegaba hacer negativa por lo que se decidió solo utilizar dos puntos, los correspondientes a 50 y 150 kPa como se observa en la Figura 5.21 . La Figura 5.20 muestra la normalización del esfuerzo desviador con el esfuerzo medio vs deformación unitaria (curva D) donde se traza la línea de falla mostrando un buen ajuste para las tres pruebas de la muestra Jal3 a 14 días de curado.

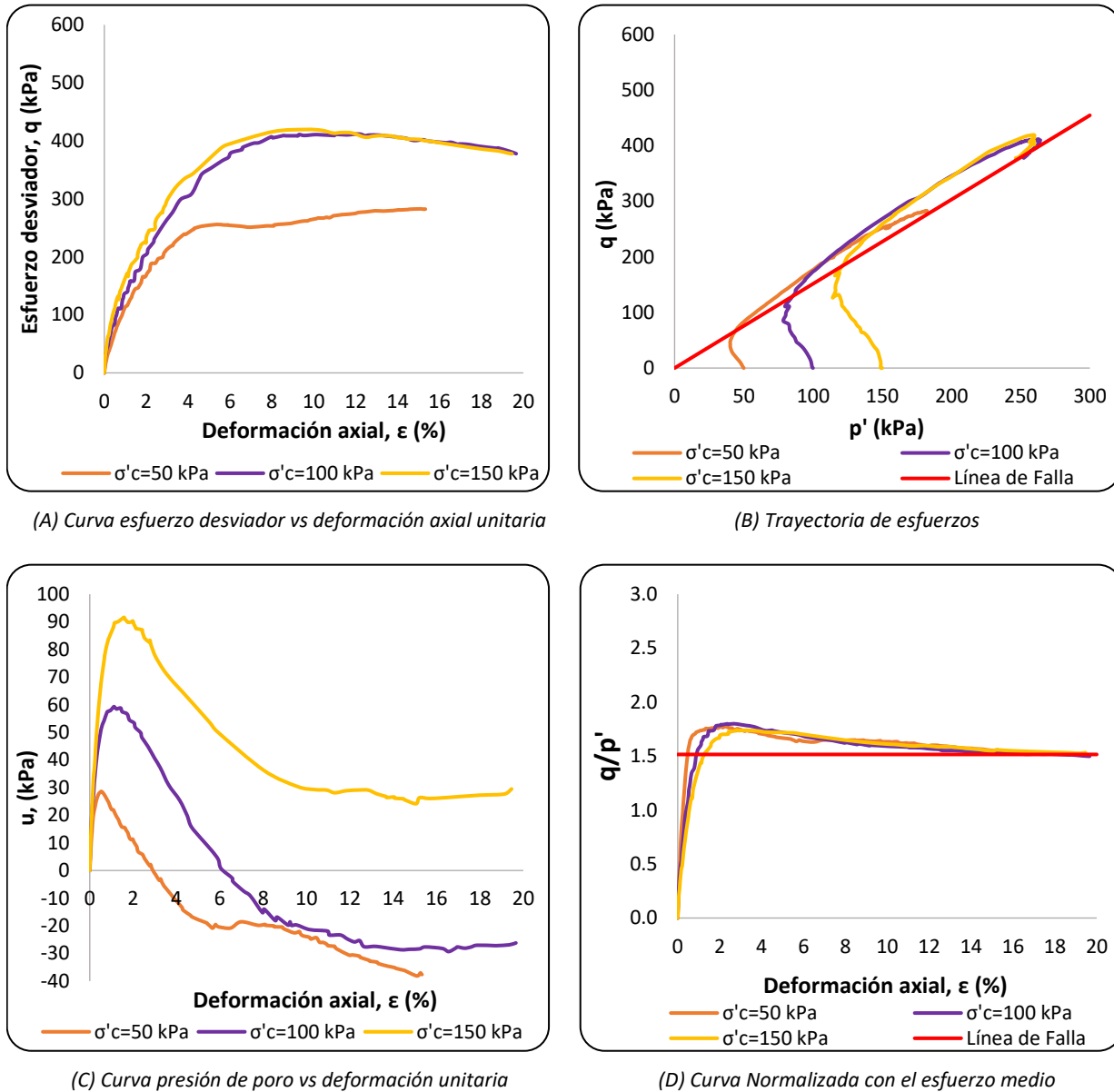


Figura 5.20. Resultados de la prueba triaxial CU de la muestra Jal3 a 14 días de curado a diferentes esfuerzos de confinamiento

La Figura 5.22 muestra la secuencia de la prueba de la muestra Jal3 a 14d de curado, donde se observa un poco más clara la localización de la falla a pesar de que las fotografías fueron tomadas después de haber concluido la prueba, donde el pistón se retrae y hace una pequeña succión en la probeta.

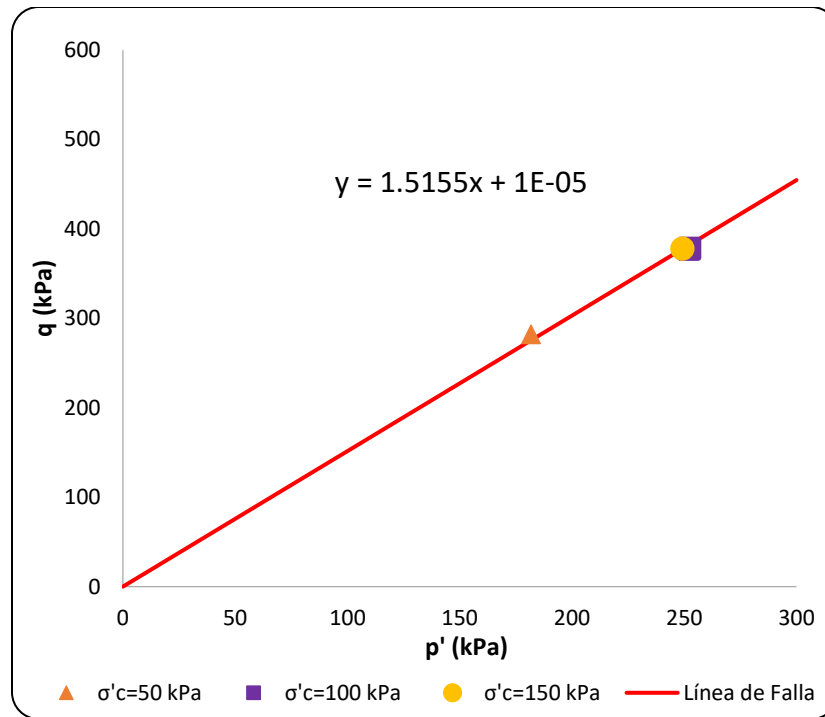


Figura 5.21. Localización de la resistencia post-pico de las tres pruebas para el trazo de la línea de falla de la muestra Jal3 a 14d de curado



Figura 5.22. Secuencia del ensayo CU de una probeta de Jal3 a 14d de curado,  $\sigma'_c = 50$  kPa

La Figura 5.23 muestra las curvas obtenidas para la muestra Jal3 a 28 días de curado, donde podemos observar en la curva esfuerzo-deformación (curva A) que para la prueba a 50 kPa no alcanza a reflejar una resistencia máxima antes del término de la prueba. La presión de poro (curva C) aumenta muy poco y luego disminuye hasta valores negativos importantes a grandes deformaciones lo que resulta en un endurecimiento de la muestra. En el diagrama  $p'$ - $q$  (curva B) se muestra una respuesta totalmente dilatante que tiende a la línea de falla y se va sobre ella alejándose un poco de ella al final de la prueba.

Mientras que para las otras dos curvas se observa un valor de resistencia máxima para después reblandecer por deformación hasta parecer que existen condiciones de estado crítico con cambios insignificantes en los esfuerzos efectivos y en la presión de poro. En cuanto a la trayectoria de esfuerzos ambas reflejan una mínima respuesta contractiva antes de pasar al comportamiento dilatante.

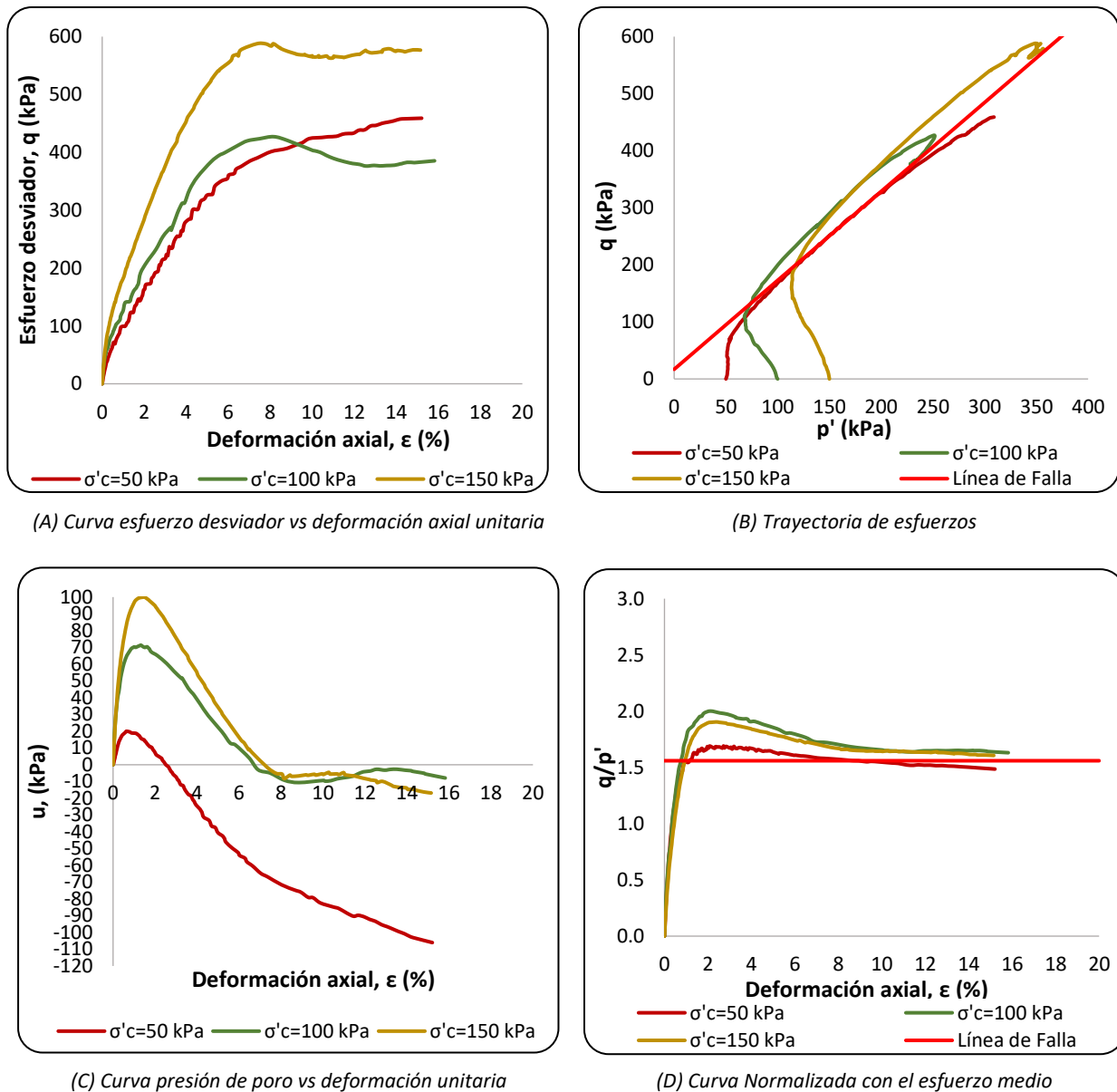


Figura 5.23. Resultados de la prueba triaxial CU de la muestra Jal3 a 28 días de curado a diferentes esfuerzos de confinamiento



Para trazar la línea de falla en la trayectoria de esfuerzos se aplicó el mismo criterio descrito anteriormente en el cuál no se tomó en cuenta el primer punto, es decir, el de la prueba a 50 kPa como se muestra en la Figura 5.24. La Figura 5.23 (curva D) muestra la normalización del esfuerzo desviador con el esfuerzo medio vs deformación unitaria donde se traza la línea de falla mostrando un buen ajuste para las tres pruebas de la muestra Jal3 a 28 días de curado.

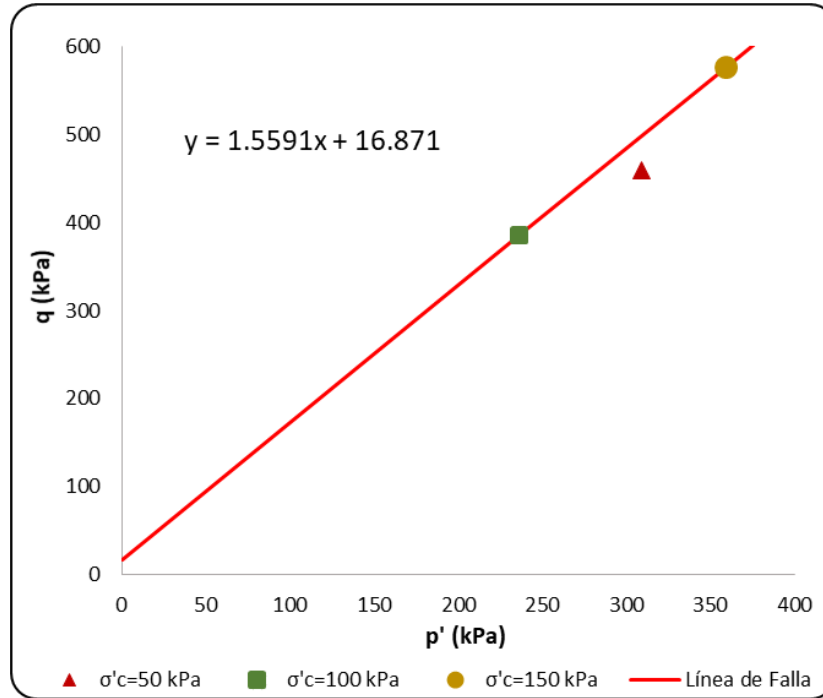


Figura 5.24. Trazo de la línea de falla de la prueba triaxial de la muestra Jal3 a 28 días



Figura 5.25. Falla de la muestra Jal3 28 días de curado a  $\sigma_c = 150$  kPa

La Figura 5.25 muestra la falla de la probeta a 150 kPa de esfuerzo efectivo de consolidación, donde se refleja la localización de la falla.

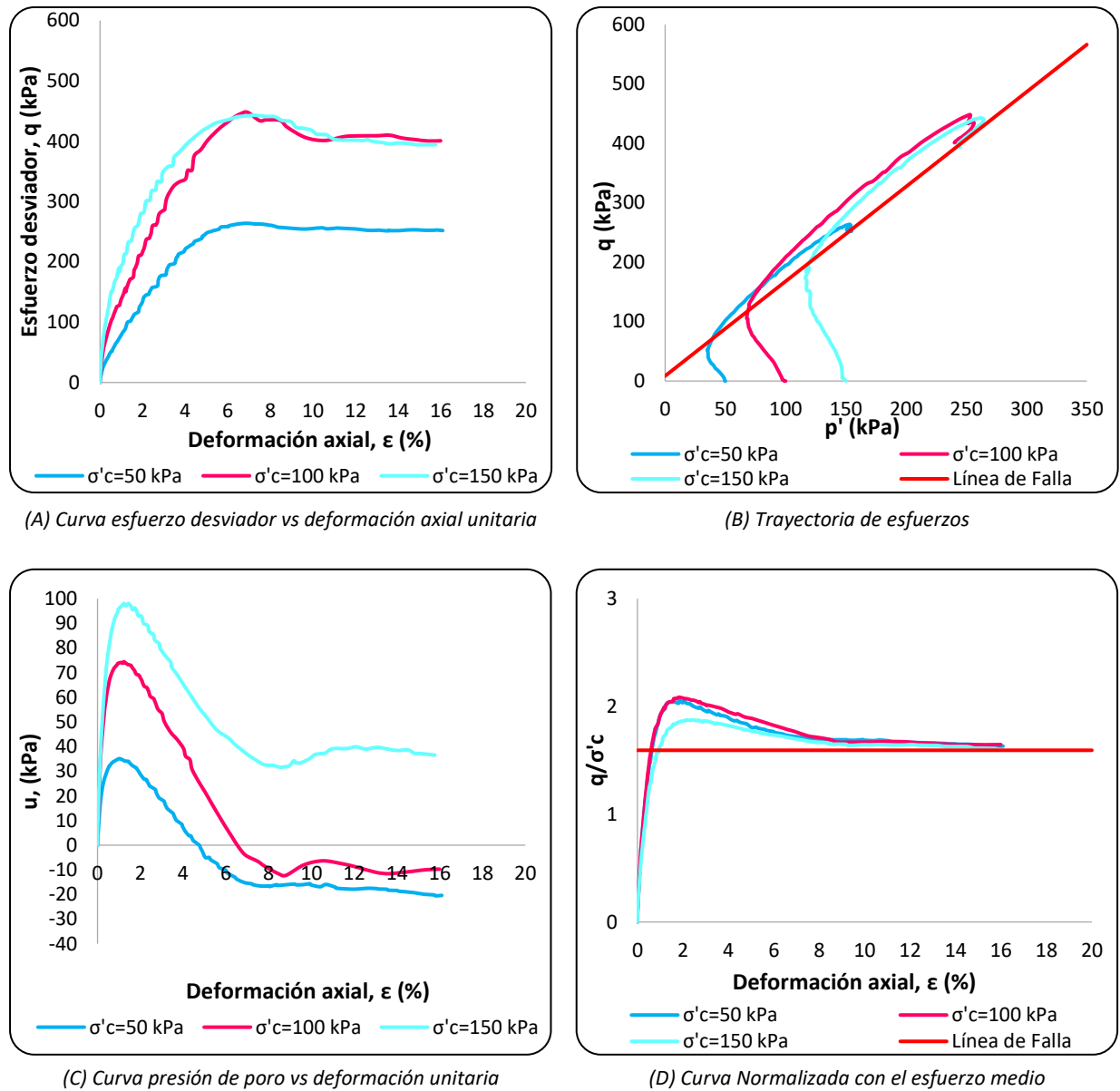


Figura 5.26. Resultados de la prueba triaxial CU de la muestra Jal6 a 28 días de curado a diferentes esfuerzos de confinamiento

La Figura 5.26 muestra las curvas obtenidas para la muestra Jal6 a 28 días de curado, donde podemos observar que las tres curvas muestran un ligero pico de máxima resistencia en la curva esfuerzo-deformación (curva A) para después reblandecer por deformación hasta parecer que existen condiciones de estado crítico con cambios

insignificantes en los esfuerzos efectivos y presión de poro llegando a resistencias máximas muy similares para las pruebas a 100 y 150 kPa. En el diagrama  $p'$ - $q$  (curva B) se muestra un mínimo comportamiento contractivo para cambiar a un fuerte comportamiento dilatante sobre todo para la de 150kPa. Las pruebas a 100 y 150 kPa sobrepasan la línea de falla para después tender a ella.

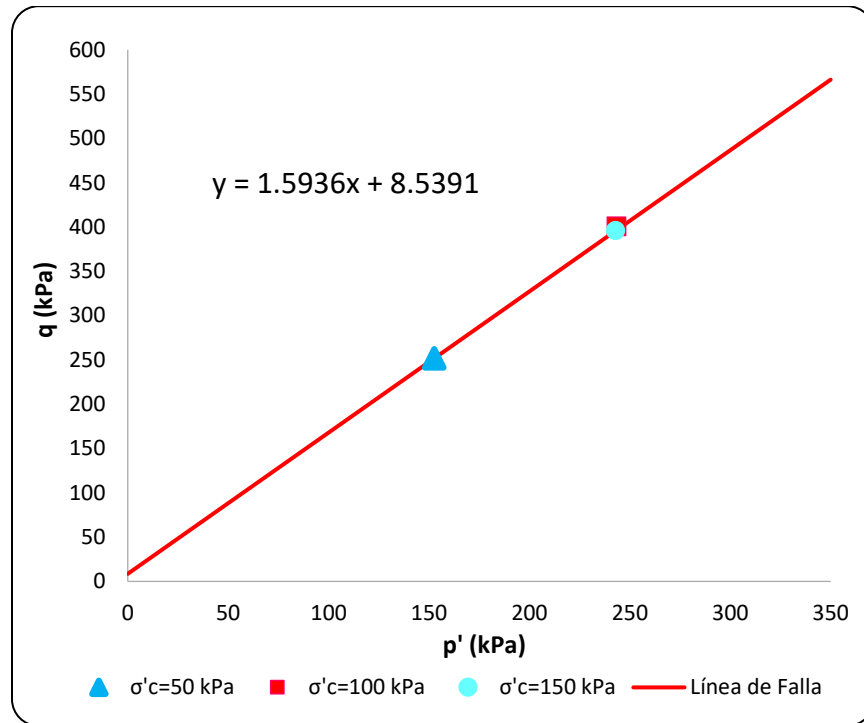


Figura 5.27. Trazo de la línea de falla de la prueba triaxial de la muestra Jal6 a 28 días

Para trazar la línea de falla en la trayectoria de esfuerzos se aplicó el mismo criterio descrito anteriormente, de igual manera no se tomó en cuenta el punto de la muestra ensayada a 100 kPa como se muestra en la Figura 5.27. La Figura 5.26 (curva D) muestra la normalización del esfuerzo desviador con el esfuerzo medio vs deformación unitaria donde se traza la línea de falla mostrando un buen ajuste para las tres pruebas de la muestra Jal6 a 28 días de curado.

Haciendo una comparación de los resultados, la muestra Jal3 con 14 días de curado exhibe un ligero aumento en la resistencia máxima generando presiones de poro negativas comparada con la muestra jal natural, para la muestra Jal3 con 28 días de curado se nota más el incremento en la resistencia generando incluso comportamientos

dilatantes, mientras que para la muestra Jal6 con 28 días de curado muestra una disminución en la resistencia máxima comparada con la muestra Jal3 a 28 días de curado ensayada bajo las mismas condiciones de esfuerzos, incluso exhibe casi el mismo comportamiento que la muestra Jal3 a 14 días de curado. Por lo que podría decirse que la muestra Jal3 a 28 días de curado exhibe un comportamiento mejor ante licuación comparada con la muestra de jal natural donde se observó tener un comportamiento de licuación limitada. Sin embargo, tendrían que hacerse más pruebas a otros tiempos de curado y bajo otros estados de esfuerzo para ver si la ganancia de la resistencia sigue siendo progresiva en las muestras estabilizadas.

### **ii. Representación gráfica de Mohr-Coulomb**

Una vez obtenidos los esfuerzos de falla de las tres muestras se calculó el cortante máximo para obtener parámetros de resistencia totales y efectivos bajo el criterio de falla de Mohr-Coulomb.

Para ello se dibujaron los tres círculos correspondientes a los mismos estados de esfuerzos efectivos de la prueba obteniendo la envolvente de falla, la cual como ya vimos en el Capítulo 1 deberá envolver a los tres círculos en el punto tangente donde la relación esfuerzo cortante-esfuerzo normal es máxima. El ángulo de la envolvente de falla será el ángulo de fricción del material en términos de Esfuerzos Totales (ET) y Esfuerzos Efectivos (EE).

En Tabla 5.12 se muestran los parámetros mecánicos efectivos y totales de la prueba a diferentes confinamientos de las muestras JalN, Jal3 y Jal6 presentados en la región de Mohr.

En la Figura 5.28 se muestran los círculos de Mohr de la prueba a diferentes esfuerzos efectivos de consolidación de la muestra JalN, donde se aprecian tanto los círculos en Esfuerzos Totales (ET) y en Esfuerzos efectivos (EE).

En la Figura 5.29 se muestran los círculos de Mohr de la prueba a diferentes esfuerzos efectivos de consolidación de la muestra Jal3 a 14 días de curado, donde se aprecian tanto los círculos en Esfuerzos Totales (ET) y en Esfuerzos efectivos (EE).

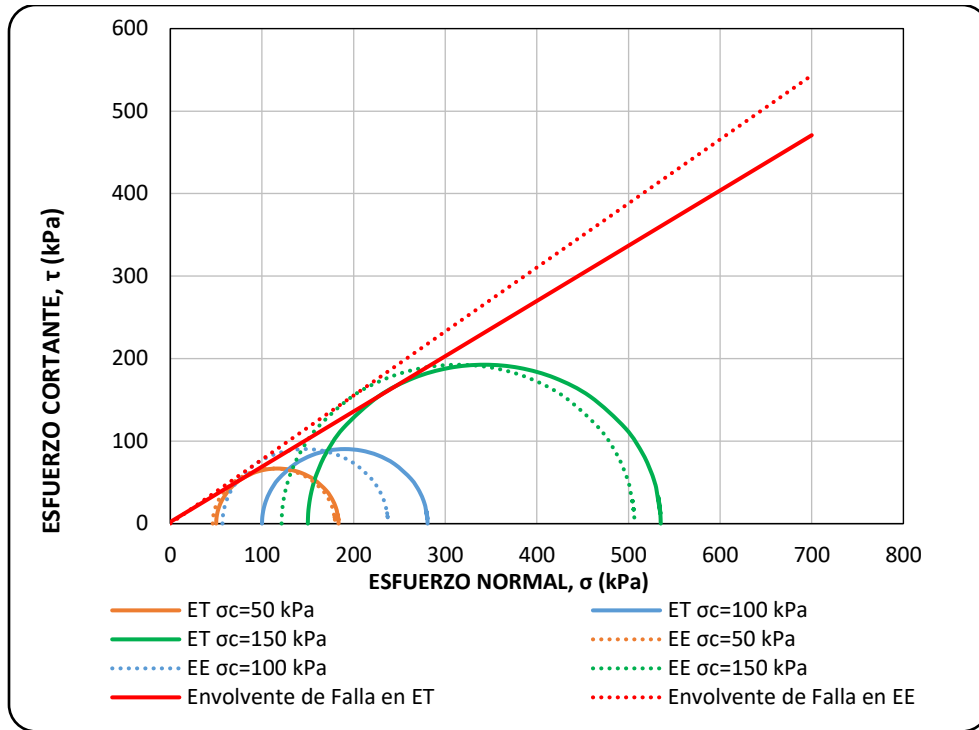


Figura 5.28. Resistencia al esfuerzo cortante de la muestra JALN en la región de Mohr.

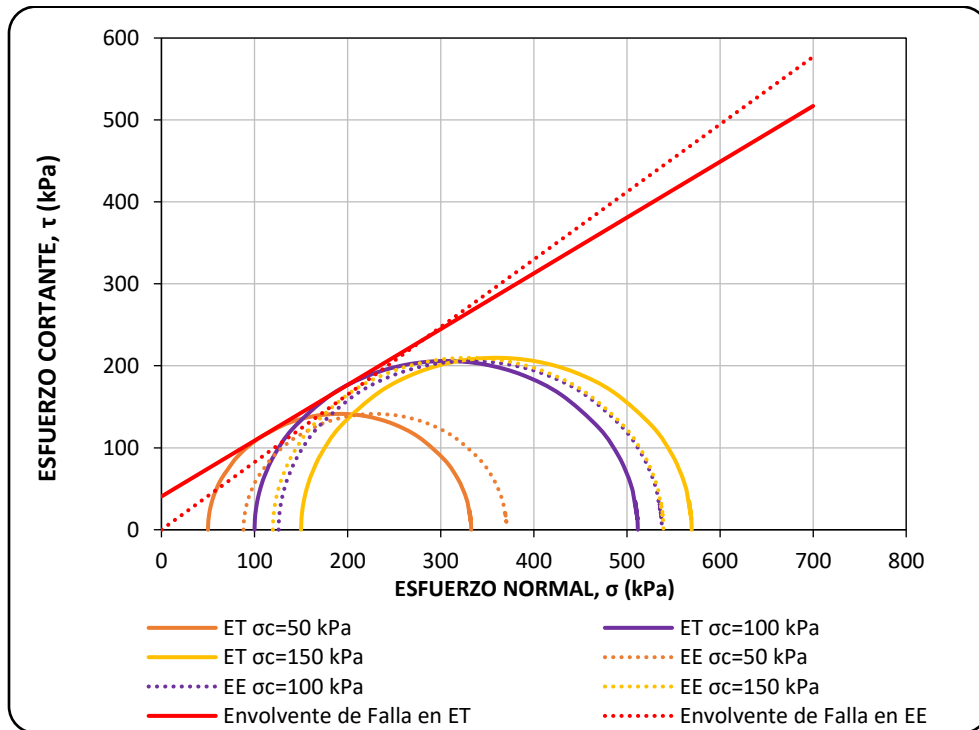


Figura 5.29. Resistencia al esfuerzo cortante de la muestra JAL3 a 14 días de curado en la región de Mohr.

## RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE JAL NATURAL Y ESTABILIZADO CAPÍTULO 5

Tabla 5.12. Parámetros de resistencia obtenidos mediante el criterio de Mohr Coulomb de las muestras JalN, Jal3 y Jal6 a diferentes esfuerzos de consolidación

Muestra	$\sigma'_c$ (kPa)	$\tau_{m\acute{a}x}$ (kPa)	u (kPa)	Parámetros de Resistencia en ET		Parámetros de Resistencia en EE	
				C (kPa)	$\Phi$ (°)	C' (kPa)	$\Phi'$ (°)
JalN	50	66.75	3.81	2.05	33.80	0.12	37.80
	100	90.34	43.15				
	150	192.57	28.65				
Jal3 a 14 días de curado	50	141.38	-38.15	40.58	34.20	0.00	39.50
	100	205.86	-25.85				
	150	209.79	30.34				
Jal3 a 28 días de curado	50	229.48	-106.05	125.51	22.30	16.53	38.40
	100	213.52	-9.28				
	150	293.87	-8.25				
Jal6 a 28 días de curado	50	131.95	-15.16	19.00	40.20	7.15	39.90
	100	223.90	-4.12				
	150	221.45	35.22				

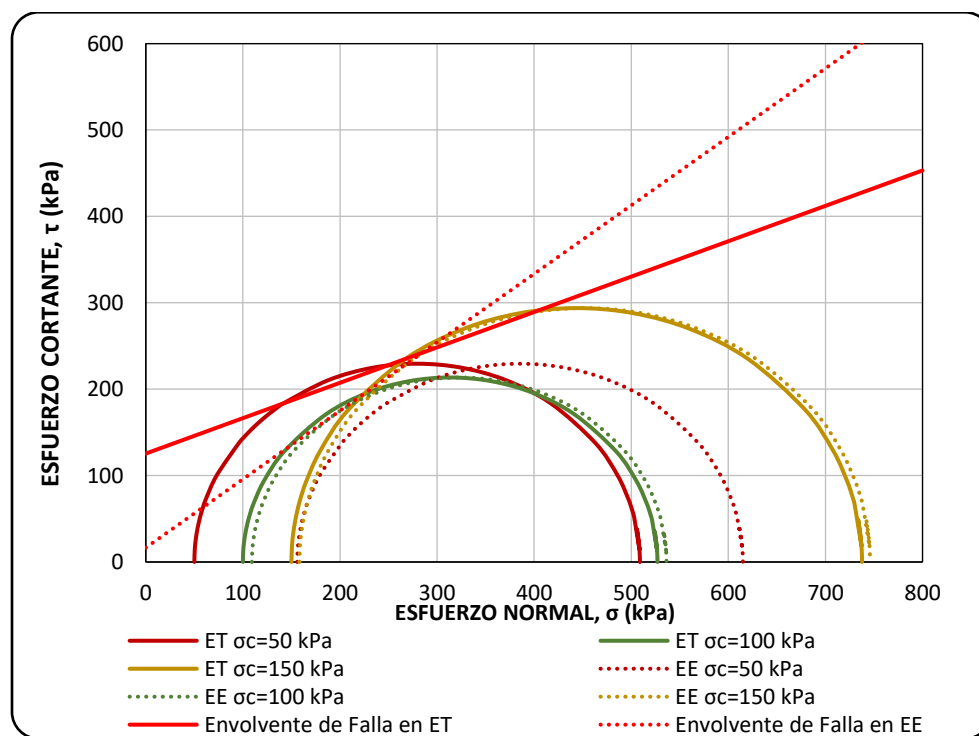


Figura 5.30. Resistencia al esfuerzo cortante de la muestra Jal3 a 28 días de curado en la región de Mohr.

En la Figura 5.30 se muestran los círculos de Mohr de la prueba a diferentes esfuerzos efectivos de consolidación de la muestra Jal3 a 28 días de curado, donde se aprecian tanto los círculos en Esfuerzos Totales (ET) y en Esfuerzos efectivos (EE).

En la Figura 5.31 se muestran los círculos de Mohr de la prueba a diferentes esfuerzos efectivos de consolidación de la muestra Jal6 a 28 días de curado, donde se aprecian tanto los círculos en Esfuerzos Totales (ET) y en Esfuerzos efectivos (EE).

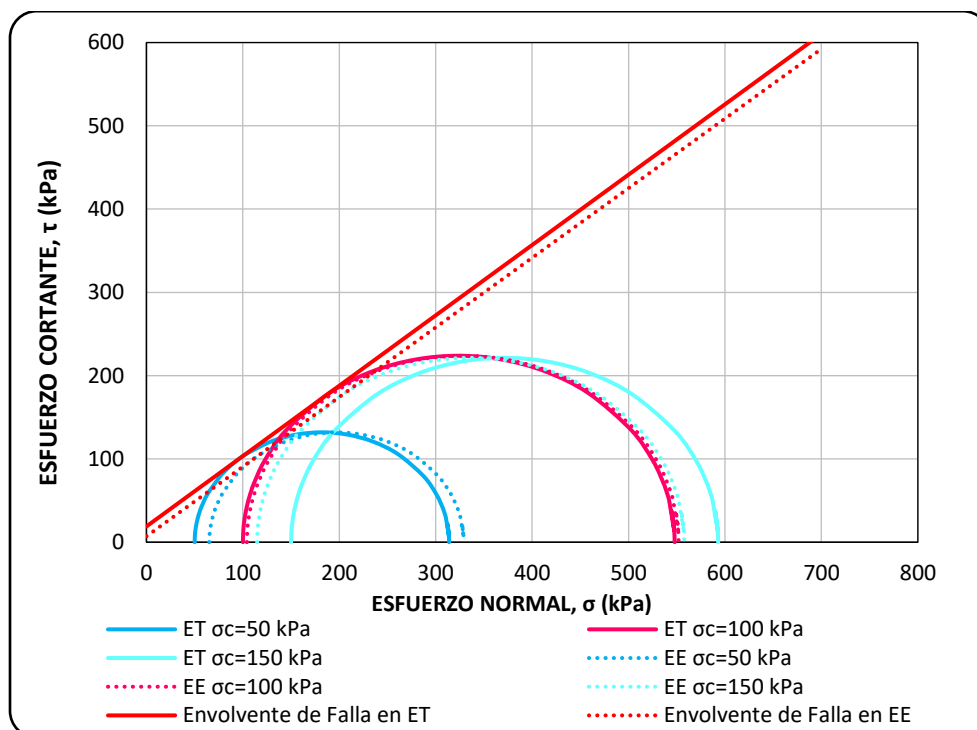


Figura 5.31. Resistencia al esfuerzo cortante de la muestra Jal6 a 28 días de curado en la región de Mohr.

La Tabla 5.13 muestra una comparativa de los resultados obtenidos con ambas representaciones. Donde se puede observar que en general los resultados son bastante similares, el ángulo de fricción efectivo presentado en el plano de Mohr de las muestras JalN y Jal3 a 14d de curado son de aproximadamente  $1^\circ$  y  $2^\circ$  más altos que los presentados con trayectoria de esfuerzos. En cuanto a los valores de cohesión efectiva, los resultados presentados en la región de Mohr varían de 0 kPa para la muestra JalN a 16.5 kPa para la muestra Jal3 a 28 días de curado. Mientras que para la muestra Jal6 a 28d de curado hay una disminución. En cuanto a los resultados presentados en las trayectorias de esfuerzo es evidente que la línea de falla de las muestras Jal3 y Jal6 a

28 días de curado no parten del origen debido a la cementación del material provocada por la adición del CaO y a su maduración en el tiempo, este comportamiento se puede presentar en suelos cementados y en algunos suelos naturales preconsolidados. Estos valores varían de 0 kPa para las muestras JalN y Jal3 a 14 días de curado, hasta 16.8 kPa para la muestra Jal3 a 28 días de curado y disminuye a 8.5 kPa en la muestra Jal6 a 28d de curado.

Tabla 5.13. Comparativa de los resultados obtenidos de la prueba CU de las muestras JalN, Jal3 y Jal6 sometidas a diferentes esfuerzos de confinamiento

Muestra	Diagrama p'-q		Región de Mohr	
	C' (kPa)	$\Phi'$ (°)	C' (kPa)	$\Phi'$ (°)
JalN	0	36.65	0.12	37.8
Jal3 a 14 días de curado	0	37.22	0	39.5
Jal3 a 28 días de curado	16.87	38.22	16.53	38.4
Jal6 a 28 días de curado	8.53	39.02	7.15	39.9



## CONCLUSIONES

Se estudiaron las propiedades geotécnicas, la composición mineralógica, morfológica y química del jal proveniente de minas de mineral de hierro natural y mezclado con 3 y 6 % de CaO, obteniéndose las conclusiones que se describen a continuación.

El estudio mineralógico proporcionó un valor semicuantitativo de los componentes del jal natural, se comprobó la presencia principalmente de sulfatos y la identificación de arcillas presentes en el material, siendo la caolinita el mineral arcilloso principal. El contenido de arcilla fue del 7.7 % y con esto se cumple con el porcentaje mínimo que recomienda la NLA (7.0 %). La mineralogía de las mezclas comprobó la formación de los minerales como la etringita, taumasita y portlandita, producto de la estabilización con cal.

Con la prueba química Eades & Grim se estableció que el porcentaje mínimo que eleva el pH del material a 12.4 es del 2 %; sin embargo, para esta investigación se tomó como valor óptimo el 3 %, valor necesario para mantener un pH alto y garantizar las reacciones puzolánicas a corto y largo plazo para el material aquí estudiado. La prueba química de intercambio catiónico mostró que las mezclas no liberaran el calcio adicionado, lo que nos dice que la estabilización permanecerá aún en contacto con otros elementos intercambiables.

Las imágenes de microscopía electrónica nos permitieron cuantificar mediante EDS que la relación Ca/Si se eleva en función del porcentaje de CaO agregado, comprobando con lo anterior la presencia de la matriz cementante; por otro lado, se logró observar la morfología de las muestras a través de las imágenes SEM, identificando la presencia de minerales como la caolinita, portlandita y etringita.

De la caracterización geotécnica realizada en la muestra natural, así como en las mezclas, se hace evidente que la adición de cal en exceso contribuye a generar material más fino, quedando como cal inerte. Mediante el criterio SUCS, el jal natural se clasificó como una arena limosa SM, como se clasifica a la mayoría de los jales mineros, sin embargo, las mezclas Jal-CaO mostraron un cambio en su parte fina, clasificando a las mezclas como arena limosa-arcillosa SC-SM.

Las pruebas de resistencia a la compresión simple mostraron la evolución de la misma con el tiempo de curado y con la cantidad de cal adicionada. Estas conclusiones se contraponen con el hecho de que en la estabilización de suelos naturales con cal donde se adiciona el porcentaje óptimo se llega a una resistencia máxima, que solo evoluciona con el tiempo de curado no con el porcentaje de cal adicionada, es decir, que aun agregándole cal más allá del valor óptimo esta no favorece al incremento de la resistencia [45]. Por lo anterior, se podría hacer la hipótesis que la formación del mineral etringita le aporta cierta resistencia al jal.

Por otro lado, con las pruebas CU se observó también una evolución de la resistencia con el tiempo de curado; sin embargo, para la muestra mezclada con 6 % de CaO ensayada a 28 días de curado, el comportamiento esfuerzo-deformación y resistencias máximas son parecidas a las exhibidas por la muestra con 3 % de CaO ensayada a 14 días, por lo que se podría decir que aún con la adición de cal en exceso no se mantiene este incremento de resistencia, aunque el ángulo de fricción interna si exhibe un incremento de casi 2° medido con la trayectoria de esfuerzos. Por otra parte, el comportamiento de la muestra con 3 % de CaO ensayada a 28 días de curado exhibe una mejor respuesta a la resistencia al corte no drenado.

Como conclusión general, con los resultados aquí obtenidos se cumple el objetivo principal de esta investigación, la resistencia de los jales bajo las condiciones de formación y ensaye en el laboratorio exhiben un incremento en la resistencia al corte no drenado con la adición de cal y esta evoluciona con el tiempo; sin embargo, no podría asegurarse que el comportamiento de las mezclas aquí estudiadas sea el mismo que exhiban en el sitio, es decir, las condiciones tan complejas que se encuentran dentro del embalse como, la distribución espacial de las partículas, el contenido de agua, la mineralogía y química del jal recién depositado, las condiciones de operación del depósito, el comportamiento mecánico específico de cada zona del embalse y su dependencia con el tiempo, etc., además de que es necesario definir la forma más apropiada de mezclar la cal con el jal para lograr el efecto deseado en la estructura. Todas estas variables tendrían que ser evaluadas en conjunto para determinar la factibilidad de mejorar las condiciones estructurales de un depósito de jal con la adición de CaO.

También se recomienda estudiar el beneficio o no de la posible generación de etringita, además de determinar si la expansibilidad del material estabilizado debido a la presencia de este mineral es una variable que pudiera afectar o no la estructura general del depósito.

Se considera que los resultados aquí obtenidos son un acercamiento bastante alentador para continuar con las líneas de investigación referentes a la estabilización de jales con CaO que se depositan hidráulicamente.

Finalmente, en el Anexo C se muestran fotografías de una mezcla de Jal-CaO que se conservó de las pruebas de compactación con un tiempo de mezclado mayor a 1 año, la cual se mantuvo firme al estar sumergida en agua durante todo ese tiempo, lo que podría demostrar que las mezclas permanecen estables a largo plazo.

## REFERENCIAS

- [1] Vick, S.G., (1990). "Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams". ISBN 0-921095-12-0, BiTech. Vancouver, B.C. Canada.
- [2] Liming, H., Hui, W., Lin, Z., Pengwei, Z., Qingbo, W., (2017). "Geotechnical Properties of Mine Tailings". Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, ISSN 0899-1561.
- [3] Lottermoser, B.G., (2010). "Mine Wastes". 3<sup>rd</sup> ed. Doi 10.1007/978-3-642-12419-8\_4. Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
- [4] Wrózyńska, M., (2021). "Prediction of Postflotation Tailings Behavior in a Large Storage Facility". Minerals 2021,11,362. <https://doi.org/10.3390/min11040362>
- [5] Chen, W., Harbottle., Qingxia, L., Zhenghe, Xu., (2014). "Current state of fine mineral tailings treatment: A critical review on theory and practice". Elsevier. <https://dx.doi.org/10.1016/j.mineng.2014.01.018>
- [6] Azam, S., Li, Q. R., (2010). "Tailings dam failures: A review of the last one hundred years." Geotechnical News, 28(4), 50–53.
- [7] WISE (World Information Service on Energy)., (2015). "Chronology of major tailings dam failures." (www.wise-uranium.org/mdaf.html) (Sep. 20, 2015).
- [8] ICOLD (International Commission on Large Dams)., (2001). "Tailings dams—Risk of dangerous occurrences—Lessons learnt from past experiences." Commission Internationale des Grands Barrages, Paris.
- [9] Wels, C., Barnekow, U., Haase, M., Exner, M., Jakubick, T., (2000). "A case study on self-weight consolidation of uranium tailings". Uranium 2000 : International symposium on the process metallurgy of uranium.
- [10] T. G. Fitton, A. G. Chryss & S. N. Bhattacharya, (2006) "Tailings beach slope prediction: a new rheological method". International Journal of Mining, Reclamation and Environment, 20:3, 181-202, DOI: 10.1080/13895260500533030
- [11] Cherian, C., Arnepalli, D. N., (2015) "A critical Appraisal of the Role of Clay Mineralogy in Lime Stabilization". International Journal of Geosynth and Ground Engineering. DOI: 10.1007/s40891-015-0009-3

- [12] Grim, R., (1962). "Applied Clay Mineralogy". McGraw-Hill Book Company, INC.
- [13] Servicio Geológico de los Estados Unidos. <https://pubs.usgs.gov/info/diffraction/>
- [14] Barati, S., Tabatabaie, P., Samani, N., Asadi, S., (2020). "Stabilization of iron ore tailings with cement and bentonite: a case of study on Golgohar mine". Springer-Verlag GmbH Germany, part of Springer Nature.
- [15] Flenger S.L., Heckman J.W., and Klomparens K.L., (1993). "Scanning and transmission electron microscopy and introduction", W. H. Freeman and Company, New York.
- [16] Meléndez, C., Camacho, D., (2009). "Espectometría de Fluorescencia de Rayos X". Facultad de Ciencias Químicas/Universidad Autónoma de Chihuahua.
- [17] Chapman, H.D., (1965). "Cation-Exchange Capacity". University of California, Riverside.
- [18] Ishihara, K., Okada, S., (1978). "Effects of Stress History on Cyclic Behavior of Sand". Soils and Foundation. Vol.18 No.4.
- [19] Aparna, V., Ashutosh, G., Shivam, M., Sudhanshu, S., Shubham, K.V., (2019). "Liquefaction Susceptibility: A Review". International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology.
- [20] Boulanger, R., Idriss, I.M., (2006). "Liquefaction Susceptibility Criteria for Silts and Clays". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE.
- [21] Bray, J. D., Sancio, R. B., Riemer, M. F., and Durgunoglu, T., (2004b). "Liquefaction susceptibility of fine-grained soils." Proc., 11th Int. Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering and 3rd Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, D. Doolin et al., eds., Stallion Press, Singapore, 655–662.
- [22] Seed, H. B., and Idriss, I. M., (1982). "Ground motions and soil liquefaction during earthquakes". Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California.
- [23] Seed, H. B., (2003). "Recent advances in soil liquefaction engineering: A unified and consistent framework." Keynote presentation, 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Long Beach, California.

- [24] Wang, W. S., (1979). "Some findings in soil liquefaction". Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute, Beijing.
- [25] Das, B.M., (2019). "Advanced Soils Mechanics". Book Fifth Edition. ISBN: 13: 978-0-8153-7913-3 (Hardback).
- [26] Lambe, T.W., Whitman, R.V., (2004). "Mecánica de Suelos". Limusa. Noriega editores.
- [27] Knappett, J.A., Craig, R.F., (2012). "Craig's Soil Mechanics". Spon Press. Eighth Edition.
- [28] Ishihara, K., (1993). "Liquefaction and flow failure during earthquakes." *Geotechnique*, 43-3, 351–415.
- [30] Ovando, E., Segovia, J., (1996). "Licuación de arenas. Editorial TGC. México, D.F
- [31] De Castro, L.A., Cordeiro, G., Castro, J., Fiorotti, R., (2016). "Using Iron Ore Tailings from Tailing Dams Of Road Material". DOI: 10.1061/ (ASCE)MT.1943-5533.0001613
- [32] Manjunatha, L.S., Sunil, B.M., (2013). "Stabilization/Solidification Of Iron Ore Mine Tailings Using Cement, Lime and Fly Ash". INJRET.
- [33] "La Cal: Sumidero Natural de Carbono". European Lime Association.
- [34] Ojuri, O.O., Adavi, A.A., Oluwatuyi, O.E., (2017). "Geotechnical and environmental evaluation of lime–cement stabilized soil–mine tailing mixtures for highway construction". Elsevier. *Transportation Geotechnics* 10 (2017) 1-12.
- [35] Hossein, M., Mohamed, A.M.O., Hassani, F.P., Elbadri, H., (1999)." Ettringite Formation in Lime-Remediated Mine Tailings: II Experimental study". *Rock Mechanics Technical Paper*.
- [36] Desogus, P., Manca, P.P., Orrú, G., Zucca, A., (2013). "Stabilization–solidification treatment of mine tailings using Portland cement, potassium dihydrogen phosphate and ferric chloride hexahydrate". Elsevier. *Minerals Engineering* 45(2013) 47-54.
- [37] "Lime Stabilization & Lime Modification". Lime-Treated Soil Construction Manual. National Lime Association. January 2004.

- [38] Taylor, H.F.W., (1993). "Nanostructure of C-S-H: Current Status". Elsevier. ISSN 1065-7355/93.
- [39] Wilson, M.J., Wilson, L. Patey, I., (2014). "The Influence of Individual Clay Minerals on Formation Damage of Reservoir Sandstones: A Critical Review with some New Insights". The Mineralogical Society. Clay Minerals, (2014) 49,147-164.
- [40] Pesce, C., Pesce, G.L., Molinari, M., Richardson, A., (2020). "Effects of Organic Additives on Calcium Hydroxide Crystallisation during lime Slaking". Elsevier. Cement and Concrete Research 139)2021 106254.
- [41] "Revista Oficial de la Cámara Minera de México". CAMIMEX. octubre-diciembre 2019 Vol. XVIII, No.4.
- [42] Candelaria, J., Bernal, M., Flores, O., Guzman, A. Hernandez, S., (2018). "Determinación de Límites de Consistencia en Jales usando Conos Penetrantes". SMIG. Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica.
- [43] Reid, D., Fanni, R., (2020). "A comparison of intact and reconstituted samples of a silt tailings". Geotechnique 72, No.2, 176-188.
- [44] Das, B.M., (2011). "Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones". Séptima Edición.
- [45] Amaya, M.E., (2017). "Estabilización de Suelos Superficiales del NAICM con Óxido de Calcio". Tesis de para obtener el grado de maestro en Ingeniería. UNAM.
- [46] Budhu, M., (2010). "Soil Mechanics and Foundations". John Wiley&Sons, INC. Third Edition.
- [47] Arredondo, U.B., (2020). "Comportamiento esfuerzo-deformación en ensayos triaxiales tipo CU de muestras de Jales Inalteradas y Reconstituidas". Tesis para obtener el grado de licenciatura en Ingeniería Civil. UNAM.
- [48] Eades, J.L., Grim, R.E., (1966). "A quick Test Determine Lime Requirements For Lime Stabilization". Paper sponsored by Committee on Lime and Lime-Fly Ash Stabilization and presented at the 45<sup>th</sup> Annual Meeting.
- [49] Flores, O., (1996). "Propiedades Dinámicas de Jales". Tesis de para obtener el grado de maestro en Ingeniería. UNAM.

[50] Orozco, R.V., (2010). “La Ingeniería Geotécnica en las Presas de Jales Mexicanas”. RVO y Cía. XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Acapulco, Guerrero, México, 2010.

[51] Silva, L.H., Alcantara, E., Park, E., Galante, R., Nina, Y., Bernardo, N., Goncalves, S.T., Souza, R.C., (2020). “The 2019 Brumadinho tailings dam collapse: possible cause and impacts of the worst human and environmental disaster in Brazil”. Elsevier. Int J Appl Earth Obs Geoinformation.

[52] Yunxin (Jason) Qiu, Sege D.C., (2001). “Laboratory Properties of Mine Tailings”. DOI: 10.1139/cgj-38-1-183.

[53] Besoin, E., (1985). “Mineralogía de Arcillas de Suelos”. Instituto Interamericano de cooperación para la Agricultura. San José Costarica. pág. 336-340.

[54] Apuntes de clase de Comportamiento de los Suelos, titular Dr. Rigoberto Rivera Constantino, semestre 2021-2.



# **ANEXOS**

**ANEXO A: DIFRACTOGRAMAS DE LAS MUESTRAS JALN, JAL3  
Y JAL6**

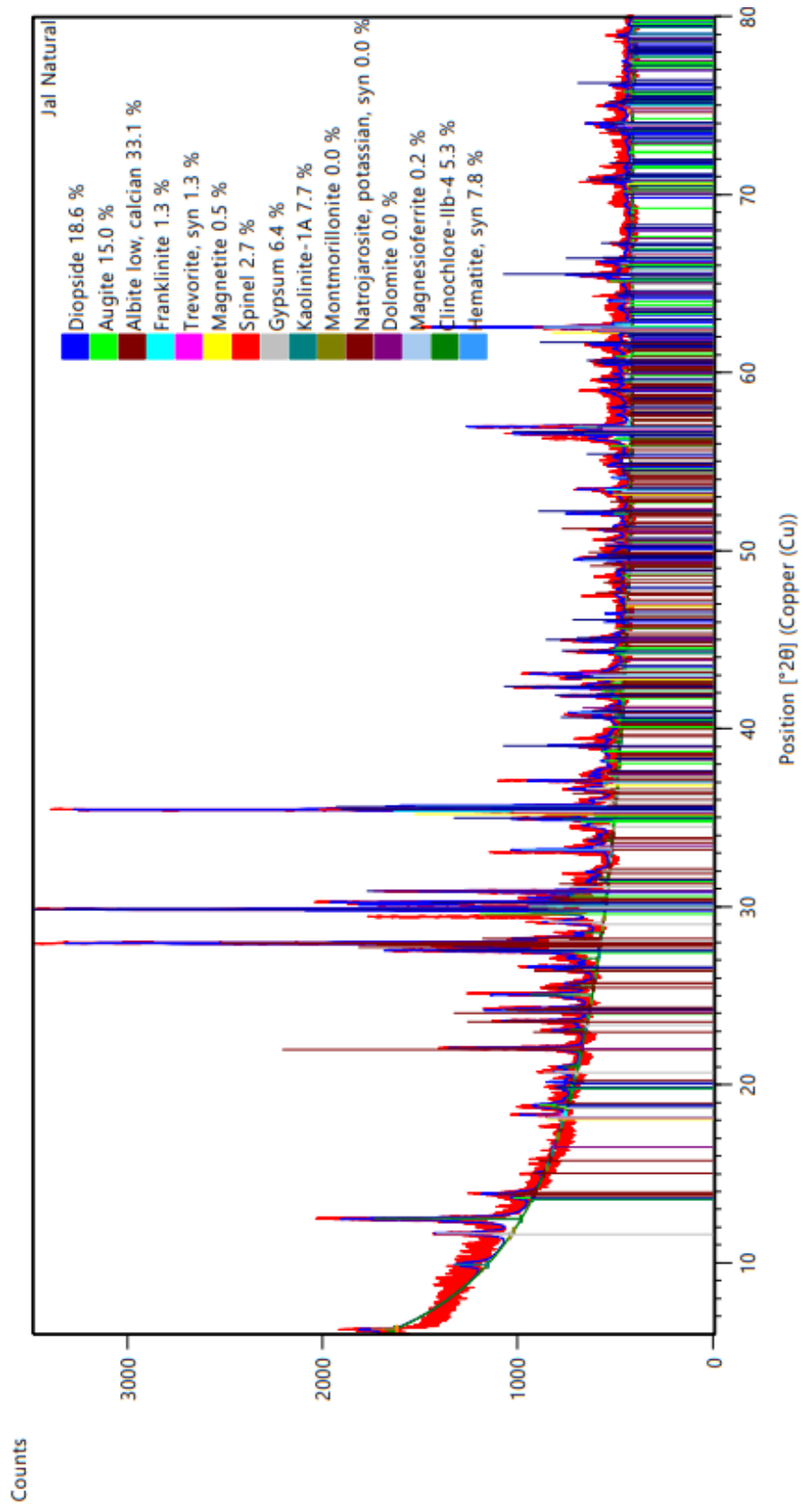


Figura A 1. Difractograma de la muestra JalN

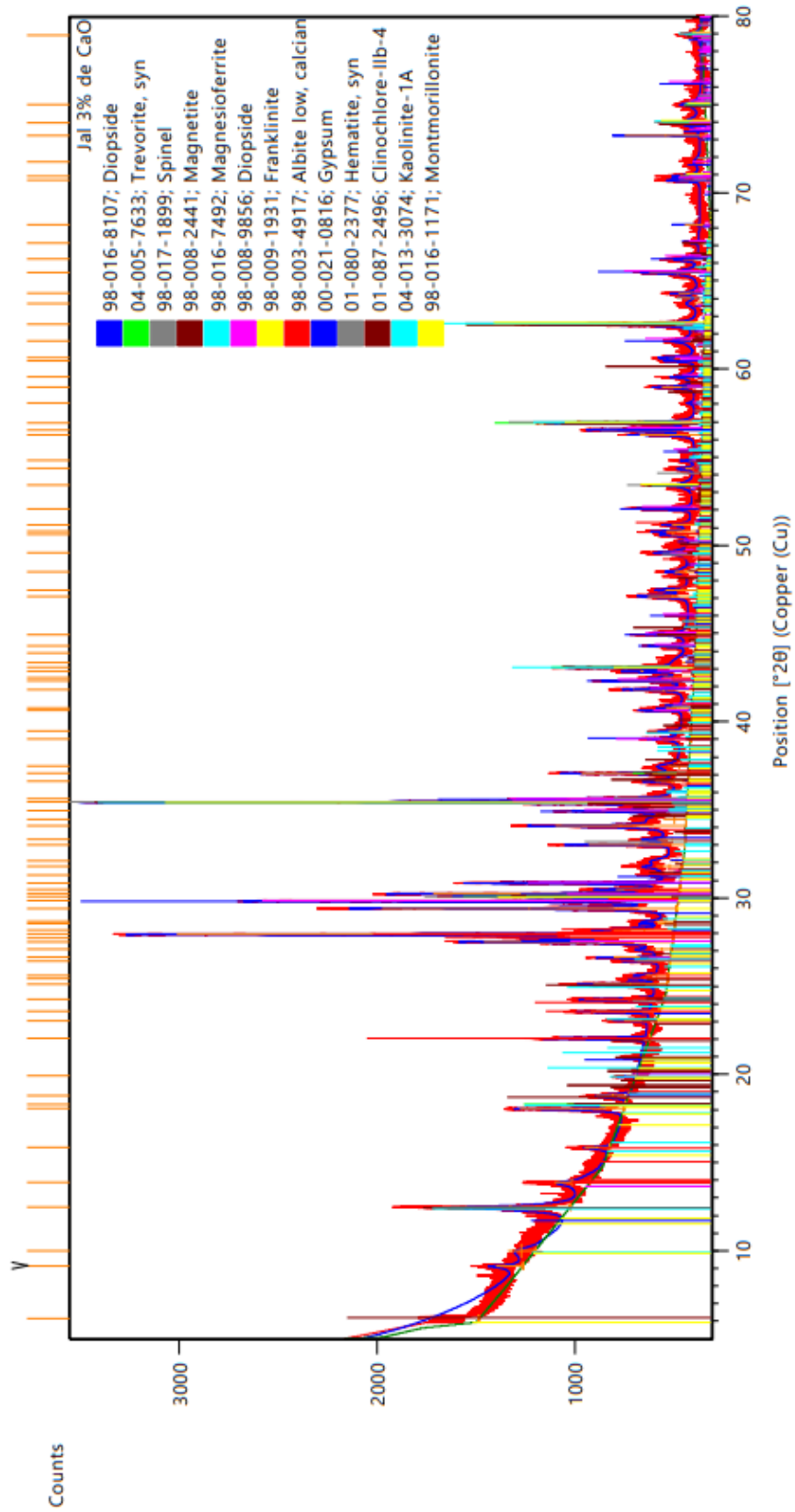


Figura A 2. Difractograma de la muestra Jal3



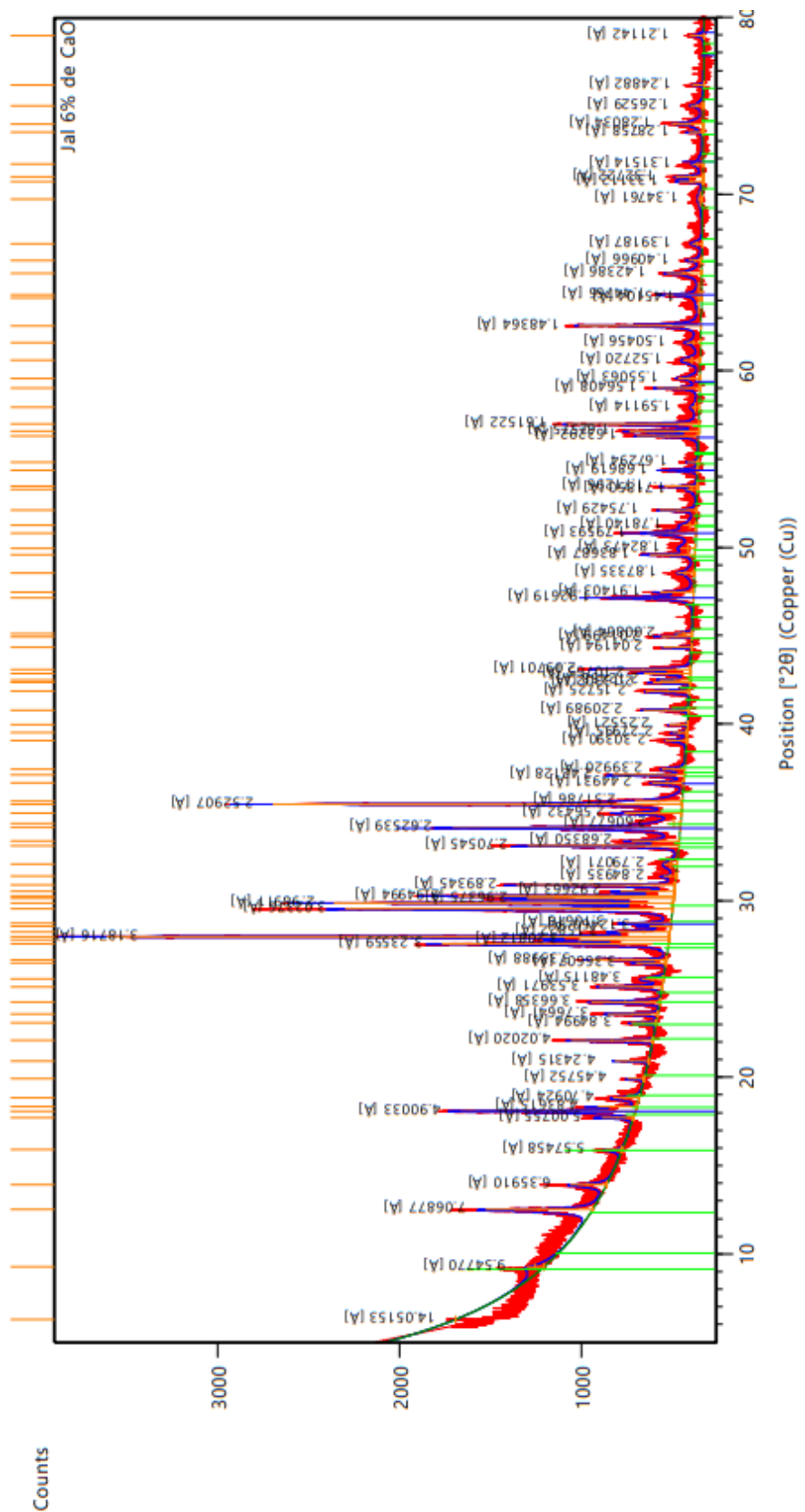


Figura A 4. Difractograma de la muestra Jal6

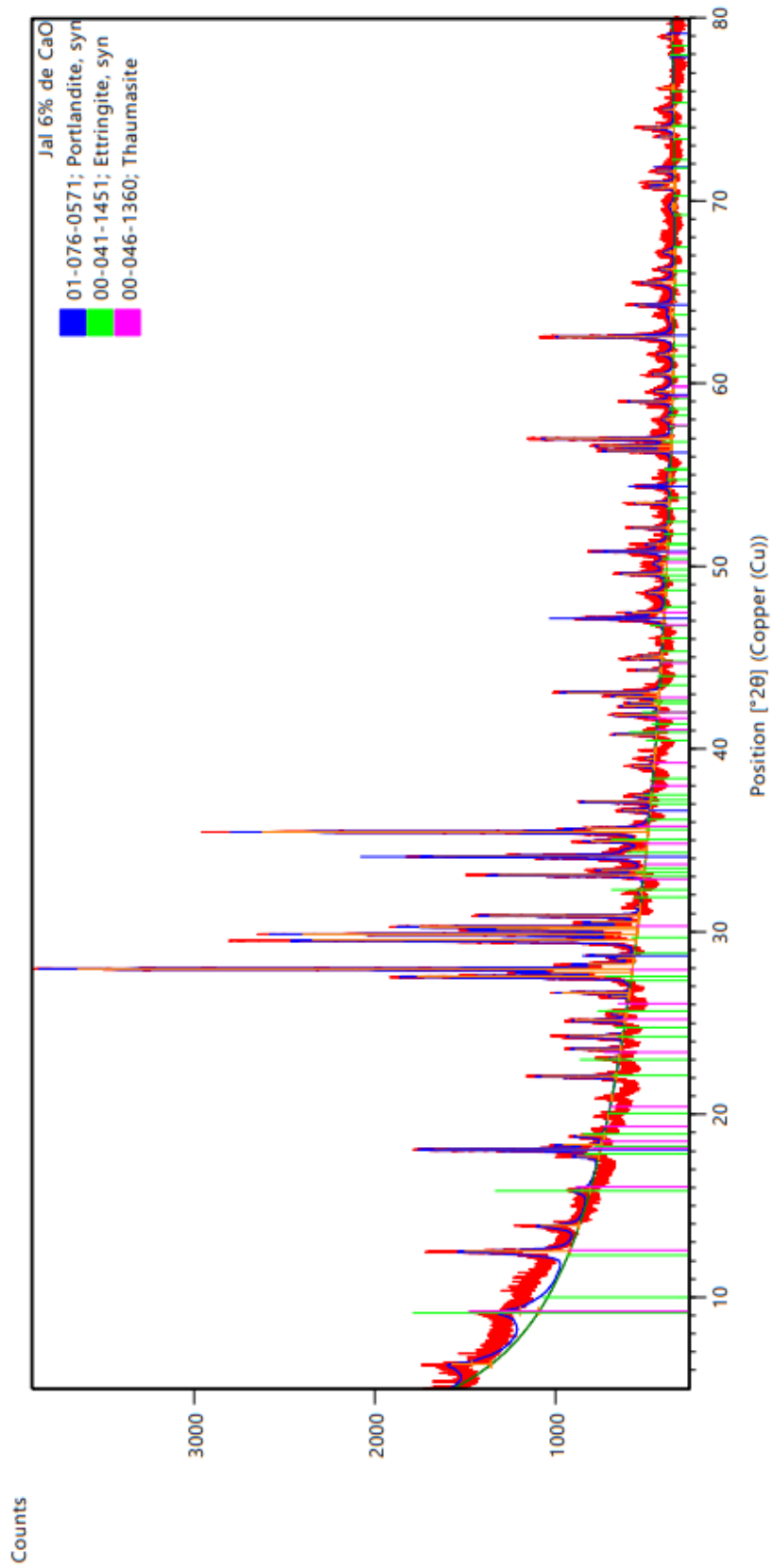


Figura A 5. Difractograma de la muestra Jal6, presencia de portlandita y sulfatos

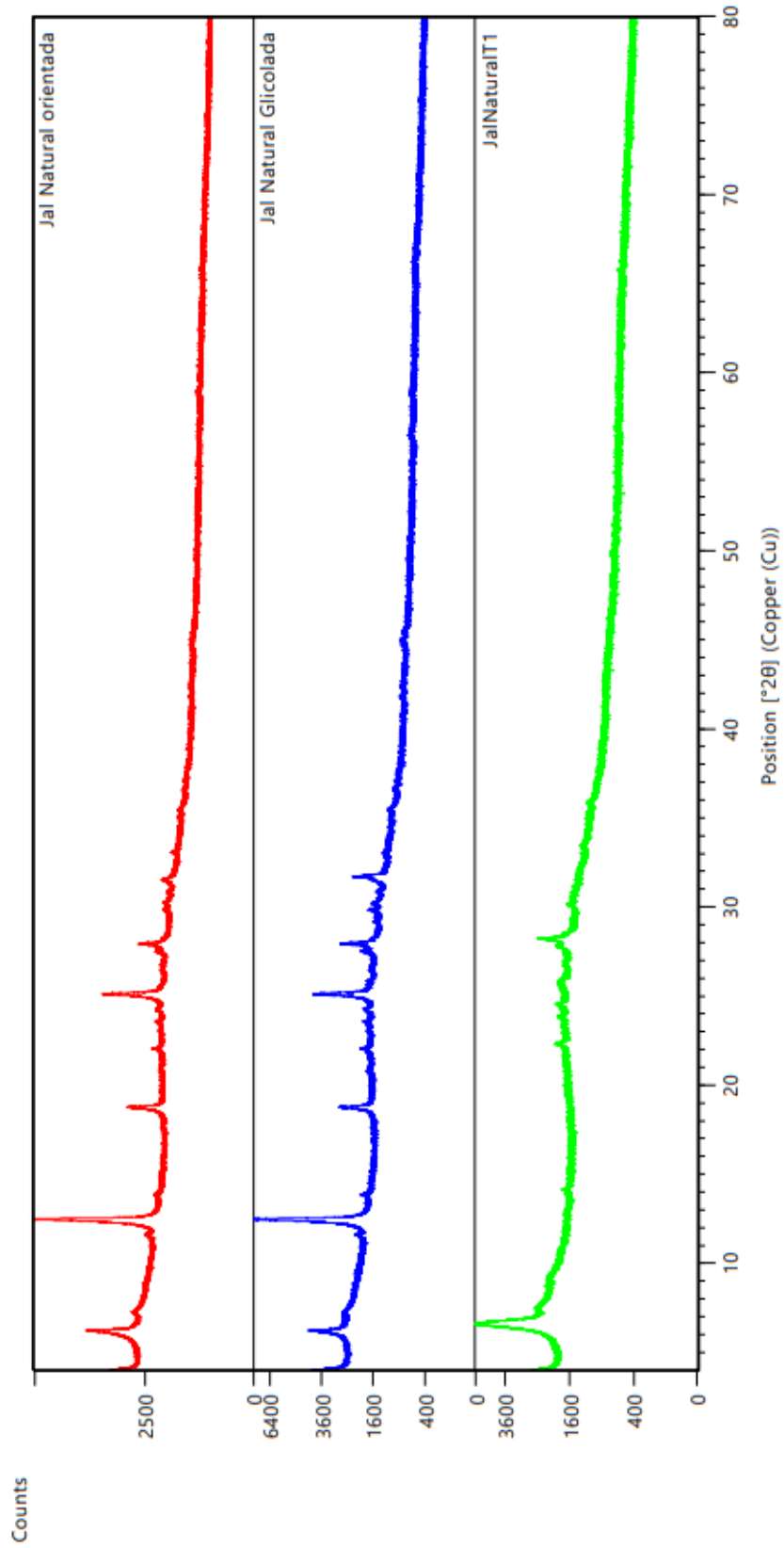
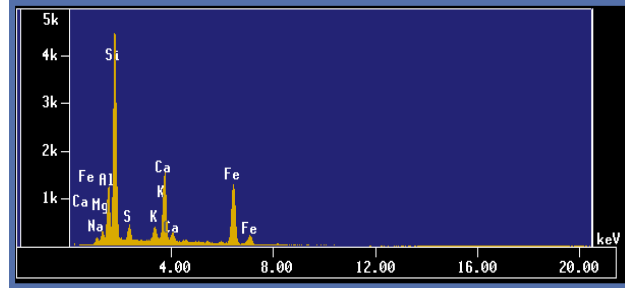
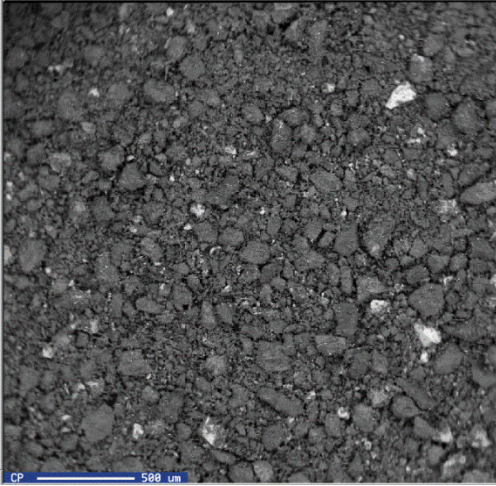


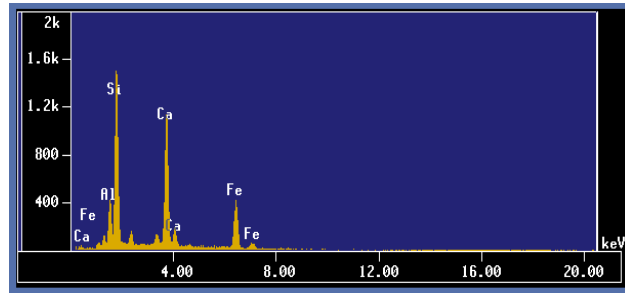
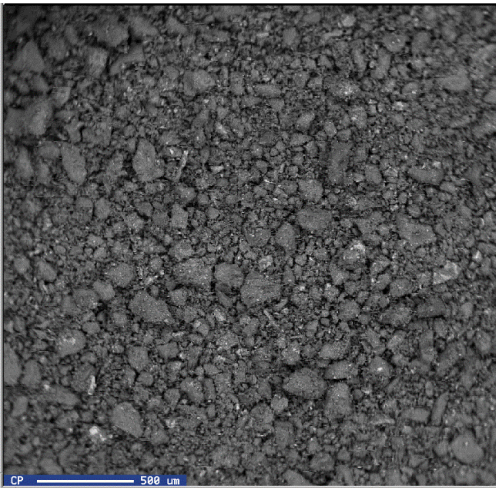
Figura A 6. Identificación de arcillas de la muestra JaiN



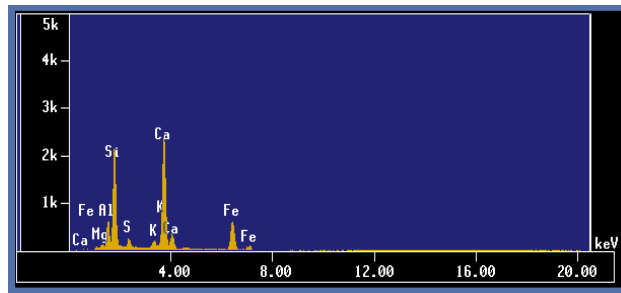
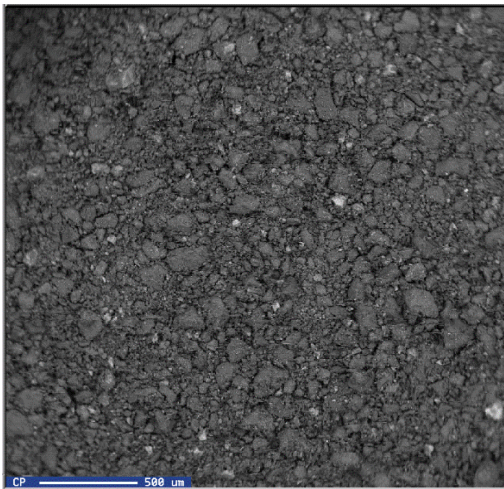
## ANEXO B: IMAGENES DE MICROSONDA CON EDS



(a) JaIN



(b) JaI3



(c) JaI6

Figura B 1. Imágenes obtenidas de la Microsonda con EDS en muestra total de JaIN, JaI3 y JaI6

## ANEXO C: RESULTADOS DE LABORATORIO

Tabla C 1. Resultados de la prueba de densidad de sólidos de las muestras JalN

Ensaye No.	Matraz No.	Peso matraz + agua + suelo (g)	T (°C)	Tara No.	Peso matraz + agua a T °C (g)	Peso de cápsula (g)	Peso suelo seco + cápsula (g)	Ws (g)	Vs (cm <sup>3</sup> )	Densidad Sólidos (Gs) (-)
1	4	726.0	19.4	33.0	682.5	156.1	220.0	63.9	20.4	3.14
2	6	702.0	19.4	30.0	659.6	181.0	243.7	62.7	20.3	3.09

Tabla C 2. Resultados de la prueba de densidad de sólidos de las muestras Jal3

Ensaye No.	Matraz No.	Peso matraz + agua + suelo (g)	T (°C)	Tara No.	Peso matraz + agua a T °C (g)	Peso de cápsula (g)	Peso suelo seco + cápsula (g)	Ws (g)	Vs (cm <sup>3</sup> )	Densidad Sólidos (Gs) (-)
1	2	717.0	18.5	MS-10	659.5	160.8	246.3	85.5	27.95	3.06
2	3	721.9	18.4	1P	664.9	133.8	218.4	84.6	27.60	3.07

Tabla C 3. Resultados de la prueba de densidad de sólidos de las muestras Jal6

Ensaye No.	Matraz No.	Peso matraz + agua + suelo (g)	T (°C)	Tara No.	Peso matraz + agua a T °C (g)	Peso de cápsula (g)	Peso suelo seco + cápsula (g)	Ws (g)	Vs (cm <sup>3</sup> )	Densidad Sólidos (Gs) (-)
1	5	718.7	18.8	33.0	663.9	156.2	237.6	81.4	26.60	3.06
2	6	713.9	18.6	36.0	659.8	210.8	291.8	81.0	26.90	3.01

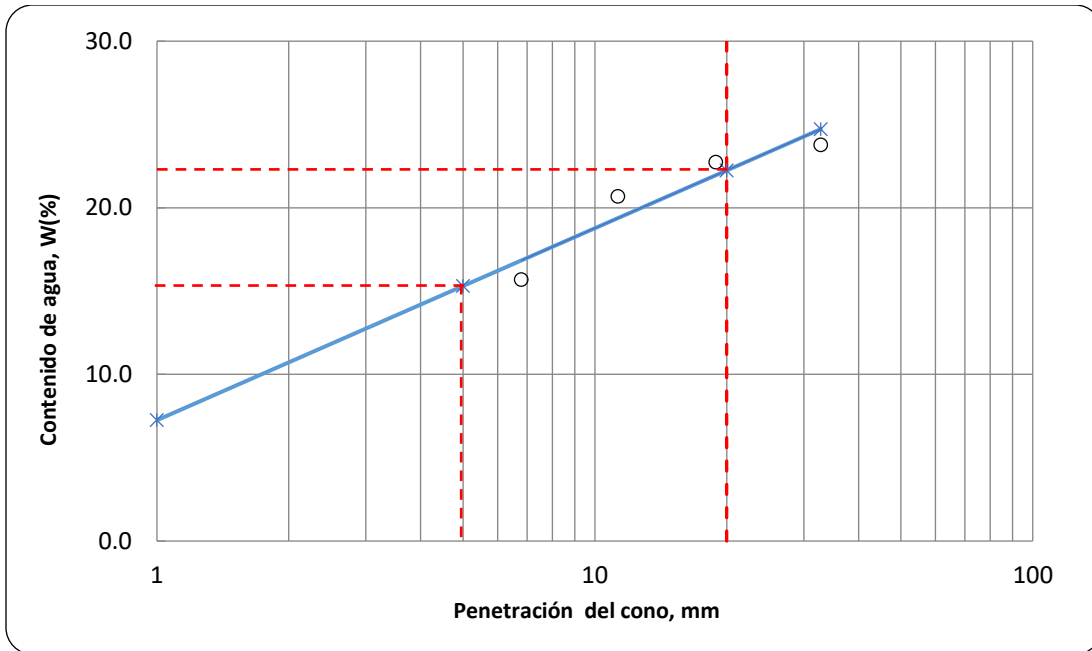


Figura C 1. Determinación de los límites de consistencia de la muestra Jal3 a 14 días de curado.

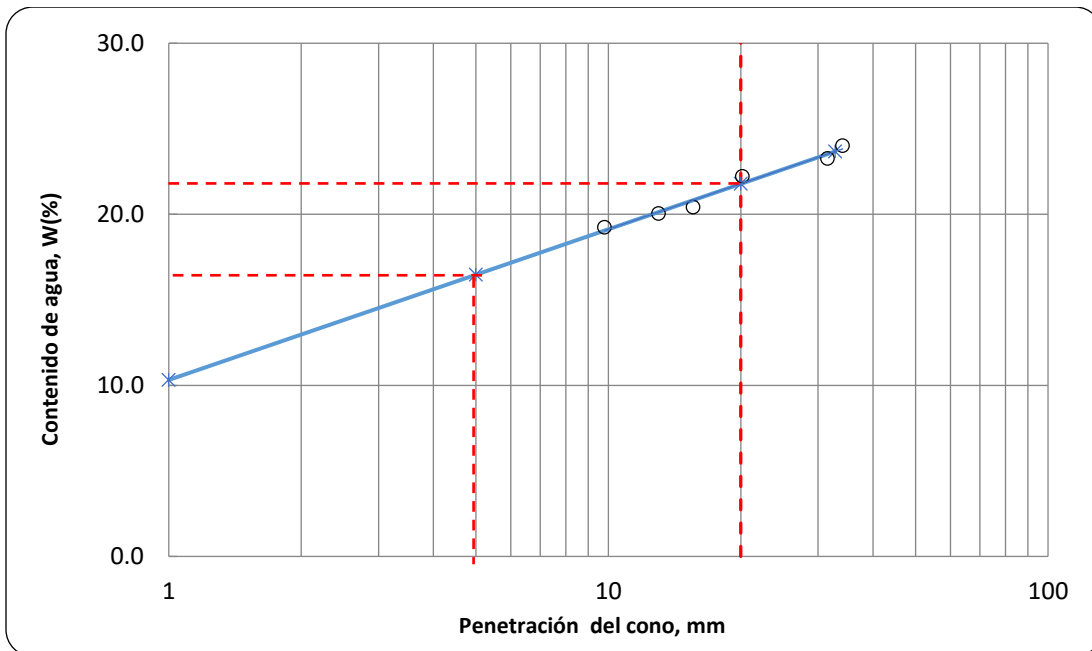


Figura C 2. Determinación de los límites de consistencia de la muestra Jal3 a 28 días de curado.

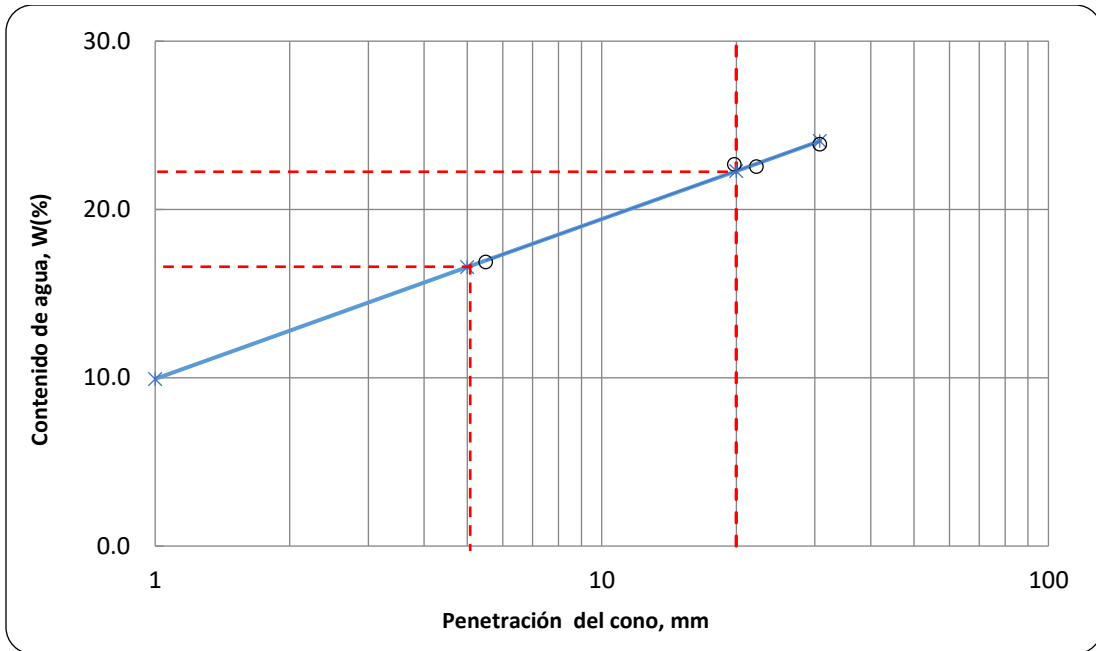


Figura C 3. Determinación de los límites de consistencia de la muestra Ja16 a 14 días de curado.

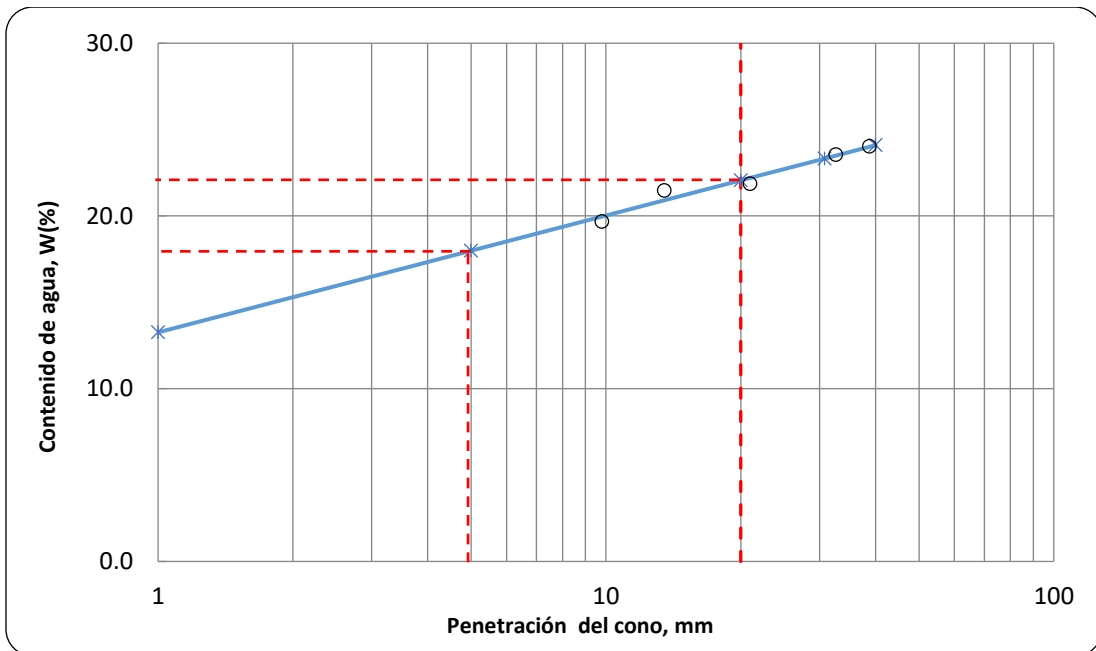


Figura C 4. Determinación de los límites de consistencia de la muestra Ja16 a 28 días de curado.

Tabla C 4. Parámetros de compactación de la muestra Ja1N con una masa de 2.0 kg.

	Unidad	1	2	3	4	5	6
Conrenido de agua (w%)	%	8.1	10.4	12.3	13.4	15.9	16.9
Peso específico seco; $\gamma_d$ :	kN/m <sup>3</sup>	14.8	14.5	14.7	14.8	14.9	15.5
Relación de vacíos (e):	-	1.04	1.10	1.06	1.05	1.04	0.95

Tabla C 5. Parámetros de compactación de la muestra JaIN con una masa de 2.5 kg.

	Unidad	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Conrenido de agua (w%)	%	0.5	8.3	10.0	10.7	11.9	12.8	14.1	15.9	17.7	17.2
Peso específico seco; $\gamma_d$ :	kN/m <sup>3</sup>	18.5	15.5	15.4	15.6	15.8	15.9	16.1	16.4	17.1	18.7
Relación de vacíos (e):	-	0.63	0.95	0.97	0.94	0.92	0.91	0.88	0.85	0.77	0.62

Tabla C 6. Parámetros de compactación de la muestra JaIN con una masa de 7.5 kg

	Unidad	1	2	3	4	5
Conrenido de agua (w%)	%	0.3	3.3	9.9	13.9	16.6
Peso específico seco; $\gamma_d$ :	kN/m <sup>3</sup>	19.0	17.2	16.8	17.3	18.9
Relación de vacíos (e):	-	0.60	0.76	0.80	0.75	0.60

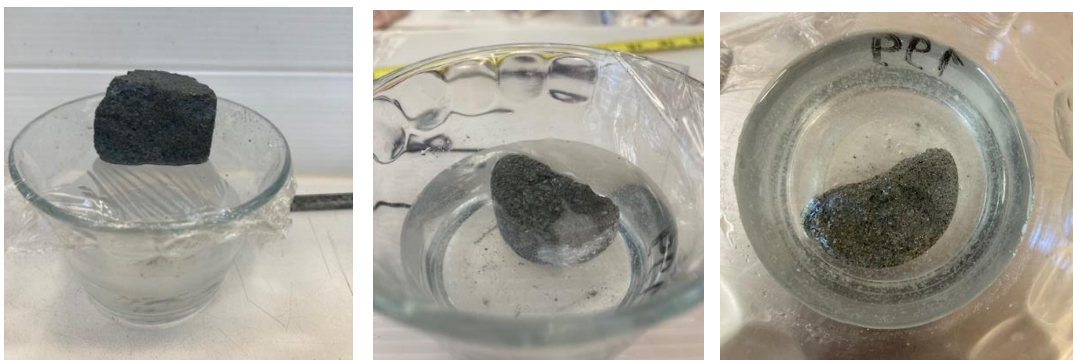


Figura C 5. Muestras de JaI-CaO con casi un año de mezclado