

01149



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
FACULTAD DE INGENIERIA

## ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE RESIDUOS MINEROS A PARTIR DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES

### T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE  
MAESTRA EN INGENIERÍA  
(GEOTECNIA)

P R E S E N T A :  
ING. ISELA ESPINOZA LÓPEZ



DIRECTOR DE TESIS:  
DRA. EFRAÍN OVANDO SHELLEY

CIUDAD UNIVERSITARIA, MEXICO, D.F. MARZO 2005

m. 344705



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.

## Dedicatoria

A mis papas: Enríqueta y Mauro

A mis hermanos: Delia, Héctor y Elsa

A mis sobrinos: Miroslava Giselle y José Antonio

A mis cuñados: Antonio y Alejandro

A Juan Ramón.

A mis amigos activistas y a otros buenos amigos.

Al Ing. Aquiles Córdova Morán

Gracias a todos.

## AGRADACEMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México.

Al Dr. Efraín Ovando Shelley por su dirección y apoyo en mi trabajo de investigación.

Al Instituto de Ingeniería, UNAM y especialmente al M.I. Osvaldo Flores Castrellón por la aportación de los estudios experimentales motivo este trabajo.

Al M.I. Ismael Rodríguez Vázquez, por la aportación de un estudio experimental que se estudia en este trabajo.

A mis compañeros de generación.

---

<b>1.</b>	<b>INTRODUCCIÓN.</b>	<b>1</b>
<b>2.</b>	<b>COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS GRANULARES.</b>	<b>5</b>
2.1	Aspectos generales del comportamiento de suelos granulares.	5
2.2	Conceptos básicos del comportamiento de suelos granulares.	7
2.3	Descripción del comportamiento.	8
2.4	Criterio de estado.	13
2.5	Línea de estado estable.	21
2.6	Diagramas de estado.	23
2.7	Comportamiento bajo carga cíclica.	30
<b>3.</b>	<b>COMPORTAMIENTO DE RESIDUOS MINEROS (JALES).</b>	<b>33</b>
3.1	Origen y descripción de los jales.	33
3.2	Deposición de los jales.	34
3.3	Propiedades de los jales.	35
3.4	Licuación de los residuos mineros.	39
<b>4.</b>	<b>PRESENTACIÓN DE RESULTADOS DETERMINADOS A PARTIR DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES EN RESIDUOS MINEROS DE DIFERENTE PROCEDENCIA.</b>	<b>52</b>
4.1	Descripción del material ensayado.	52
4.2	Formación de probetas.	56
4.3	Comportamiento mecánico de los residuos mineros.	57
4.3.1	Ensayos estáticos.	57
4.3.2	Exposición de resultados.	59



<b>5.</b>	<b>ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.</b>	<b>90</b>
5.1	Comportamiento mecánico de residuos mineros de diferente procedencia.	90
5.2	Análisis del comportamiento mecánico de diferentes grupos de residuos mineros.	112
5.2.1	Grupo 1. Residuos mineros mal graduados con contenido alto de finos.	112
5.2.2	Grupo 2. Residuos mineros mal graduados con pequeñas cantidades de finos y sin finos.	120
5.2.3	Grupo 3. Residuos mineros bien graduados con contenido de finos bajo a nulo.	128
5.3	Análisis detallado del comportamiento mecánico de residuos mineros procedentes de San Luis Potosí.	137
<b>6.</b>	<b>CONCLUSIONES.</b>	<b>149</b>
<b>7.</b>	<b>REFERENCIAS.</b>	<b>155</b>

---

## 1. INTRODUCCIÓN

Los jales mineros son los residuos que se obtienen a partir de los procesos de molienda en la industria minera. La disposición final de los residuos generados por la explotación minera está directamente involucrada con el medio ambiente. En la mayoría de las minas no está documentada la cantidad de material removido en las vetas de yacimientos explotados. Sin embargo, se puede dar una idea de la magnitud de los volúmenes desechados, ya que actualmente existen minas en las que para extraer 10 g de oro o de plata, se generan cinco toneladas de sólidos y líquidos de desperdicio (Ramos-Arroyo et al., 2004).

La operación de las minas produce varios tipos de desperdicios, entre los cuales los jales (residuos mineros con tamaño similar al de las arenas y finos), a menudo son la causa de la mayoría de los problemas, particularmente desde el punto de vista geotécnico.

El comportamiento de los residuos mineros depende en gran parte de la manera en que éstos se depositan. En la mayoría de los casos, estos residuos se depositan sobre la superficie en forma de lodo, dando lugar a depósitos importantes de material, donde posteriormente se consolidan.

La explotación minera es una actividad económica importante en varias partes del mundo. En México, la explotación minera empezó a operar en algunas ciudades de Guanajuato desde el año 1548 removiendo menas de manera somera y en 1726, ya con el uso de la dinamita permitió la explotación de cuerpos profundos, pero desde esa época y hasta hace relativamente poco, el manejo de los residuos mineros, su diseño, construcción y operación se basó en el empirismo y en las costumbres. Es cierto que se han tenido avances en este campo; sin embargo no como se requiere.

La Ingeniería Geotécnica ha desempeñado un papel importante en el avance del manejo de los residuos mineros, pero es necesario impulsar y poner en práctica los nuevos conocimientos y técnicas, tanto en nuestro país como en el extranjero.

Un aspecto que no debe perderse de vista es que la confiabilidad de las presas y depósitos de jales es de la más bajas entre las estructuras de tierra y el riesgo que se toma puede resultar excesivo. En los últimos años varias presas de residuos mineros han fallado. En la literatura sobre el tema abunda la descripción de casos donde la licuación de los residuos mineros por efectos sísmicos ha producido daños materiales de gran cuantía y causado pérdidas de vidas. También se han documentado casos de licuación bajo condiciones de carga estática, los cuales han ocurrido en presas de nuestro país.

Por tal motivo, actualmente el Ingeniero Geotecnista se interesa y ve la necesidad de realizar estudios completos y detallados con la finalidad de garantizar la estabilidad de las presas de residuos mineros, teniendo presente el cuidado y preservación del medio ambiente. Además se hace énfasis en la necesidad de evaluar el riesgo, considerado como una función de los peligros a los que están expuestos los depósitos y presas de residuos mineros, de su vulnerabilidad y de su costo, no solo económico o de reposición, sino también su costo social.

Por consiguiente para proceder de manera adecuada en la planeación del presente estudio en el cual se analiza el comportamiento mecánico de residuos mineros a partir de estudios experimentales, es necesario considerar los aspectos y factores que permitan definir adecuadamente el comportamiento, con los objetivos y alcances que a continuación se indican:

### **1.1 Objetivos.**

El objetivo general de este trabajo es estudiar el comportamiento de los residuos mineros a partir de los resultados experimentales de cinco investigaciones realizadas en material procedente de lugares distintos y con base en las teorías plasmadas en la bibliografía existente, se pretenden realizar las comparaciones pertinentes de los parámetros de comportamiento con el propósito de definir el comportamiento característico de este tipo de suelo, el cual se ensayó en laboratorio en condiciones no drenadas bajo condiciones de carga estática.

Otros objetivos importantes en esta investigación son:

- Comparar el comportamiento esfuerzo-deformación y de estado estable en los residuos mineros que se estudian en este trabajo y realizar un análisis que enfatice la relación de vacíos, el esfuerzo efectivo de consolidación y la cantidad de finos que incluyen los residuos.
- Determinar si es posible emplear algunos criterios que permitan definir de manera conjunta el comportamiento bajo carga estática de los residuos mineros que se estudian en el presente trabajo.
- Observar y analizar el comportamiento bajo carga estática en grupos de residuos mineros formados a partir de su distribución granulométrica y de la cantidad de material fino que incluyen.
- Analizar detalladamente el comportamiento bajo carga estática de los residuos mineros procedentes de San Luis Potosí y destacar algunos aspectos referentes a la resistencia que exhiben estos materiales.

## 1.2 Alcances.

Para cumplir con los objetivos planteados, se pretende lograr los siguientes alcances:

- Presentar el estado del arte en materia de comportamiento de los suelos granulares, donde se establecen los conceptos básicos que son la pauta para entender el comportamiento de los residuos mineros.
- Presentar el estado del arte referente al comportamiento de los residuos mineros, para revisar los factores más importantes que definen el comportamiento mecánico de los residuos mineros.
- Analizar los resultados de las diferentes pruebas realizadas en cinco estudios experimentales y definir el comportamiento esfuerzo-deformación y de estado estable de los residuos mineros.
- Realizar un análisis detallado del comportamiento estático de los residuos mineros, revisando las principales variables que influyen en su comportamiento, haciendo énfasis en el contenido de finos.
- Comparar el comportamiento estático de grupos de residuos mineros de procedencia distinta con base en los resultados de ensayos realizados en residuos que presentan similitud en las propiedades relevantes.
- Analizar detalladamente el comportamiento de los residuos mineros procedentes de San Luis Potosí, los cuales contienen diferentes cantidades de finos no plásticos, especialmente considerando los parámetros de resistencia.

Para lograr los objetivos y alcances que se plantean en este trabajo, se desarrollará lo siguiente:

- En el segundo capítulo, se presentan los conceptos básicos que definen el comportamiento de los suelos granulares, se enfoca principalmente al comportamiento de las arenas, ya que los residuos mineros generalmente se clasifican en el rango de arenas finas y arenas limosas, por lo cual es importante entender la esencia del comportamiento de este tipo de suelo.
- En el tercer capítulo, se presenta el estado del arte referente al comportamiento de los residuos mineros, donde se describe el origen, la deposición y los factores más importantes que influyen en el comportamiento mecánico de este material. Además se presentan algunas aportaciones relevantes que han ayudado a desarrollar el conocimiento del comportamiento de éste tipo de suelo, destacando algunas de las variables más importantes que se deben de tomar en cuenta.
- En el cuarto capítulo, se revisan los resultados de los cinco estudios experimentales que se desarrollaron en el laboratorio de Geotecnia del Instituto de Ingeniería de la UNAM (realizados por los ingenieros M. I. Osvaldo Flores Castrellón e Ing. Ismael Rodríguez Vázquez). Se elabora una síntesis con los resultados de cada material ensayado, especificando el número y tipo de ensaye efectuado. Además se resume el comportamiento esfuerzo-deformación y de estado estable en los residuos mineros precedentes de las distintas unidades mineras.
- En el quinto capítulo, se realiza el análisis de resultados de los residuos mineros, a partir de ensayos consolidados no drenados realizados bajo condiciones de carga estática, con el propósito de lograr definir de manera cuantitativa y cualitativa el comportamiento mecánico del conjunto de residuos mineros. Se analizan los principales aspectos que definen su comportamiento, especialmente su comportamiento esfuerzo-deformación y de estado estable, enfatizando las condiciones de estabilidad e inestabilidad que presentan los residuos procedentes de las diferentes unidades mineras. También se analizan por separado los residuos mineros procedentes de San Luis Potosí, con la finalidad de observar detalladamente algunos aspectos que definen su comportamiento, especialmente su resistencia.
- En el capítulo sexto, se presentan las conclusiones y recomendaciones más relevantes que se derivan del desarrollo de este trabajo.

## 2. COMPORTAMIENTO DE SUELOS GRANULARES.

### 2.1 Aspectos generales del comportamiento de suelos granulares.

El estudio del comportamiento de los suelos granulares es un tema importante para el campo de investigación de la ingeniería geotécnica; razón por la cual en años recientes se ha profundizado más su comprensión. Sin embargo, la interpretación del comportamiento de los suelos granulares finos, todavía se discute y faltan algunos aspectos por dilucidar.

Algunos de los aspectos más característicos del comportamiento de los suelos granulares se describen a continuación.

El comportamiento mecánico de los suelos granulares está condicionado por su compacidad y por la orientación de sus partículas. En los suelos muy compactos, existen más puntos de contacto intergranular entre sus partículas sólidas, que en aquellas que constituyen a los suelos poco compactos. Cuando un suelo granular tiene todos sus espacios entre partículas totalmente llenos de agua y se encuentra bajo presión, las partículas que integran al suelo pueden estar en contacto unas con otras (figura 2.1), en este caso el suelo comunica la presión a través de los contactos y el agua entre partículas solamente estará sujeta a la presión hidrostática. Sin embargo, si el agua entre partículas esta bajo presión (además de la hidrostática); la presión del agua hacia las partículas tiende a separarlas y parte de la presión del suelo pasa al agua. Esto provoca que la presión transmitida por los contactos entre partículas disminuya. Conforme la presión de agua aumenta, la resistencia a la fricción entre partículas disminuye.

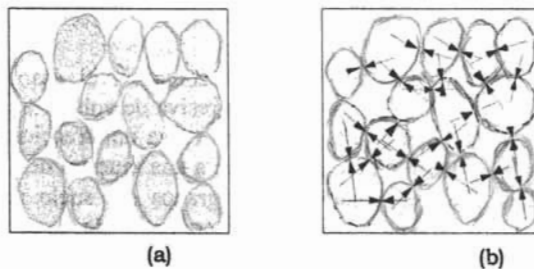


Figura 2.1

- a) Partículas o granos de suelo.  
 b) Fuerzas de contacto individual entre cada partícula.  
 Las fuerzas de contacto son grandes, cuando la presión de poro baja.

Para determinar la respuesta de un suelo granular se deben de considerar varios factores. Inicialmente es necesario conocer las características particulares del material en estudio a partir de sus propiedades índice (relación de vacíos,  $e$ ; contenido de humedad,  $w$ ; etc.). Otros factores importantes son las características específicas del material in situ (grado de confinamiento, historia de cargas, nivel de deformaciones y temperatura entre otros) y de igual manera es importante tomar en cuenta la influencia del fenómeno dinámico (Efecto de la velocidad de aplicación de carga, efecto de repetición de carga, etc.).

Para evaluar los parámetros que permiten definir el comportamiento de un suelo granular, normalmente se realizan ensayos en laboratorio empleando especímenes reconstituidos con el material en estudio mediante algún método de formación. Los ensayos triaxiales son los que se han usado comúnmente en el estudio del comportamiento de las arenas.

Las condiciones de ensayo en laboratorio tratan de reproducir las posibles condiciones de carga a las que estará sometido el material en campo. Si un suelo totalmente saturado se somete a cierta condición de carga, permitiendo drenar el agua existente entre los poros, al generarse esfuerzos cortantes en el suelo granular, éste tiende a reducir su volumen; es decir, se comprime. El nivel de compresión que experimente el suelo, depende de la densidad inicial del material (antes de aplicar carga). Entre más suelto sea el estado del suelo mayor será la compresión (contracción); si la densidad del material aumenta, la tendencia a comprimirse (contracción) será menor y presentará deformaciones pequeñas para después aumentar de volumen (dilatación). Por lo cual, a los suelos que se comprimen por el efecto de aplicación de cargas se les conoce como contractivos y los que aumentan de volumen dilatantes.

También es importante destacar que muchos de los problemas de Mecánica de suelos que se suscitan en la práctica se estudian en el campo de la ingeniería sísmica y están relacionados con materiales sueltos, predominantemente con arenas finas y suelos no cohesivos (Seed 1986).

La aplicación de carga cíclica a un suelo granular, como en el caso de suelos constituidos principalmente por arena, provoca una disminución progresiva de volumen, aún en el caso de suelos densos, los cuales se comportarían como dilatantes bajo carga unidireccional o monotónica. Es un hecho bien establecido que la aplicación de carga cíclica a una muestra de arena, seca o saturada en condiciones drenadas, ocasiona el reacomodo de los granos del suelo resultando contracción o densificación volumétrica. La contracción explica el incremento de la presión de poro en suelos sueltos saturados en condiciones no drenadas o parcialmente drenadas, lo cual reduce el esfuerzo efectivo medio a valores que provoquen fallas parciales o totales.

Los principales fenómenos susceptibles de ocurrir en los depósitos de suelos granulares bajo acción sísmica son los cambios de volumen, propiamente denotado como densificación por asentamientos y la reducción de la resistencia al esfuerzo cortante con aumento de la presión de poro (licuación).

En lo que se refiere al fenómeno de licuación en arenas, diversos grupos de investigadores de Japón, Estados Unidos de América y Canadá propiciaron un gran avance en la comprensión del fenómeno, especialmente después de los sismos de Niigata y Alaska a mediados de la década de los sesenta. El primer análisis cuantitativo para estudiar la licuación en arenas saturadas fue presentado por Seed y Lee (1968).

La licuación es un fenómeno mediante el cual una muestra de arena saturada pierde gran parte de su resistencia al esfuerzo cortante, debido a la aplicación de carga monotónica o cíclica y fluye o se comporta como un líquido hasta que los esfuerzos actuantes en la masa de suelo disminuyan a valores compatibles con la resistencia del suelo licuado, prontamente el movimiento se detiene y el suelo recupera su resistencia y estabilidad.

Los métodos de análisis numérico que actualmente se aplican con el propósito de determinar la respuesta dinámica no lineal en depósitos o estructuras de suelo durante un sismo fuerte requieren también del conocimiento de las propiedades dinámicas correspondientes, para pequeños y altos niveles de deformación angular.

## 2.2 *Conceptos básicos del comportamiento de suelos granulares.*

Desde los trabajos pioneros de A. Casagrande (1936), se han establecido los conceptos básicos que describen el comportamiento de los suelos granulares, actualmente se desarrollan y perfeccionan, con el objetivo de dar soluciones factibles a problemas de la ingeniería práctica.

A continuación se describen algunos términos que son útiles al referirse a un aspecto en particular en el comportamiento de los suelos granulares.

Las *propiedades materiales intrínsecas de una arena* se pueden definir independientemente del estado de la arena. Ejemplos son la distribución granulométrica, la forma de los granos, la mineralogía, el ángulo de fricción intergranular  $\phi_{\mu}$  y la densidad de sólidos.

Las *propiedades de comportamiento de una arena* se miden en pruebas específicas y dependerán del tipo de prueba, del estado inicial y de las propiedades intrínsecas de la arena. Algunos ejemplos de estas propiedades son: el ángulo de fricción pico, la relación de dilatación, la presión de poro en la falla, la resistencia no drenada y el módulo cortante.

Los *parámetros constitutivos* pueden ser propiedades intrínsecas o de comportamiento; dichos parámetros requieren especial atención cuando se postulan las hipótesis de los modelos constitutivos para la arena. El módulo cortante,  $G$  y la relación de Poisson,  $\nu$  son ejemplos para un modelo elástico lineal isotrópico.



La formación de la probeta determina el arreglo de los granos de arena en una escala en particular (estructura interna), lo cual incluye una descripción de los contactos entre partículas, orientación, distribución o contactos cementados en caso de existir.

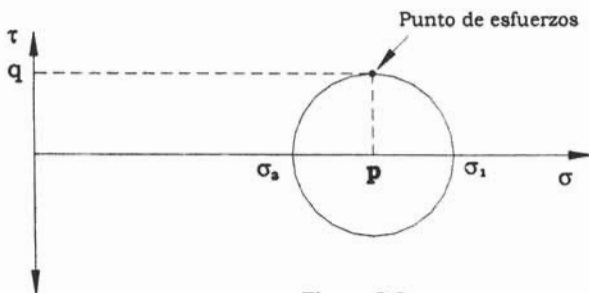
### 2.3 Descripción del comportamiento.

Para describir el comportamiento de los suelos granulares es necesario determinar las variables esfuerzo-deformación apropiadas. En este estudio, donde se analiza el comportamiento experimental de los residuos mineros, se revisan pruebas triaxiales, curvas esfuerzo desviador o presión de poro contra deformación unitaria axial.

#### 2.3.1 Variables de esfuerzos

- Trayectorias de esfuerzos

El círculo de Mohr se emplea para representar la variación de las condiciones de esfuerzo a varias etapas de la secuencia de cargas en un elemento de suelo. Sin embargo, es mucho más sencillo observar las condiciones de esfuerzo, a través de un solo punto y usualmente se elige el punto superior del círculo (ver figura 2.2). La trayectoria comunicada al punto de esfuerzos es la llamada trayectoria de esfuerzos.



$$\tau = q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

$$\sigma = p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

Figura 2.2

Localización y definición de un punto de esfuerzos en el cual se basa la trayectoria de esfuerzos.

### 2.3.2 Diagramas más usuales en la representación de trayectorias de esfuerzos.

- **Diagrama  $s'-t$** ; muestra el esfuerzo normal efectivo medio ( $s'$ ) en el eje de las abscisas y el esfuerzo cortante máximo ( $t$ ) en el eje de las ordenadas.

$$s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$$

\* Los subíndices denotan esfuerzos principales efectivos.

- **Diagrama  $p'-q$** , representa el esfuerzo efectivo octaédrico ( $p'$ ) en el eje de las abscisas y el esfuerzo desviador ( $q$ ), en el eje de las ordenadas.

$$p' = \sigma'_{oct} = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}, \quad \text{cuando: } \sigma'_2 = \sigma'_3$$

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3}$$

$$q' = \sigma'_1 - \sigma'_3$$

\* Para los ensayos triaxiales de compresión, el esfuerzo principal efectivo mayor es el vertical ( $\sigma'_v = \sigma'_1$ ) y el menor, el horizontal ( $\sigma'_h = \sigma'_3$ ).

**Trayectorias drenadas.** Si una probeta se consolida hasta la presión  $p'_0$  y después se le aplican esfuerzos cortantes, su trayectoria es una línea recta con pendiente 1:1 en el espacio  $s'$  contra  $t$  y con pendiente 3:1 en el espacio  $p'-q$ .

**Trayectorias no drenadas.** Cuando se aplican esfuerzos cortantes sin drenaje, después de la consolidación, se genera presión de poro y la trayectoria de esfuerzos se desvía de la que se obtiene para condiciones drenadas. La distancia horizontal entre la trayectoria de esfuerzos drenada y la no drenada es la presión de poro en exceso de la presión de consolidación o simplemente, el exceso de presión de poro  $\Delta u$ , figura 2.3

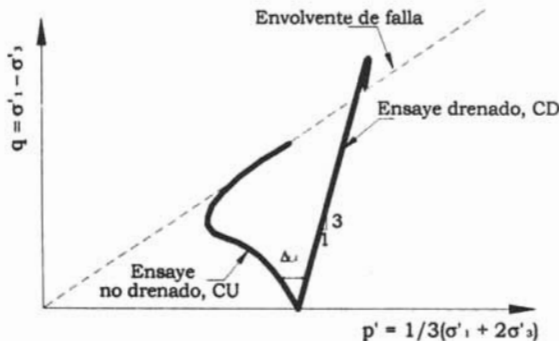


Figura 2.3

Trayectorias de esfuerzos efectivos de compresión triaxial, ensayos CU y CD.

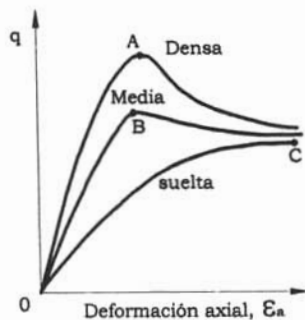
### 2.3.3 Observaciones experimentales en pruebas drenadas.

En la figura 2.4 se aprecia el comportamiento de muestras sometidas a compresión triaxial, las cuales se llevaron a cabo consolidando las probetas a una misma presión y aplicando esfuerzos cortantes en condiciones de drenaje libre (pruebas consolidadas-drenadas), se emplearon muestras de suelo formadas con relación de vacíos diferente y estados iniciales que van desde el suelto hasta el denso.

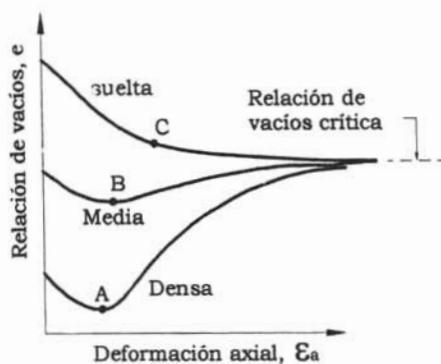
En las curvas esfuerzo-deformación, la curva obtenida al ensayar el espécimen denso indica que es más rígido y resistente que las otras dos; además, después de que el esfuerzo desviador alcanza un máximo, se manifiesta una reducción de resistencia. Las características de la curva del espécimen suelto, permiten afirmar que es el menos rígido y resistente. En la curva correspondiente no se define el valor pico para el esfuerzo desviador. La curva que se obtuvo del ensaye en la probeta medianamente densa tiene un pico menos pronunciado que el que se aprecia en el material denso.

En la gráfica, donde se presenta la relación de vacíos como función de la deformación axial, se observa que la muestra densa aumenta de volumen conforme se le aplican esfuerzos cortantes; la muestra de densidad media primero se contrae ligeramente y después se dilata; la muestra suelta sólo experimenta reducciones de volumen. Es importante notar que cuando se han generado deformaciones axiales suficientemente grandes, el volumen de los especímenes tiende a permanecer constante y la relación de vacíos que alcanzan las tres muestras es aproximadamente la misma, independientemente de su compacidad inicial.

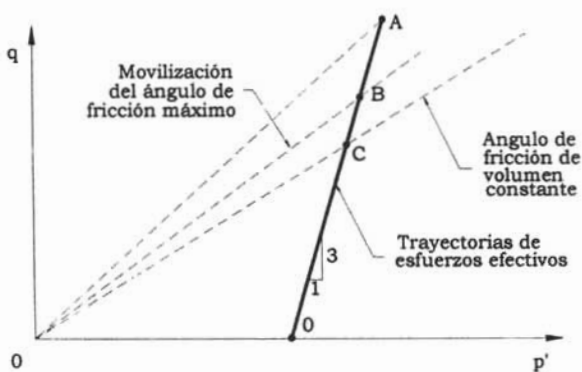
Por tanto, si se aplican esfuerzos cortantes a un suelo granular suelto saturado, experimentará una compresión y su volumen se reducirá. La reducción de volumen será mayor cuanto más suelto se encuentre el material antes de la aplicación de esfuerzos. Si el material es medianamente denso, la reducción de volumen puede ser pequeña, y puede ocurrir después de que se han generado deformaciones y esfuerzos cortantes suficientemente grandes, para que el volumen del material aumente. Los materiales densos o muy densos sólo aumentan su volumen al someterse a esfuerzos cortantes. Estos cambios de volumen son iguales a los volúmenes de agua que expulsa el suelo al contraerse o a los que absorbe cuando se dilata.



a) Curva Esfuerzo-Deformación



b) Relación de vacíos contra deformación

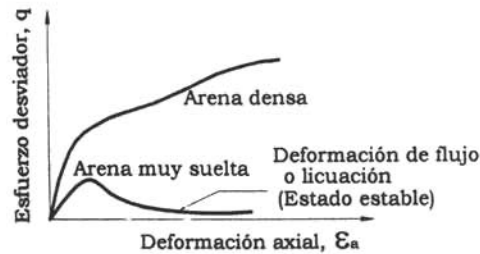


b) Trayectoria de esfuerzos efectivos

Figura 2.4  
Comportamiento de arenas ensayadas  
en pruebas CD

## 2.3.4 Observaciones experimentales en pruebas no drenadas.

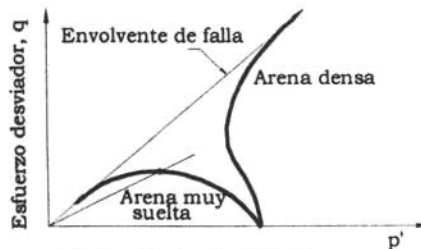
El comportamiento generalizado de los ensayos no drenados, se muestra en la, figura 2.5. Las probetas densas generan presión de poro negativa, mientras que las sueltas, sólo generan presión de poro positiva. En la curva esfuerzo-deformación de esta última se define un máximo después del cual, la presión de poro continua aumentando, hasta que a deformaciones grandes tiende a mantenerse constante. Después del esfuerzo cortante máximo, los aumentos de presión de poro posteriores producen reducciones en los esfuerzos normales efectivos y en los esfuerzos cortantes, observándose que hacia el final de la prueba se alcanza un esfuerzo cortante residual que incluso puede ser nulo.



a) Curva Esfuerzo-Deformación



b) Presión de poro-Deformación



c) Trayectorias de esfuerzos

Figura 2.5  
Comportamiento no drenado de arenas  
en compresión triaxial

## 2.4 Criterio de estado.

El estado de una arena es la descripción de las condiciones físicas bajo las cuales existe. Por ejemplo, algunas variables de estado primarias son la relación de vacíos (ó densidad relativa), los esfuerzos y la formación de la probeta de suelo; mientras que hay otras de menor importancia, como es la temperatura.

Para introducir a métodos contemporáneos que permiten evaluar el criterio de estado se hace una revisión histórica de los conceptos básicos.

### 2.4.1 Estado crítico.

El concepto de estado crítico se empezó a desarrollar, a partir de los trabajos iniciales de A. Casagrande (1936); quien determinó el concepto de relación de vacíos crítica en arenas, tal concepto estuvo sujeto a muchas discusiones. Mas tarde, Roscoe et al. (1958) describió el término de estado crítico, como un estado en que un suelo continúa su deformación a esfuerzo cortante y relación de vacíos constantes, posteriormente Schofield y Wroth (1968), explicaron el estado crítico, como un estado ideal en el que la masa se deforma continuamente sin tener una orientación estructural preferencial. En sus inicios, la aplicación del concepto del estado crítico en arenas fue poco exitoso, debido a la ambigüedad en la medición de la línea de estado crítico; pero con el desarrollo de técnicas modernas de laboratorio aparentemente se dio solución a los problemas de medición. Castro (1969) realizó una serie de ensayos triaxiales en arenas muy sueltas bajo condiciones de drenaje nulo y a esfuerzo controlado, a partir de esta investigación dio inicio una nueva etapa en el estudio del criterio de estado de las arenas.

### 2.4.2 Relación de vacíos crítica.

En sus primeros estudios referentes a la resistencia al corte de los suelos, Arturo Casagrande (1936) llevó a cabo una serie de ensayos triaxiales con drenaje libre y deformación controlada en especímenes de arena inicialmente sueltos e inicialmente densos. A partir del entendimiento moderno del comportamiento de la resistencia de los suelos, los resultados mostraron que todos los especímenes ensayados con la misma presión confinante efectiva, se aproximaron a la misma densidad cuando el cortante correspondió a deformaciones grandes, figura 2.6. Inicialmente, los especímenes sueltos se contrajeron, o se densificaron durante el corte y por su parte los especímenes densos, primeramente se contrajeron, pero luego se comenzaron a dilatar muy rápidamente. Todos los especímenes alcanzaron la misma densidad a deformaciones grandes y el corte continuó con resistencia cortante constante. La relación de vacíos correspondiente a esta densidad constante fue llamada *relación de vacíos crítica*,  $e_c$ . Después de realizar pruebas a diferente presión confinante efectiva, Casagrande encontró que la relación de vacíos crítica estaba relacionada únicamente a la presión confinante efectiva, y al lugar geométrico de la relación de vacíos crítica lo denominó como línea de relación de vacíos crítica (línea RCV).

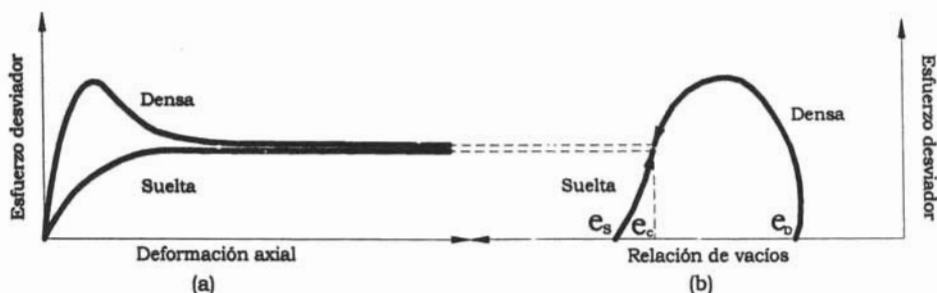


Figura 2.6 a) Curvas Esfuerzo-deformación y b) Curvas Esfuerzo-relación de vacíos para arenas sueltas y densas ensayadas con igual presión confinante efectiva.

La arena suelta exhibe comportamiento contractivo (reducción en la relación de vacíos) y la arena densa exhibe comportamiento dilatante (incremento de la relación de vacíos) durante el cortante. Al momento que se han desarrollado deformaciones grandes, ambos especímenes han alcanzado la relación de vacíos crítica y movilizan la misma resistencia por cortante a deformaciones grandes.

Por tanto, Casagrande concluyó que la línea de relación de vacíos crítica se podría usar para definir el estado del suelo en términos de relación de vacíos y de presión confinante efectiva; para marcar una frontera entre los estados suelto (contractivo) y denso (dilatante), figura 2.7.

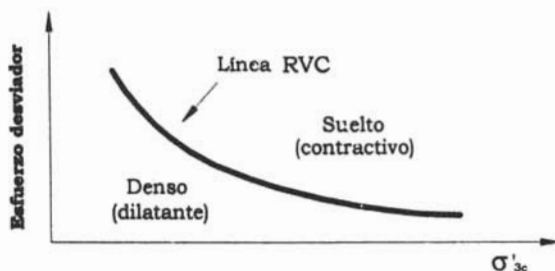


Figura 2.7 Uso de la línea de relación de vacíos crítica como una frontera entre los estados suelto (contractivo) y denso (dilatante).

El equipo necesario para medir presión de poro no estaba disponible en aquel tiempo, pero Casagrande suponía que al ensayar especímenes sueltos, bajo condiciones no drenadas y a deformación controlada, se podría producir exceso de presión de poro positiva (debido a la tendencia a contracción) en especímenes sueltos; y en especímenes densos, exceso de presión de poro negativa (debido a la tendencia a dilatación), hasta alcanzar la línea de relación de vacíos crítica (línea RVC), figura 2.8. Posteriormente, estas hipótesis se verificaron experimentalmente. Por consiguiente la línea de relación de vacíos crítica describió el estado hacia el cual, algún espécimen de suelo podría migrar o no a deformaciones grandes, por cambios de volumen bajo condiciones drenadas, por cambios en la presión confinante efectiva bajo condiciones no drenadas, o por alguna combinación bajo condiciones parcialmente drenadas.

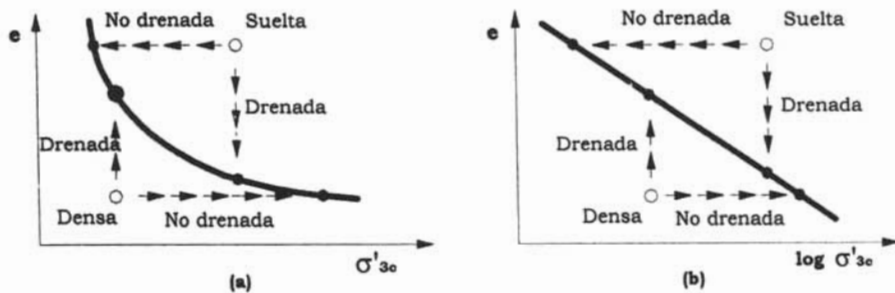


Figura 2.8 Comportamiento de especímenes inicialmente sueltos e inicialmente densos bajo condiciones drenadas y no drenadas, para presión confinante efectiva en escalas: (a) aritmética y (b) logarítmica.

A partir de que la línea de relación de vacíos crítica marcó la frontera entre el comportamiento contractivo y dilatante, también se consideró para marcar la frontera entre los estados en los cuales un suelo en particular era o no era susceptible a flujo de licuación. figura 2.9.

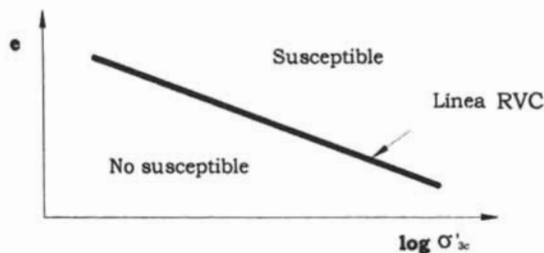


Figura 2.9 Uso de la línea de relación de vacíos crítica (línea RVC) como una frontera entre los estados iniciales que son o no son susceptibles a flujo de licuación.

En una prueba drenada, el estado donde se alcanza la relación de vacíos crítica se puede definir como el esfuerzo último de una muestra en la cual, cualquier incremento posterior arbitrario de distorsión cortante no provoca ningún cambio en la relación de vacíos. Los puntos obtenidos de relación de vacíos crítica para una serie de pruebas drenadas se puede esperar definan una línea en una superficie de falla drenada.

En una prueba no drenada la muestra permanece con su relación de vacíos constante, pero el esfuerzo efectivo  $p'$  se altera conforme la muestra entra en un estado último (particular para esa relación de vacíos) y si la relación de vacíos se mantiene durante el corte, éste será el valor de  $e_{crítica}$ . Los puntos que así se obtienen en el espacio  $p'$ - $e$  para una serie de probetas ensayadas en condiciones no drenadas pueden definir una línea (no necesariamente la misma que la anterior) en una superficie de falla no drenada.



Si los resultados de pruebas drenadas y no drenadas muestran que existe una línea única en la cual todos los patrones de carga en el espacio  $p'$ - $q$  convergen, entonces dicha línea se llamará línea de relación de vacíos crítica. Las superficies de falla drenada y no drenada coinciden a lo largo de esta línea.

Los suelos saturados con relación de vacíos lo suficiente alta como para dibujarla sobre la línea de relación de vacíos crítica se consideraron susceptibles a flujo de licuación, y los suelos con estados iniciales dibujados debajo de la línea de relación de vacíos crítica se consideraron no susceptibles. Sin embargo, cuando la Presa Fort Peck en Montana sufrió una falla en uno de sus taludes durante su construcción en 1938, se atribuyó que la falla era debida a flujo de licuación estática (Middlebrooks, 1942). En una investigación posterior a la falla se demostró que el estado inicial del suelo licuado quedaba abajo de la línea de relación de vacíos crítica (en la región no susceptible); por tanto, en dicha investigación se manifestó que la línea de relación de vacíos crítica realmente no era la frontera entre el comportamiento contractivo y dilatante de las arenas.

Casagrande atribuyó esta discrepancia a la incapacidad de las pruebas drenadas a deformación controlada para reproducir todo el fenómeno que influye en el comportamiento del suelo, de acuerdo con las condiciones no drenadas a esfuerzo controlado de una falla por flujo de licuación real.

Años más tarde, Casagrande desarrolló la hipótesis que una arena licuada al fluir tenía una "estructura de flujo"; en la cual, los granos rotan continuamente para orientarse entre ellos en una estructura de resistencia friccionante mínima (Casagrande 1976). Casagrande no logró alcanzar una estructura de flujo en laboratorio, hasta más tarde en los años sesenta, cuando uno de sus estudiantes realizó importantes series de ensayos triaxiales en condiciones no drenadas a esfuerzo controlado (Castro, 1969).

#### 2.4.3 Estado Estable de Deformación.

Castro (1969) realizó una importante serie de pruebas triaxiales estáticas y cíclicas en especímenes isotrópicamente consolidados y varias pruebas estáticas en especímenes anisotrópicamente consolidados. De sus resultados experimentales identificó tres diferentes tipos de comportamiento esfuerzo-deformación, los cuales se ilustran para especímenes anisotrópicamente consolidados en la figura 2.10, donde se observó lo siguiente:

- a) En especímenes muy sueltos (tal como el espécimen A), la resistencia no drenada exhibió un pico a deformación por cortante pequeña y después "colapsó" para fluir rápidamente a deformaciones grandes a presión confinante efectiva baja y resistencia baja a grandes deformaciones. Este tipo de comportamiento ahora reconocido como licuación, anteriormente se describió como "estructura de flujo".
- b) En especímenes densos (especimen B), al principio se contrajeron, pero después se dilataron hasta una presión confinante efectiva constante relativamente alta y la resistencia se alcanzó a deformaciones grandes.

- c) En especímenes con densidad intermedia (especimen C), la resistencia presenta un pico a deformación baja, seguida por un periodo limitado de comportamiento con deformación-suavizada, el cual finalizó con el inicio de dilatación a deformaciones intermedias. (Este cambio de comportamiento de contractivo a dilatante ocurre en el punto de transformación de fase, Ishihara et al., 1975). Además, al continuar cargando, siguió produciendo dilatación con presión confinante efectiva más alta y, consecuentemente, se obtuvieron resistencias más altas a deformaciones grandes. Este tipo de comportamiento fue llamado licuación limitada.

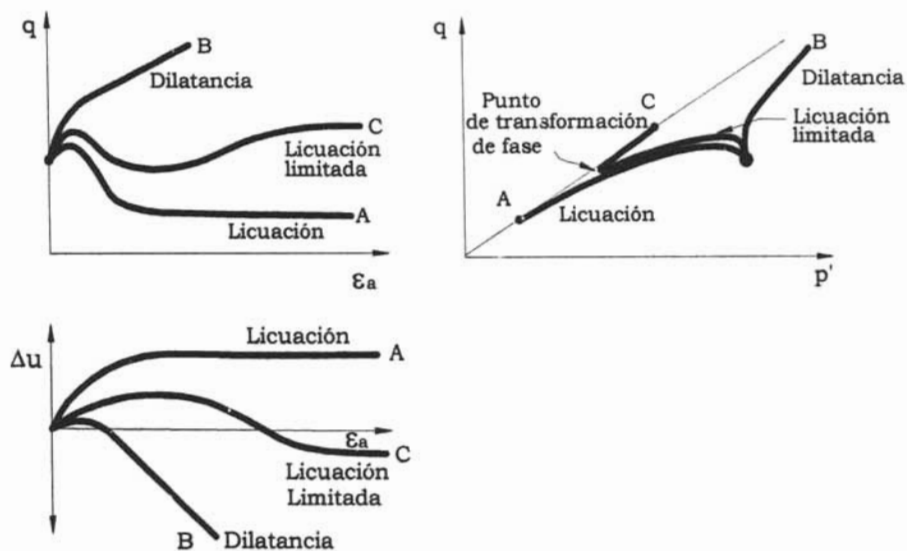


Figura 2.10 Licuación, licuación limitada y Dilatación en pruebas a carga monotónica.

El programa de prueba mostró una relación única entre la relación de vacíos y la presión confinante efectiva a deformaciones grandes. Gráficamente, esta relación se dibujó por debajo de la línea de relación de vacíos crítica y es aproximadamente paralela a dicha línea; la cual se obtuvo a partir de pruebas drenadas a deformación controlada; la diferencia se atribuyó al desarrollo de la estructura de flujo bajo condiciones de esfuerzo-controlado. El estado en el cual el suelo fluyó continuamente a esfuerzo cortante, presión confinante efectiva, volumen y velocidad constantes fue definido más tarde como el *estado estable de deformación* (Castro y Poulos, 1977; Poulos, 1981).

Poulos (1981), sostiene que la estructura inicial del espécimen y la correspondiente curva esfuerzo-deformación de un suelo en particular, dependen de la manera en que la probeta se preparó; en contraste, la estructura de flujo y su correspondiente resistencia al corte para un suelo en particular no dependen de la estructura inicial; pero sí dependen del esfuerzo normal efectivo durante el estado

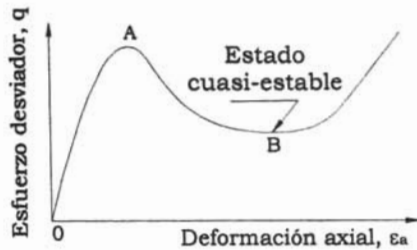
estable y de la velocidad de deformación. Por tanto, para un determinado tipo de suelo y una velocidad de deformación específica existe una relación única entre la relación de vacíos, el esfuerzo normal efectivo y los esfuerzos cortantes durante el estado estable de deformación. El estado estable de deformación no es una condición "estática"; el estado estable existe sólo durante la deformación por corte. Si se detiene la deformación por corte, entonces las partículas forman una nueva estructura diferente a la que existía durante el estado estable de deformación. Si la aplicación de esfuerzos cortantes comienza una vez más, bajo las mismas condiciones de prueba, el espécimen no alcanza el estado estable otra vez hasta que las deformaciones sean lo suficientemente grandes para crear una estructura de flujo nuevamente.

#### 2.4.4 Estado de transformación de fase y Estado Cuasi-estable (*Quasi-Steady State, QSS*)

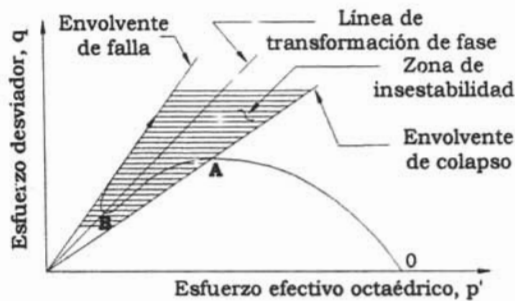
El comportamiento de una arena en estado no muy suelto puede ser preponderantemente contractivo y puede ocurrir que también experimente una pérdida de resistencia después de sobrepasar el esfuerzo cortante máximo, aunque menos grande que la que se manifiesta en una muestra que alcanza el estado crítico o el estado estable.

Observando el comportamiento no drenado de un suelo granular ensayado en laboratorio, se aprecia que en especímenes cuya densidad es alta y el esfuerzo confinante efectivo es lo suficientemente bajo, la muestra de suelo tiende a presentar un comportamiento dilatante conforme el esfuerzo y deformaciones de corte se incrementen hasta que alcanza un estado último, que puede ser el estado estable. Sin embargo, cuando se combinan situaciones específicas de esfuerzo de confinamiento y densidad del material, algunas probetas presentan un comportamiento contractivo muy marcado al principio de la prueba, pero después de alcanzar una cierta deformación, éstas se comienzan a dilatar cuando se aproximan al estado estable al final de la prueba, figura 2.11 (Ishihara 1993).

En la curva  $\epsilon_v$ - $q$  se observa una caída temporal del valor de la resistencia acompañada de grandes deformaciones cuando la arena cambia su comportamiento de contractivo a dilatante. Diversos investigadores han observado y reportado estas caídas de resistencia, generalmente a esta situación la han llamado como "Flujo con deformación limitada" (Been et al., 1991), figura 2.11 (a).



a) Esfuerzo desviador contra deformación



b) Trayectoria de esfuerzos

gura 2.11 Comportamiento no drenado de una muestra suelta en la que se presenta el estado cuasi-estable.

Este estado de resistencia mínima coincide con el definido como estado de transformación de fase (Ishihara et al.1975), que implica un estado temporal de transición entre el estado contractivo y dilatante de una arena y los puntos donde esto ocurre definen una línea en el espacio de esfuerzos (línea de transformación de fase), que en general no coincide con la envolvente de falla, aunque también pasa por el origen, figura 2.11 (b).

Ishihara 1993, muestra un ejemplo de estado cuasi estable en arena de Toyoura y estudia un caso particular de transformación de fase, en el que se presenta una reducción importante en el valor de la resistencia y ocurre dentro de un intervalo de deformaciones limitado, al que Alarcón et al. 1988 llamó "estado cuasi-estable", como un concepto opuesto al que convencionalmente se había definido como estado estable y que sólo es alcanzado a grandes deformaciones, figura 2.12.

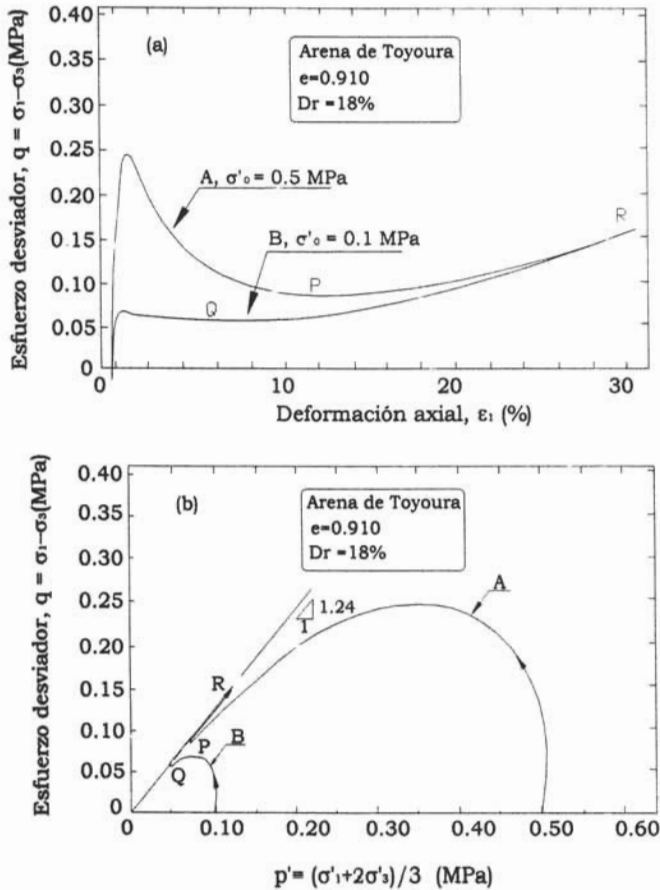


Figura 2.12 (a) y (b)  
 Determinación del Estado Cuasi-Estable (Quasi Steady State, QSS)  
 en arena de Toyoura.

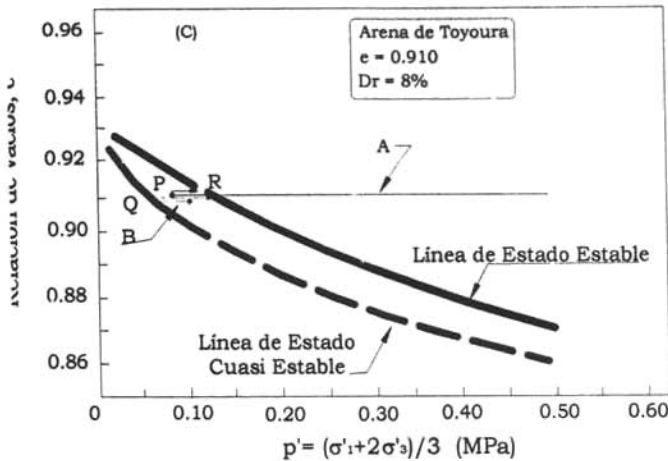


Figura 2.12 (c)  
Determinación del Estado Cuasi-Estable (Quasi Steady State, QSS)  
en arena de Toyoura.

## 2.5 Línea de Estado estable.

La línea de estado estable (Steady State Line, SSL) es el lugar geométrico de puntos de estado estable en el espacio esfuerzo-relación de vacíos. Se caracteriza por ser única y se ha determinado una expresión logarítmica para esta línea.

$$e_{ee} = \Gamma - \lambda_{ee} * \ln(p')$$

Donde:

- $e_{ee}$ : Relación de vacíos en el estado estable.
- $\Gamma$ : Valor de  $e_{ee}$  correspondiente a  $p'=1 \text{ kg/cm}^2$ .
- $\lambda_{ee}$ : Pendiente de la línea de estado estable.
- $p'$ : Esfuerzo efectivo normal octaédrico.

La línea de estado estable se puede ver en la figura 2.13, en una forma más general, como una curva en tres dimensiones en el espacio  $e-\sigma'-\tau$  ó en el espacio  $e-p'-q$ . Por tanto, la línea de estado estable que se mostró en la figura 2.8 (a) representa la proyección de la línea de estado estable tridimensional sobre un plano de  $\tau$  constante. La línea de estado estable también se puede proyectar sobre los planos de presión confinante efectiva constante ( $\sigma' = \text{constante}$ ) y densidad constante ( $e = \text{constante}$ ).

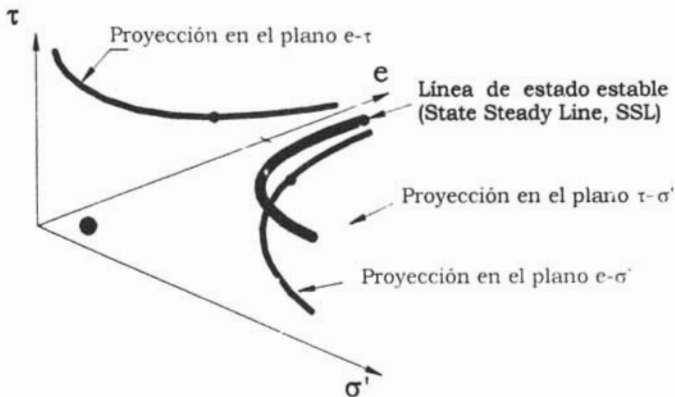


Figura 2.13 Línea de estado estable en tres dimensiones, mostrando proyecciones en los planos:  $e$ - $\tau$ ,  $e$ - $\sigma'$  y  $\tau$ - $\sigma'$ . Se puede desarrollar un dibujo similar usando los parámetros de la trayectoria de esfuerzos  $q$  y  $p'$  en lugar de  $\tau$  y  $\sigma'$ .

La línea de estado estable también se puede expresar en términos de resistencia en estado-estable,  $S_{su}$ . La resistencia por cortante de los suelos en estado estable de deformación es proporcional a la presión confinante efectiva. La línea de estado estable basada en resistencia es paralela a la línea de estado estable basada en presión confinante efectiva cuando ambas se dibujan en escala logarítmica, figura 2.14.

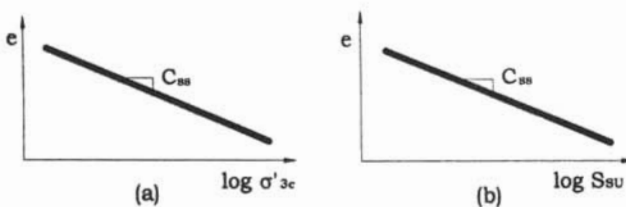


Figura 2.14 La línea de estado estable basada en resistencia es paralela a la línea de estado estable basada en presión confinante efectiva, cuando ambas líneas de estado estable se dibujan en escala logarítmica tienen la misma inclinación.

La línea de estado estable es muy útil para definir las condiciones bajo las cuales un suelo en particular puede ser o no susceptible a flujo de licuación, figura 2.15.

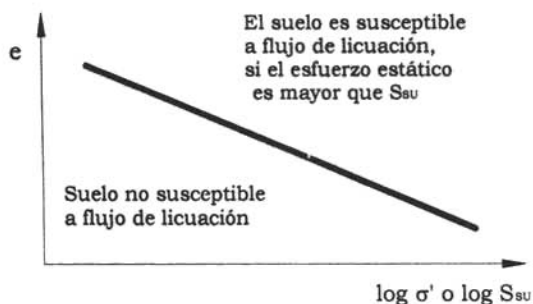


Figura 2.15 Criterio de estado para determinar la susceptibilidad de flujo de licuación. Los suelos que en combinación densidad inicial y condiciones de esfuerzo se dibujan sobre la línea de estado estable son susceptibles a flujo de licuación cuando la resistencia por corte estática es mayor que la resistencia en estado estable. Y las condiciones iniciales que se dibujan debajo de la línea de estado estable no son susceptibles a flujo de licuación.

La línea de estado estable se usa para evaluar resistencia por cortante de los suelos licuados y también es muy útil para evaluar el potencial de los efectos de la licuación.

Actualmente se sigue discutiendo, si en arenas la línea de estado estable es la misma que la línea de estado crítico; Casagrande 1975; Poulos 1981; Alarcón-Guzman, Leonards, Chameau 1988; Fourie et al. 2001.

## 2.6 Diagramas de estado.

El espacio relación de vacíos contra presión efectiva media ( $e-p'$  ó  $e-\log p'$ ) se puede utilizar para dibujar las trayectorias que siguen las muestras durante su etapa de falla. Al unir los estados estables de varias probetas se define la línea de estado estable en éste espacio. Los diagramas de estado se pueden emplear para predecir cualitativamente el comportamiento de cualquier probeta, dadas su relación de vacíos inicial y su presión efectiva de consolidación.



### 2.6.1.1 Índices o Parámetros de estado

La naturaleza de la línea de estado estable ilustra la aplicación de las mediciones de la densidad absoluta, tales como la relación de vacíos y la densidad relativa, para caracterizar un suelo potencialmente licuable. Un elemento de suelo con una relación de vacíos en particular y una presión confinante efectiva alta puede ser susceptible a flujo de licuación, pero bajo presión confinante efectiva baja puede no ser susceptible.

La relación de vacíos y el nivel de esfuerzos son las condiciones más importantes que definen el estado real de los suelos. Para cada suelo una combinación de relación de vacíos y de nivel de esfuerzos referido a la línea de estado estable permite cuantificar el estado real. Por tanto para cuantificar la licuabilidad de una arena en términos de su estado inicial y de su posición relativa con respecto a la línea de estado estable se han utilizado índices o parámetros de estado.

#### 2.6.1.1 Parámetro de estado $\psi_A$ .

El parámetro de estado  $\psi_A$  es la diferencia entre la relación de vacíos real y la relación de vacíos en estado estable para el mismo nivel de esfuerzos. La línea de estado estable representa una condición de dilatación nula durante el cortante (Castro 1969, Poulos, 1981), figura 2.16.

Aplicando esta lógica, Been y Jefferies (1985) definen el parámetro de estado como:

$$\psi_A = e_\lambda - e_{ss}$$

Donde:

- $\psi_A$ : Parámetro de estado.
- $e_\lambda$ : Relación de vacíos de una muestra en particular (o la de campo).
- $e_{ss}$ : Relación de vacíos correspondiente al estado estable para el esfuerzo efectivo de campo.

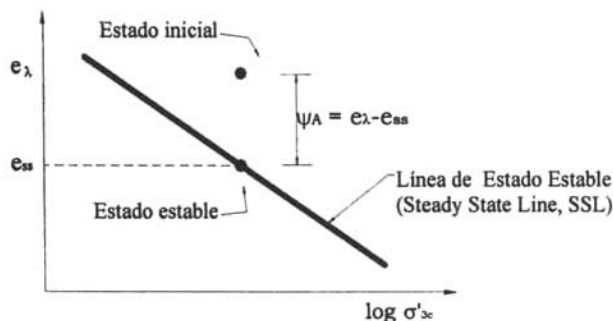


Figura 2.16 Parámetro de estado

La arena exhibe comportamiento contractivo cuando  $\psi_A > 0$  y dilatante si  $\psi_A < 0$ .

La utilidad del concepto del parámetro de estado  $\psi_A$  y la posibilidad de su determinación es interesante en pruebas in situ; sin embargo, la determinación del valor del parámetro de estado puede estar influenciada por la exactitud con la cual se determine la posición de la línea de estado estable.

2.6.1.2 Parámetro de estado  $\psi_I$

Konrad (1990) mostró que la resistencia al corte no drenada de dos arenas saturadas depende del estado que presentaban después de la consolidación. A pesar de que las muestras tenían la misma relación de vacíos al final de la consolidación y generaban en el estado estable deformaciones de flujo o condición de flujo limitado, éstas no presentaban necesariamente la misma resistencia en el estado estable. Entonces, Konrad estableció la existencia de un límite superior de resistencia en el estado estable, referida como la línea UF en el diagrama de estado y un límite inferior (Línea LF) como se muestra en el diagrama de la figura 2.18. Por consiguiente propone la existencia de un parámetro de estado  $\psi_I$  después de la consolidación, el cual se define como:

$$\psi_I = e_c - e_{UF}$$

Donde:

- $\psi_I$ : Parámetro de estado después de la consolidación.
- $e_c$ : Relación de vacíos después de la consolidación bajo un estado de esfuerzos:  $I' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) / 3$
- $e_{UF}$ : Relación de vacíos correspondiente a la línea UF para ese mismo esfuerzo ( $I'$ ).

Konrad caracteriza el comportamiento de las arenas bajo carga monotónica en términos de cinco regiones en el diagrama de estado, mostradas esquemáticamente en la figura 2.17 considerando el comportamiento de una probeta de arena con una determinada relación de vacíos a diferentes niveles de esfuerzo efectivo de confinamiento al final de la consolidación.

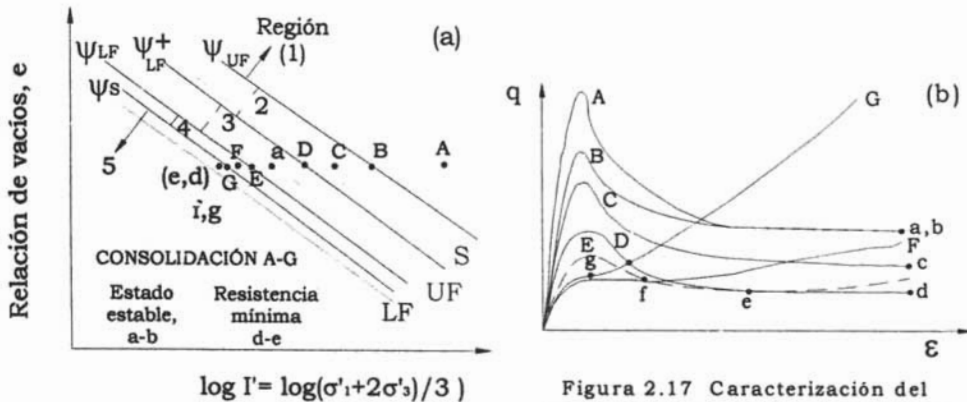


Figura 2.17 Caracterización del comportamiento de las arenas bajo carga monotónica (Konrad, 1990)

*Descripción del diagrama de estado (figura 2.17):*

En la región (1) del diagrama de estado, los parámetros de estado iniciales son más grandes que el valor de  $\psi_{UF}$ , la arena muestra un marcado comportamiento deformación-reblandecimiento y la resistencia en el estado estable se localiza en la línea UF (muestras A y B); además las resistencias pico de las probetas localizadas en esta región son directamente proporcionales al valor de esfuerzo de confinamiento (Been y Jefferies, 1985).

En la región (2) se presenta un comportamiento parecido al anterior, pero la resistencia es más pequeña que la marcada por la línea UF para la misma relación de vacíos (muestra C).

En la región (3) (entre  $\psi_{-LF}$  y  $\psi_{-LF}$ ), se caracteriza por probetas que se comportan como las anteriores en un amplio rango de deformaciones, y dependiendo de la magnitud de estas deformaciones se pudiera presentar una ligera dilatación (muestra D).

Por último, las regiones (4 y 5) en el diagrama de estado, tienen un comportamiento de deformación-endurecimiento únicamente.

Los materiales granulares al sufrir licuación parcial, pasan por el estado cuasi-estable, antes de alcanzar el estado estable. Los estados iniciales de estos materiales quedan cerca de la línea de estado estable, por arriba de ella y los estados cuasi-estables, por debajo de la misma. La zona que define los estados iniciales en donde las probetas sufrirán deformaciones de flujo limitadas; es decir, donde las probetas experimentan estados cuasi estables define una línea paralela a la línea de estado estable llamada línea  $\psi_A$  (Alarcón et-al, 1988; Been y Jefferies, 1985; Konrad, 1990). Los estados iniciales que quedan fuera y a la derecha de la línea  $\psi_{UF}$  sufrirán licuación total. La licuación parcial se presenta en probetas cuyos estados iniciales quedan comprendidos entre la línea de estado estable y la línea  $\psi_{UF}$ , pasando por el estado cuasi-estable, ver figura 2.18.

En la misma figura, se aprecia que los estados cuasi estables no caen sobre la línea de estado estable, por ello Konrad cuestionó la unicidad de esta última.

Para aplicaciones y fines prácticos conviene construir diagramas de estado en términos de resistencia mínima, sin distinguir entre estados estables y cuasi estables. Esto tiene la ventaja adicional de permitir la normalización de los diagramas con respecto a la presión de consolidación ( $p_c$ ). La normalización de los diagramas de estado se ha venido utilizando en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Ovando, 1986). En la figura 2.19 se presenta un diagrama de estado normalizado utilizando los datos de la figura 2.18.

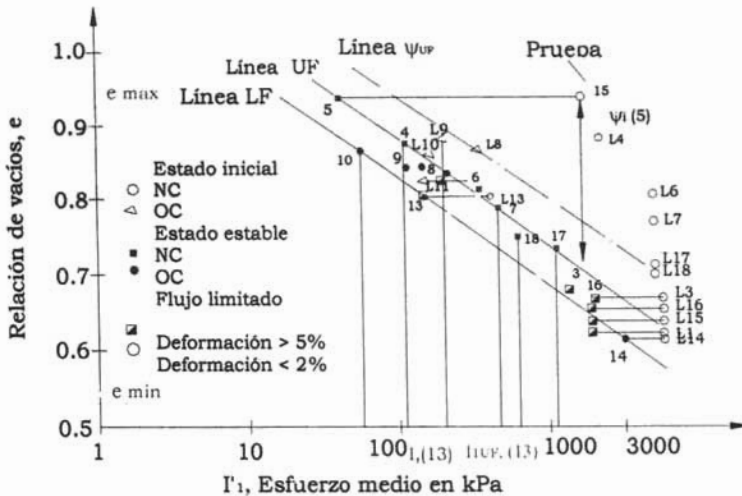


Figura 2.18 Resumen de resultados de ensayos triaxiales hechos con arena de duna (Konrad, 1990).

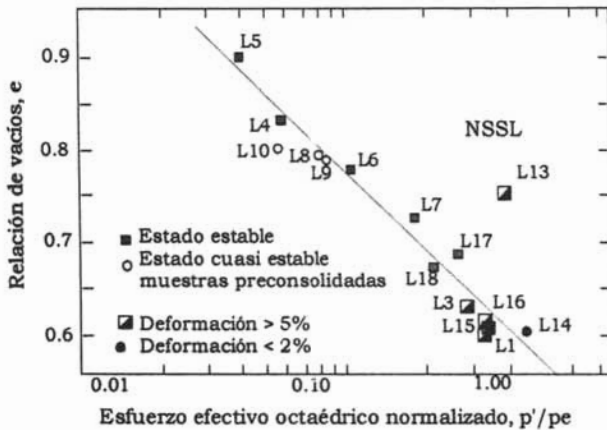


Figura 2.19 Línea de estado estable normalizada (NSSL), datos tomados de Konrad, 1990.

Es importante señalar, que la normalización de las resistencias mínimas no implica de ninguna manera que todo comportamiento esfuerzo-deformación sea normalizable. De hecho, es bien sabido que la geometría de las trayectorias de esfuerzo cambia con la presión de consolidación, lo que impide su normalización con respecto a ésta. Sin embargo, el comportamiento esfuerzo-deformación presión de poro de las arenas normalmente consolidadas puede suponerse como normalizable, dentro de rangos limitados de esfuerzo, con respecto a la presión de consolidación, sin incurrir a errores significativos (Ovando-Segovia, 1996).

### 2.6.2 Índice de estado $I_s$

Ishihara (1993), reveló que la habilidad del parámetro de estado para caracterizar el comportamiento del suelo, como el de las arenas muy sueltas bajo presión confinante baja puede ser muy limitado y propuso un parámetro análogo al que llamó "índice de estado"; el cual se basa en la distancia relativa entre el estado inicial y la línea de estado cuasi-estable (una línea análoga localizada ligeramente abajo de la línea de estado estable, correspondiente a las condiciones de esfuerzo y densidad en los puntos de transformación de fase observados en casos de licuación limitada).

Ishihara revisa los parámetros de estado y su rango de aplicación; y concluye que el estado de referencia con más ventajas, es aquel que se presenta en el estado cuasi-estable, y expone las siguientes razones:

- El estado estable se puede determinar únicamente como una función de la relación de vacíos y esfuerzo efectivo de confinamiento y la determinación de la línea de estado estable requiere de un gran número de ensayos para definirla con precisión; mientras que los puntos que se obtienen con el uso del concepto de estado cuasi-estable se pueden obtener con mayor facilidad y rapidez en menor número de probetas ensayadas.
- El estado estable se produce en una arena cuando ésta presenta deformaciones axiales del orden del 20% al 30%; mientras que el estado cuasi-estable se alcanza a niveles de deformación moderada, del 5% al 20%, por lo que el tiempo necesario para obtener la esencia del comportamiento en el estado cuasi-estable, es mucho menor al del estado estable.
- Si el estado estable se elige como el segundo estado de referencia, además de las relaciones de vacíos críticas (estado crítico); las propiedades de comportamiento de las arenas a medianas deformaciones no se pueden representar con un índice de estado que tenga sustento en dichos conceptos.

Resulta importante la determinación de un parámetro de estado que involucre la determinación de la resistencia mínima, para niveles de deformación medios, ya que este concepto es de gran importancia en la práctica común en ingeniería.

Por tanto, Ishihara adopta el estado cuasi-estable como un segundo estado de referencia y un índice llamado "índice de estado"  $I_s$ , el cual se define como sigue:

$$I_s = \frac{e_0 - e}{e_0 - e_s}$$

Donde:

- Is: Índice de estado.
- e<sub>0</sub>: Relación de vacíos que corresponde a la curva de compresibilidad isotrópica de una muestra formada en el estado más suelto posible.
- e: Relación de vacíos que corresponde al estado inicial.
- e<sub>s</sub>: Relación de vacíos en el estado cuasi-estable para un esfuerzo de confinamiento.

La definición del índice de estado se ilustra en la figura 2.20, donde ICL es la línea de consolidación isotrópica; IDL es la línea de división inicial, la cual representa la separación entre los puntos que presentaron y los que no presentaron resistencia mínima; y QSSL (Quasi Steady State Line) es la línea de estado cuasi estable, que representa la unión de todos los puntos en el estado cuasi estable.

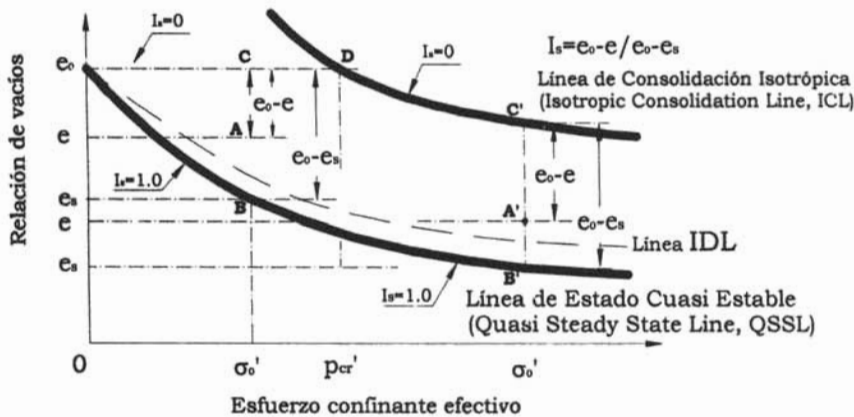


Figura 2.20 Definición de Índice de Estado propuesto por Ishihara (1993).

Algunos valores especiales de  $I_s$  tienen implicaciones físicas interesantes como las siguientes:

- $I_s < 0$  La resistencia residual es cero.
- $I_s = 0$  La resistencia residual es cero para un esfuerzo inicial de confinamiento menor que  $p'_{cr}^{**}$ , o la resistencia residual es mayor que cero para esfuerzos iniciales de confinamiento mayores a  $p'_{cr}^{**}$
- $I_s = 0-0.72^*$  Se presenta el estado cuasi estable, con esfuerzos de cortante mínimos y deformaciones moderadas.
- $I_s \geq 0.72^*$  Se presenta el estado estable a grandes deformaciones.

Notas:

- \* El valor de 0.72 es un valor específico para arena ensayada por Ishihara (1993); para arena de Toyoura.
- \*\* En la figura 2.25  $p'_{cr}$  es el esfuerzo de confinamiento crítico que se obtiene a partir de extrapolar el valor de la relación de vacíos  $e_0$  (valor mínimo de  $e$  para que una probeta presente resistencia residual muy cercana al cero) a la línea de consolidación, marcando esta línea una frontera de probetas que presenten resistencia mínima igual a cero.

## 2.7 Comportamiento bajo carga cíclica.

Durante muchos sismos la mayor parte de las deformaciones en el suelo pueden atribuirse a la propagación vertical de las ondas de corte viajando desde los estratos profundos hasta los más someros. De tal forma que el paso de las ondas distorsionales (ondas S) a través de una masa arenosa produce esfuerzos cortantes cíclicos. Si las ondas inciden verticalmente, los esfuerzos cortantes actúan en planos verticales; estas condiciones de esfuerzos que corresponden a la deformación plana pueden simularse aproximadamente en el laboratorio. El comportamiento a grandes deformaciones, como el que se tiene cuando se presenta el fenómeno de licuación en arenas se ha estudiado en aparatos de corte cíclico, cámaras triaxiales y en aparatos torsionales cíclicos.

La cámara triaxial, ha sido el aparato más comúnmente usado para estudiar la licuación de las arenas bajo carga cíclica en laboratorio. En ella se incrementan cíclicamente los esfuerzos verticales totales, manteniendo constante el esfuerzo de confinamiento con lo que se generan esfuerzos cortantes cíclicos en planos inclinados a  $45^\circ$ .

Generalmente cuando se aplican cargas cíclicas no drenadas de amplitud y frecuencia constantes, por el efecto de la aplicación repetida de cargas, la presión de poro se acumula progresivamente. Las presiones de poro pueden incrementarse aun en el caso de que las muestras no sean muy sueltas. Puede ocurrir licuación parcial, o bien presentarse el fenómeno de movilidad cíclica en muestras medianamente densas.

La cantidad de presión de poro que se acumula durante un ensaye cíclico no drenado en una cámara triaxial, depende de la trayectoria de esfuerzos de consolidación, del grado de preconsolidación, de la densidad del material antes de la aplicación de las cargas cíclicas y de la amplitud del esfuerzo cíclico –principalmente de la amplitud de deformación angular cíclica-(Ovando y Segovia, 1996).

Con relación a la aplicación de carga repetida, además de la licuación, también se ha identificado otro fenómeno denominado movilidad cíclica.

La Movilidad cíclica es el reblandecimiento progresivo de un espécimen de arena saturada cuando se sujeta a carga cíclica con contenido de agua constante. Sin embargo, aún se cuestiona que las arenas dilatantes in situ sufran movilidad cíclica durante sismos en el mismo grado que lo que se ha observado en el laboratorio.







### 3. COMPORTAMIENTO DE RESIDUOS MINEROS (JALES).

#### 3.1 *Origen y descripción de los jales.*

Los desperdicios de mina son los sobrantes del proceso para obtener los metales de los materiales que se extrajeron en las minas.

El proceso se puede describir en forma simplificada como sigue: el material que se extrae de las minas, usualmente mediante explosivos, se transporta a la superficie donde se sujeta a varias etapas de trituración. Cuando las partículas tienen el tamaño adecuado, el material se hace pasar por tanques especiales de tal forma de seleccionar, mediante flotación, los metales que van incluidos en el material triturado. La segregación se efectúa empleando, además del líquido, sustancias químicas que provocan la migración de los metales a la parte superior donde son recogidos. El material sobrante es el que aquí se denomina como “desperdicio de mina” o simplemente “jal”. Los jales se depositan, usualmente en áreas cercanas a la planta y forman lo que genéricamente se denomina presas de jales.

El transporte de los jales entre la planta y la “presa”, se efectúa mediante tuberías que llevan agua con el jal en suspensión. La salida de las tuberías está situada en la “cresta” de la presa desde donde se deja salir el material para que fluya junto con el agua hacia las partes bajas, es decir “el embalse”. Algunas veces se instalan ciclones a la salida de las tuberías para hacer una separación primaria de tamaños. Las partículas gruesas por lo general se identifican como arena, éstas se depositan en la parte cercana al talud exterior. Las partículas finas, que se denominan lamas o fangos fluyen hacia las partes bajas y finalmente se sedimentan en el “embalse”. Por lo anterior, se puede deducir que los materiales quedan depositados en estado suelto y por tanto la estructura que adquieren es poco estable.

En cuanto a la granulometría del material lógicamente dependerá del proceso de trituración a que esté sujeto; sin embargo, se puede prever que el material resultante es un polvo de roca en el sentido clásico, por lo que es probable que casi todos los materiales estén comprendidos en el intervalo de arenas a limos. Generalmente, el tamaño de los jales varía entre 1 y 2 mm, hasta 0.001mm o más finos aún. Por lo que respecta a la forma de las partículas, el proceso de trituración produce granos angulosos, del tamaño de la arena, pero no puede asegurarse lo mismo de las partículas más finas.

Las partículas pequeñas individuales de polvo de roca resultado del proceso de molienda preservan la dureza de las rocas y la textura superficial seca, cuando está libre de adhesión. Esto es consistente con el hecho de que el polvo de roca en condiciones saturadas, generalmente posee cohesión efectiva insignificante y resiste cortante principalmente por la movilización del ángulo de fricción interna. Por tanto, a pesar de que el polvo de roca puede clasificarse en términos del tamaño de grano como una arcilla o un limo; la mayoría de sus características de resistencia y deformación se asemejan a las de las arenas. De hecho, el polvo de roca generalmente se clasifica de acuerdo con el SUCS como un limo de baja plasticidad, “ML”. El hecho de que el polvo de roca se comporte como si fuera material no cohesivo, se demuestra claramente por su índice de plasticidad bajo.

A partir de los hallazgos de Casagrande (1936), se determinó que algunas arcillas o limos, como el polvo de roca, con índice de plasticidad bajo, muestran características mecánicas muy similares a las

de la arena, incluso si el tamaño de grano es mucho más pequeño. Por tanto, estas son buenas razones para suponer que el polvo de roca representado por jales limosos es tan vulnerable a la licuación como las arenas cuando están sujetas a excitación vibratoria.

### 3.2 *Deposición de los jales.*

El comportamiento de los residuos mineros depende en gran parte de la manera en que éstos se depositan. El transporte y deposición de los residuos mineros es un proceso complejo el cual está influenciado por factores como el contenido de sólidos del lodo; la forma, el tamaño y la distribución de los granos; la gravedad específica; la temperatura y el recorrido del viaje.

Conforme los jales se descargan en el área de deposición, la velocidad de flujo ocasiona que primero se sedimenten las partículas de mayor tamaño y posteriormente lo hagan las partículas más finas, conforme se incrementa la distancia al punto de descarga, generando así un cierto grado de segregación en el residuo. La segregación de los residuos tiende a formar las llamadas "playas"; es decir, en el punto de descarga se encuentra un material grueso hasta residuos muy finos a distancias más largas del punto de descarga. En estas playas generalmente se forman taludes de 0.5 a 2%.

Se ha encontrado que el material cercano al punto de descarga posee una relación de vacíos que varía entre 0.6 y 1 a diferencia de los puntos más alejados, donde la relación de vacíos varía entre 1 y 1.6 ó más. También se ha encontrado que después de la sedimentación los jales alcanzan un contenido de agua de 50 a 100%. La permeabilidad de los jales depende del tamaño de grano; los residuos gruesos alcanzan valores de permeabilidad de hasta  $10^{-3}$  cm/s en tanto que la de los jales más finos puede ser tan baja como  $10^{-8}$  cm/s.

El tiempo que dura el proceso de deposición, drenaje y consolidación varía desde unas cuantas horas, hasta varios días. Al momento que ocurre la deposición, conforme se van colocando las capas de los residuos, se desarrollan presiones de poro negativas, producto de la capilaridad en el material fino. Dichas presiones pueden generar sobreconsolidación y una considerable densificación de los residuos.

Troncoso (1999) clasifica los depósitos de jales en los siguientes tipos:

- Estructuras de rellenos hidráulicos. Es un método de deposición de residuos finos. Los residuos se transportan en suspensión en el agua y se depositan como relleno hidráulico. Tales estructuras están compuestas por dos estructuras principales: los muros resistentes o estructuras de contención, perimetrales, formados por los suelos más gruesos de los residuos disponibles y el prisma embalsado formado por los suelos más finos. En el interior de la cubeta de embalse se produce la sedimentación de los sólidos y la separación del agua clara, que se puede evacuar, tratar o reciclar. La separación de los suelos gruesos, útiles para el peralte del muro y de los finos se hace por vaciamiento segregado.

- **Residuos Filtrados.** Tipo de depósito en el cual los residuos se espesan, aumentando su concentración de sólidos en agua, mediante sedimentación en tanques espesadores y/o reduciendo drásticamente su contenido de humedad mediante filtrado con equipos mecánicos. Estos depósitos se forman acopiando los residuos después de disminuir su contenido de humedad formando capas que se compactan con rodillo, con objeto de obtener depósitos con bajo grado de saturación y altos grados de compactación, y por tanto, más seguros ante sollicitaciones sísmicas.
- **Presas de tierra.** Los residuos mineros se pueden embalsar en cubetas formadas con presas de tierra convencionales en casos en que la topografía de un sitio y la disponibilidad de bancos de préstamo permitan su diseño económico, creando un embalse de gran volumen.

### 3.3 *Propiedades de los jales*

#### 3.3.1 *Distribución granulométrica.*

Los residuos mineros se clasifican como arenas limosas finas o limos arenosos. El peso volumétrico unitario de las partículas sólidas oscila entre 2.8 y 2.9 t/m<sup>3</sup>, el cual es mayor que el que poseen los depósitos naturales. En la figura 3.1 se muestran algunas distribuciones granulométricas típicas de residuos mineros.

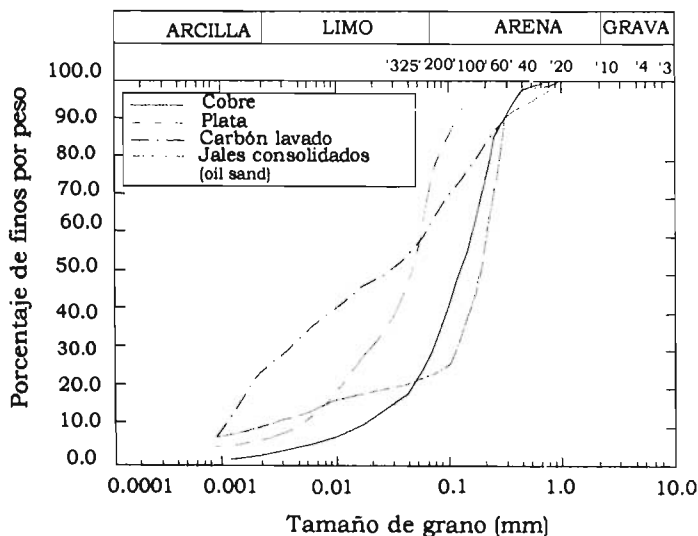


Figura 3.1 Granulometría típica de residuos mineros (Qiu-Yunxin J. y Seago D.C., 2001)

Según Matyas E. L. (1984), la unidad de peso de un jal, no se puede determinar de manera confiable con métodos de muestreo inalterado y propone estimarlo a partir de la siguiente expresión, suponiendo que el material está saturado.

$$\gamma = \left( \frac{G_s + e}{1 + e} \right) \gamma_w$$

Donde:

$\gamma$ : Peso unitario total

$e$ : Relación de vacíos,  $e = wG_s$ .

$G_s$ : Gravedad específica de las partículas sólidas

$\gamma_w$ : Peso unitario del agua ( $1.0 \text{ ton/m}^3$ )

### 3.3.2 *Compacidad Relativa.*

La compacidad relativa que presentan los residuos depositados hidráulicamente sin compactación mecánica depende en gran parte de la distribución granulométrica (además del coeficiente de uniformidad y de la forma de los granos), así como de las características de flujo (descarga, cantidad, concentración de partículas sólidas, velocidad de descarga, condiciones de drenaje, etc.).

### 3.3.3 *Densidad Relativa.*

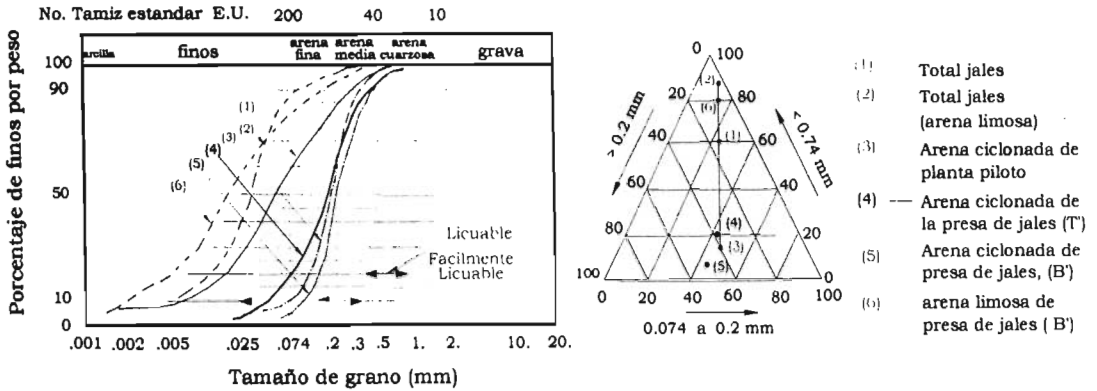
La densidad relativa es un parámetro de referencia que se usa para estimar el potencial de licuación de suelos granulares. La densidad relativa de los jales se obtiene en laboratorio, a partir de la relación de vacíos máxima y mínima.

### 3.3.4 *Permeabilidad.*

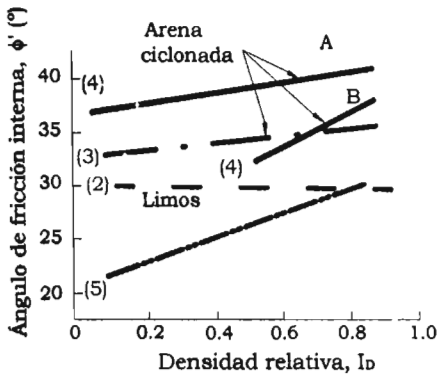
El incremento en la densidad influye de manera importante en el desarrollo de la resistencia al corte de los residuos mineros, pero a su vez, tiene una influencia desfavorable desde el punto de vista de la permeabilidad. En la figura 3.2-c se observa la variación del coeficiente de permeabilidad con respecto a la densidad, determinada en laboratorio en muestras remoldeadas de algunos materiales. Debido a la estratigrafía horizontal que presentan los residuos, se presenta una gran anisotropía desde el punto de vista de permeabilidad.

### 3.3.5 *Resistencia al corte.*

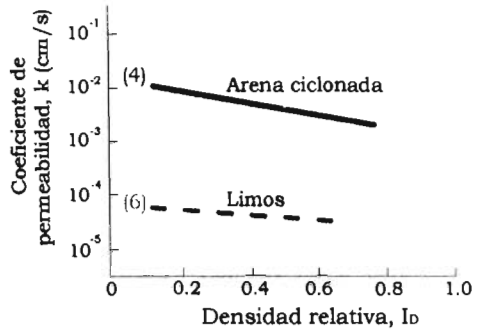
El desarrollo de la resistencia al corte de los residuos mineros depende considerablemente del ángulo de fricción interna y está influenciada por la magnitud de los esfuerzos confinantes. Los residuos que se generan en la industria minera generalmente son materiales sin cohesión con ángulos de fricción interna que varían entre  $25$  y  $40^\circ$ . El valor del ángulo de fricción interna generalmente es grande, cuando los esfuerzos confinantes son menores de  $0.5 \text{ kg/cm}^2$ ; para esfuerzos superiores, el ángulo de fricción interna se mantiene prácticamente constante y comienza a reducirse cuando los esfuerzos confinantes son altos (del orden de  $20 \text{ kg/cm}^2$ ).



a) Granulometrías típicas de residuos mineros.



b) Variación del ángulo de fricción interna,  $\phi'$  (°) con respecto a la densidad del material.



c) Variación de la permeabilidad con respecto a la densidad del material.

Figura 3.2 (a) Granulometría y (b) y (c) curvas que muestran la influencia de la densidad en algunas propiedades de los jales (Perlea y Botea, 1984).

En la figura 3.2-b se muestran los resultados de pruebas de corte directo y se aprecia la variación del ángulo de fricción interna ( $\phi'$ ) con la densidad de los materiales. Se observa que el ángulo de fricción interna aumenta a medida que la densidad es mayor y en consecuencia la permeabilidad disminuye (ver figura 3.3-c).

Matyas E. L. (1984) realizó un estudio experimental en jales procedentes de la mina de uranio en Lago Elliot, Ontario Canadá. La resistencia al corte de esos jales, se determinó a partir de ensayos en laboratorio con especímenes de jales inalterados y reconstituidos; se realizaron ensayos de compresión triaxial en condiciones drenadas y no drenadas y pruebas de corte directo bajo condiciones drenadas.

En ese trabajo, los jales se clasificaron como arenas limosas y limos, acorde con su distribución granulométrica. En la tabla 3.1 se muestran algunas propiedades índice correspondientes a cada material.

Tabla 3.1 Propiedades índice de residuos mineros (Estudio experimental, Matyas E. L.(1984)).

Material	Contenido de humedad promedio, w (%)	Densidad de sólidos, Ss	Índice de plasticidad, IP (%)	Peso volumétrico, $\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )
Arena limosa	27	2.77	0	2.0
Limo	54	2.81	0-10	1.7

Los resultados se resumen en la figura 3.3. Los datos indican que el ángulo de fricción interna aparente ( $\phi^*$ ), varía sobre un rango amplio y es altamente dependiente de la relación de vacíos que existió antes del corte.

Aunque el número de datos es limitado para los especímenes de limo, es claro que la fracción de limo presentó ángulos de fricción significativamente más altos que los especímenes de arena para relaciones de vacíos similares. Esto se atribuye a que el limo contenía un porcentaje más alto de partículas en forma de aguja.

Los ángulos de fricción relativamente altos en ambos jales, arenas y limos, se atribuyen a lo anguloso de las partículas molidas de los residuos mineros.

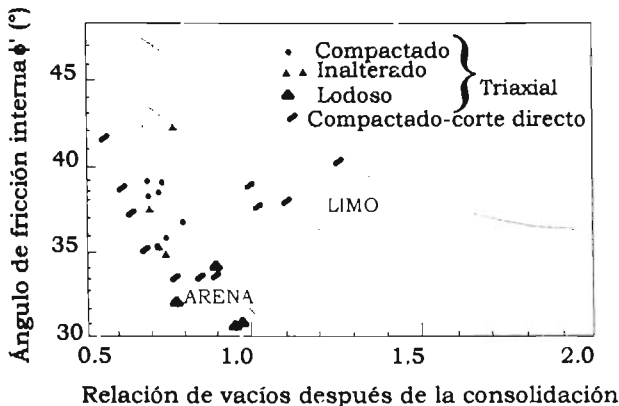


Figura 3.3 Resistencia cortante de residuos mineros, arena y limo (Matyas E. L., 1984).

### 3.4 Licuación de los residuos mineros.

El tipo de suelo más susceptible de sufrir licuación es aquel que moviliza su resistencia a deformación por la fricción entre sus partículas bajo la influencia de la presión confinante. Cuando el suelo es de grano fino o cuando contiene alguna cantidad de finos, estos tienden a desarrollar cohesión o adhesión entre sus partículas finas, de modo que hacen difícil la separación entre ellas. En consecuencia, las arenas con cierta cantidad de finos generalmente presentan una mayor resistencia a licuación. Sin embargo, esta tendencia depende de la naturaleza de los finos que contiene la arena. Si los finos están formados por minerales con textura superficial seca, libre de adhesión, ellos permitirán fácilmente la separación de partículas individuales y por tanto, la arena que contiene tales finos exhibirá un gran potencial a licuarse como las arenas limpias.

Un ejemplo típico de dichos finos son los jales que se producen en el proceso de concentración de mineral en la industria minera. Puesto que los jales consisten básicamente de suelo superficial rocoso y preservan la dureza de la roca madre con superficie seca. Por consiguiente, el polvo de roca en condición saturada, no posee cohesión significativa y se comporta como si fuera una arena limpia. De ésta manera, se ha mostrado que los jales exhiben baja resistencia a licuación igual que la arena limpia (Ishihara et al. 1980).

El grado de licuabilidad de las arenas con mayor o menor contenido de finos cohesivos como aquellos suelos que se encuentran en depósitos fluviales, se investigaron en laboratorio por Ishihara et al. (1978). Los resultados de esos estudios igualmente revelaron que, al incrementar el contenido de finos, la resistencia cíclica de la arena tiende a incrementar hasta cierto punto, en estado normalmente consolidado, pero es mayor aún si está preconsolidado. Esta tendencia se puede admitir, porque la adhesión entre partículas finas tiende a evitar la separación de las partículas individuales, cuando la arena esta próxima a licuarse. De tal manera que las arenas que contienen dichos finos plásticos generalmente presentan una mayor resistencia a licuación. Sin embargo, los efectos de los finos se manifiestan de forma variada dependiendo de su naturaleza; por lo cual, sería importante buscar un parámetro adecuado que sea capaz de cuantificar de manera específica las características de la licuación de las arenas con un cierto contenido de finos.

Frecuentemente se ha observado que la densidad relativa dista de ser un parámetro índice apropiado, si el contenido de finos es aproximadamente mayor al 50 %. La recopilación de datos de varias series de pruebas de laboratorio mostraron que la propiedad índice más importante que influye en la resistencia cíclica, es el índice de plasticidad de los finos que contiene la arena (Ishihara y Koseki, 1989). Esto se demuestra claramente en los resultados que se resumen en la figura 3.4, donde se dibuja la resistencia cíclica contra el índice de plasticidad ( $I_p$ ) de los materiales que se emplearon en las pruebas. La resistencia cíclica no cambia mucho para el rango de plasticidad por debajo de  $I_p = 10$ , pero aumenta poco después con el incremento del índice de plasticidad.



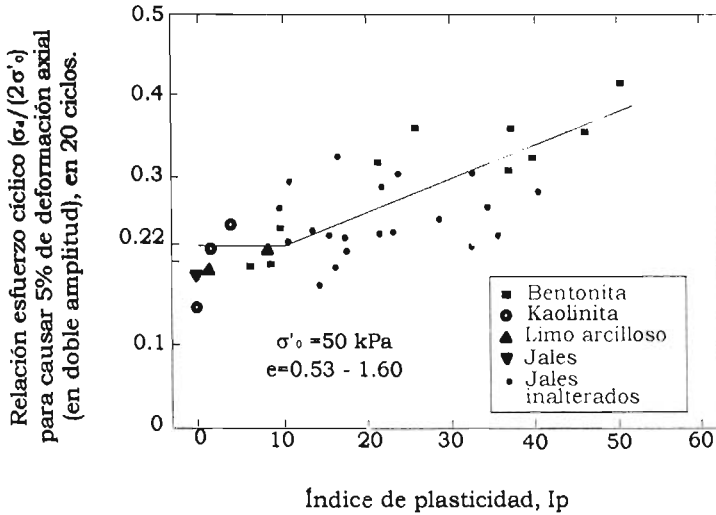


Figura 3.4 Efectos del índice de plasticidad en la resistencia cíclica de arena con contenido de finos.

### 3.4.1 Influencia del contenido de finos en los residuos mineros.

Ishihara (1993) concluyó que las arenas con algún contenido de finos generalmente presentan una mayor resistencia a licuación que las arenas limpias. Además explicó esta conclusión al sostener que el tipo de suelo más susceptible a licuación es aquel cuya resistencia a deformación se moviliza por la fricción entre partículas bajo un esfuerzo confinante y que cuando el suelo contiene alguna cantidad de finos desarrolla cohesión o adhesión entre las partículas finas, haciendo difícil la separación entre ellas. Su argumento fue confirmado por Pitman (1994), quien reportó que al aumentar la cantidad de finos en sus pruebas, las probetas ensayadas se hicieron menos contractivas.

Por otro lado, Sladen et al. (1985), investigó el efecto de los finos en el comportamiento de arena colocada hidráulicamente con referencia al deslizamiento por flujo. Encontró que al incrementar el contenido de finos, la densidad alcanzada tendía a disminuir para una técnica de colocación particular, la cual resultó en un cierto potencial de licuación, siendo mucho más bajo para una arena limpia que para una arena con finos.

Lade y Yamamura (1997) expusieron que al incrementar el contenido de finos en especímenes de arena de Nevada, fue necesario aumentar los valores de la densidad relativa para que los especímenes no se licuaran. Los resultados se muestran en la figura 3.5, donde se observa que la arena limpia con una densidad relativa ligeramente superior al 20% hace que el espécimen no sea susceptible a

licuación; mientras que para un espécimen con 60 % de finos, el valor de la densidad relativa necesaria para evitar que éste se licue es aproximadamente del 60 %. Argumentaron que este efecto se debe al arreglo entre los granos más grandes y más pequeños, el cual se desarrolla dentro de un espécimen. Con una mayor cantidad de finos se consigue una densidad más baja y el espécimen tiene una compresibilidad más alta, haciéndolo más susceptible a licuación.

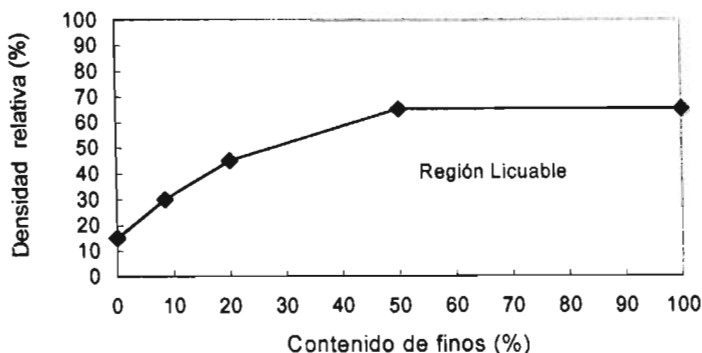


Figura 3.5 Efecto del contenido de finos en la densidad relativa necesaria para hacer que arena de Nevada 50/200 no sea susceptible a licuación (tomado de Lade y Yamamura, 1997).

¿Porque estos resultados aparentemente son contradictorios?. Una posible explicación podría ser la carencia de bases comunes de comparación. Como muestra en la figura 3.5 Lade y Yamamura (1997) relacionan la susceptibilidad de licuación al efecto del contenido de finos a través de la densidad relativa. Otros investigadores no han adoptado éste planteamiento, sino que emplean diagramas de estado, utilizando el espacio de esfuerzos efectivos-relación de vacíos y con un cambio en el contenido de finos; sólo se percatan si la línea de estado estable se mueve hacia arriba o hacia abajo.

Otra razón posible podría ser la naturaleza misma de los finos. En especímenes que contienen finos que están compuestos por minerales de arcilla, puede ser válido el argumento de Ishihara (1993), de que la cohesión se desarrolla entre partículas finas, de manera que hace más difícil la separación entre ellas. Por otro lado, si los finos se componen de partículas con características no cohesivas (tal como el polvo de roca presente en la mayoría de los jales), esas partículas individuales se separarán fácilmente y en consecuencia será más difícil elaborar especímenes densos, por lo cual se acrecienta la susceptibilidad de sufrir licuación. En aparente contradicción a lo anterior, se encuentran los resultados de Pitman et al. (1994); quienes ensayaron jales procedentes de Syncrude y encontraron que la presencia de los finos hizo a los especímenes menos contractivos. Los finos en este material se derivan de cristales de pizarra arcillosa, los cuales están embebidos en los depósitos de arena (Morgenstern et al. 1988). De esta manera, los finos son cohesivos y su comportamiento concuerda con el discutido por Ishihara.

De cualquier manera, es decisivamente importante no restringir una investigación experimental para una determinada distribución tamaño-partícula a un contenido de finos específico, ya que razonablemente se podría esperar alguna variación.

A continuación se presentan los resultados de algunas aportaciones importantes que han sido relevantes en el desarrollo del conocimiento y en el avance de la investigación referente al comportamiento de los residuos mineros.

Ishihara et al. (1980) realizaron una investigación exhaustiva en residuos mineros procedentes de diferentes lugares, tanto de Chile como de Japón, incluyendo una arena de cuarzo. Con estos materiales se formaron especímenes por varios métodos, principalmente pluviación por aire y en forma de lodo. Los especímenes se ensayaron bajo carga senoidal axial con una frecuencia de 1 Hz, hasta que el espécimen alcanzara un 10 % de deformación axial en condiciones no drenadas. Los ensayos se llevaron a cabo por separado, por una parte los residuos compuestos sólo por arena y por la otra aquellos conformados sólo por finos (lamas). Puesto que los residuos mineros tienen una gran variedad de distribuciones granulométricas que van desde materiales muy finos hasta arenas gruesas, el concepto de densidad relativa no es muy adecuado para interpretar consistentemente lo denso o suelto que pueda ser un residuo (Ishihara et al., 1980). Por tal razón, los resultados se expresaron en función de la relación de vacíos, tanto para las arenas, como para los finos ensayados.

Con el fin de observar el efecto de la densidad en la resistencia cíclica del material, Ishihara utilizó el concepto de relación de esfuerzos cíclicos  $\sigma'_{al}/2\sigma'_0$  ( $\sigma'_{al}$ : esfuerzo desviador cíclico,  $\sigma'_0$ : esfuerzo de confinamiento), necesaria para causar una deformación axial de 5 % en doble amplitud (5 % en extensión y 5 % en compresión). Estas resistencias se graficaron contra la relación de vacíos para jales arenosos y se obtuvo la grafica que se muestra en la figura 3.6, donde se aprecia que la resistencia cíclica decrece consistentemente con el incremento de relación de vacíos, a pesar de que los materiales proceden de diferentes minas.

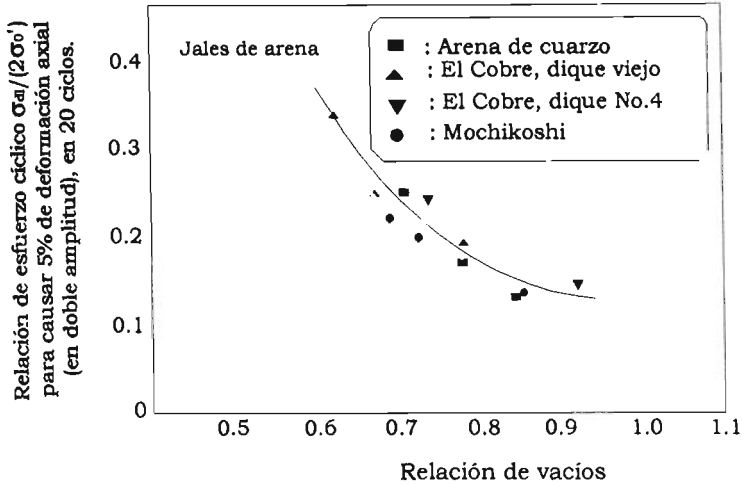


Figura 3.6 Relación entre la resistencia cíclica y la relación de vacíos en residuos finos (Ishihara et al., 1980).

En la figura 3.7, se obtiene una gráfica similar para residuos finos (limos) que se ensayaron con índices de plasticidad bajos (entre 5 y 10 %), donde se observa que la resistencia cíclica también disminuye conforme aumenta la relación de vacíos. Sin embargo, al comparar la resistencia cíclica de los finos con las arenas para una misma relación de vacíos, se observa que la resistencia cíclica de los finos es menor que la de las arenas. Además es interesante notar que en ambos materiales, arena y limo con relación de vacíos muy grande, la resistencia cíclica llega a ser casi idéntica.

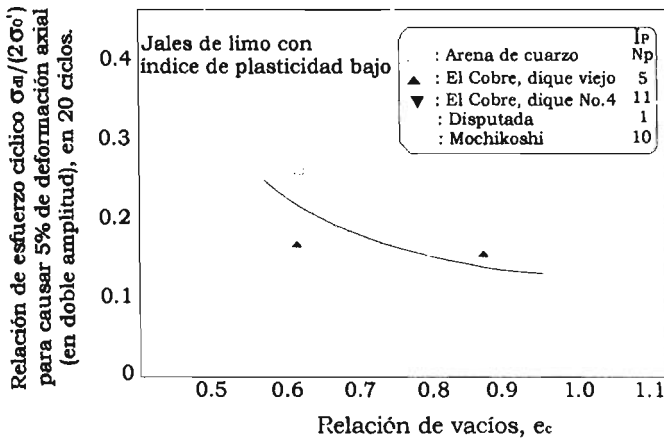


Figura 3.7 Relación entre la resistencia cíclica y la relación de vacíos en residuos finos de baja plasticidad (Ishihara et al., 1980).

Por otro lado, en residuos finos con índices de plasticidad mayores de 15 %, en la figura 3.8 se aprecia que la resistencia cíclica es mayor que la de los residuos de baja plasticidad e incluso que la de las arenas, hecho que se atribuye a que los residuos finos, con finos plásticos; tienden a desarrollar cohesión y movilizan cierta resistencia al corte (Ishihara et al., 1980).

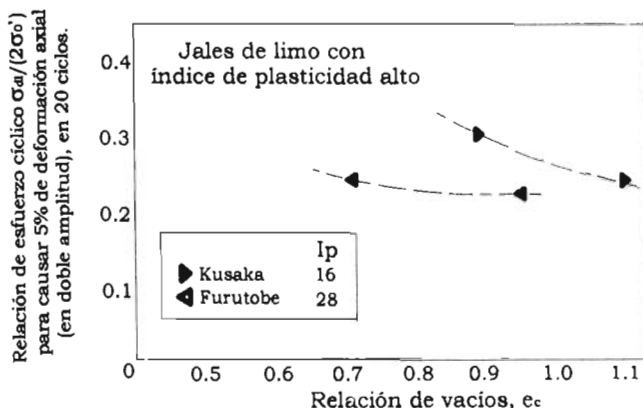


Figura 2.8 Relación entre la resistencia cíclica y la relación de vacíos en residuos finos de plasticidad alta (Ishihara et al., 1980).

Posteriormente Ishihara et al. (1981) estudian el comportamiento de residuos mineros procedentes de Japón, en muestras inalteradas con jales procedentes de 15 depósitos diferentes, los cuales obtuvieron por medio de un tubo de pared delgada. Las muestras se ensayaron bajo carga cíclica senoidal axial con una frecuencia de 1 Hz, hasta que el espécimen alcanzara un 10 % de deformación axial en condiciones no drenadas.

En la figura 3.9, se muestran los resultados de ensayos correspondientes a residuos de minas de zinc, con porcentaje de finos mayor y menor que 50 %. En ésta figura se observa que la resistencia cíclica tiende a decrecer muy ligeramente conforme se incrementa la relación de vacíos. Y por otro lado en la figura 3.10 se presentan los resultados de ensayos en residuos procedentes de minas de oro y de plata, con contenido de finos mayor de 50 %, en éste caso se aprecia que la resistencia cíclica es prácticamente independiente de la relación de vacíos.

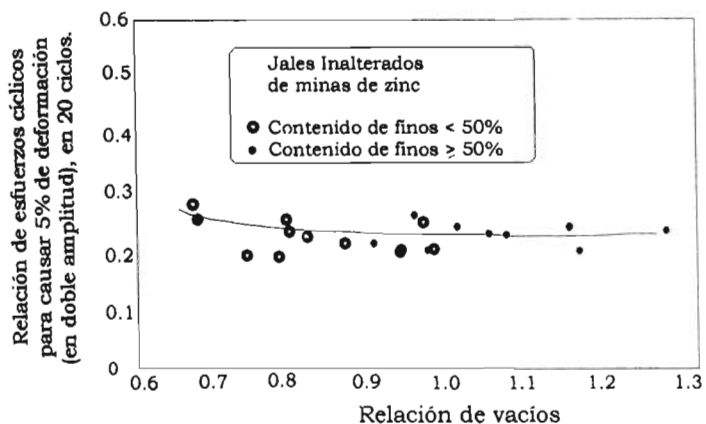


Figura 3.9 Resistencia cíclica contra relación de vacíos (Ishihara et al., 1981).

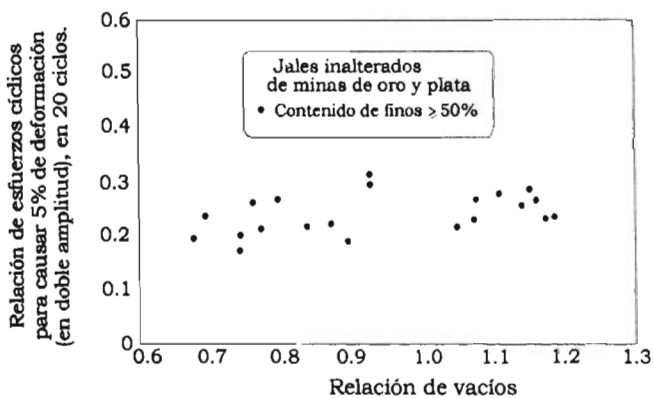


Figura 3.10 Resistencia cíclica contra relación de vacíos (Ishihara et al., 1981).

En la figura 3.11, se muestra la resistencia cíclica de residuos mineros procedentes de una mina de cobre y se aprecia un comportamiento muy similar al de los jales de las minas de oro y plata.

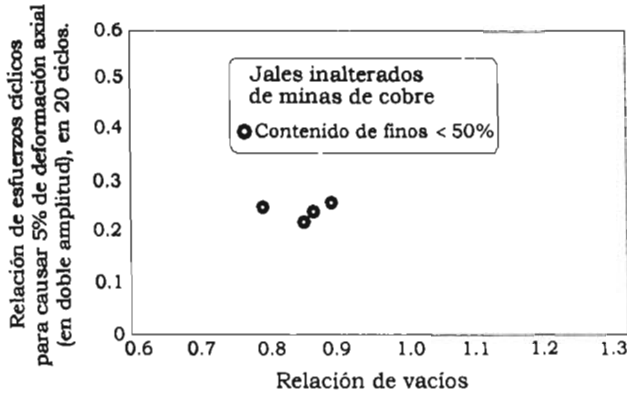


Figura 3.11 Resistencia cíclica contra relación de vacíos (Ishihara et al., 1981).

La investigación que realizó Ishihara aportó aspectos importantes; entre los cuales, se puede ver en las figuras 3.9 a 3.11 que la resistencia cíclica es independiente de la relación de vacíos y del tipo de mina y mineral ensayado.

Otro aspecto importante, es que el comportamiento cíclico está influenciado por la plasticidad que pueda contener un residuo. Después de realizar ensayos en materiales con valores de índices de plasticidad entre 10 y 40 %, Ishihara encontró que la resistencia cíclica de los residuos con índices de plasticidad de 40 % es un 50 % más alto que en finos con índice de plasticidad de 10 %, ver figura 3.12.

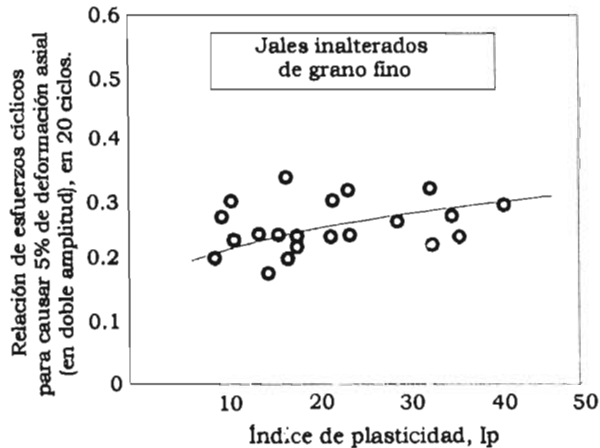


Figura 3.12 Relación entre la resistencia cíclica y el índice de plasticidad de los residuos mineros, (Ishihara et al., 1981).

Por otro lado Troncoso et al. (1985), realizó una investigación para observar la influencia del contenido de finos no plásticos. Para ello llevo a cabo ensayos triaxiales estáticos y cíclicos en un residuo procedente de una mina de cobre ubicada Chile. Los porcentajes de finos analizados fueron de 0, 5, 10, 15, 22 y 30 %.

Inicialmente realizó una serie de pruebas drenadas con la finalidad de observar la variación de la resistencia. Por consiguiente obtuvo el ángulo de fricción interna a partir de las envolventes de falla para la serie de ensayos, variando la cantidad de finos para una relación de vacíos específica. En la figura 3.13 se observa cómo el ángulo de fricción disminuye a medida que aumentan la cantidad de y finos. Además se midieron los cambios volumétricos para una misma presión confinante y se observó que la dilatancia del material disminuye conforme aumenta el contenido de finos.

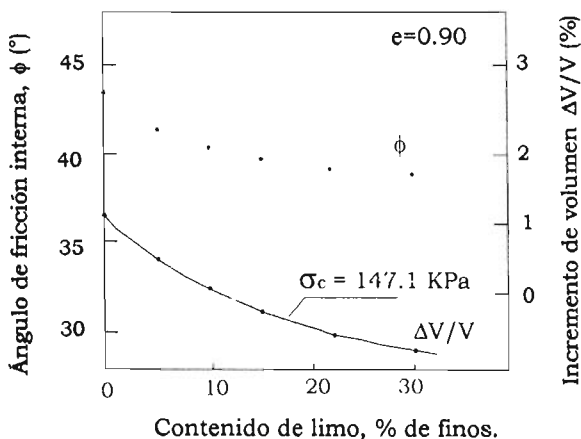


Figura 3.13 Resistencia al corte y dilatancia en residuos mineros (Troncoso et al., 1985).

En cuanto a las pruebas cíclicas, Troncoso obtuvo las curvas de degradación del módulo de rigidez con respecto a la deformación angular. En la figura 3.14 se aprecia como el módulo de rigidez disminuye conforme se incrementa la deformación angular, y de igual forma disminuye conforme se incrementa el porcentaje de finos.



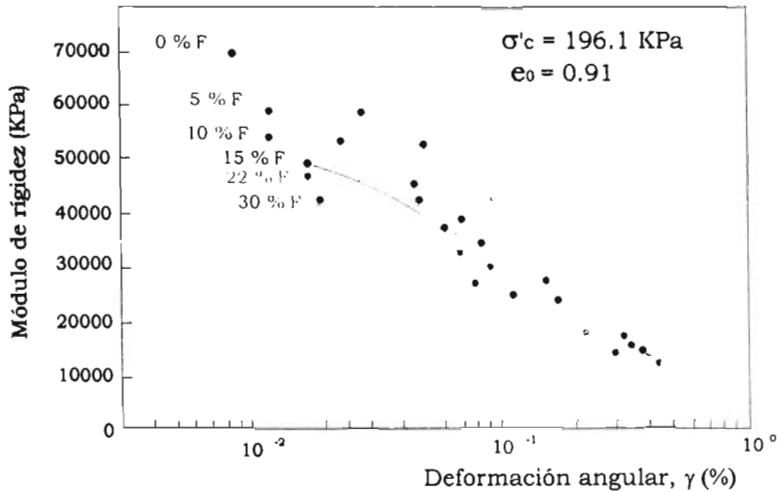


Figura 3.14 Degradación del módulo de rigidez con la deformación angular (Troncoso et al., 1985).

Además en la figura 3.15 se aprecia que para un mismo incremento en la presión de poro, se tienen deformaciones mayores conforme aumenta el contenido de finos. Cualquier incremento en la presión de poro genera un decremento en el módulo de rigidez.

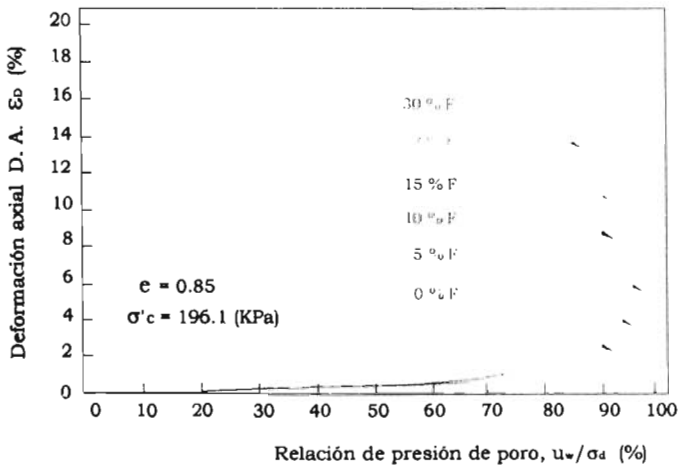


Figura 3.15 Incremento de la presión de poro respecto a la deformación axial en residuos mineros con diferentes porcentajes de finos (Troncoso et al., 1985).

En la figura 3.16 se observa que para un mismo esfuerzo confinante, la resistencia cíclica disminuye conforme se aumenta el contenido de finos.

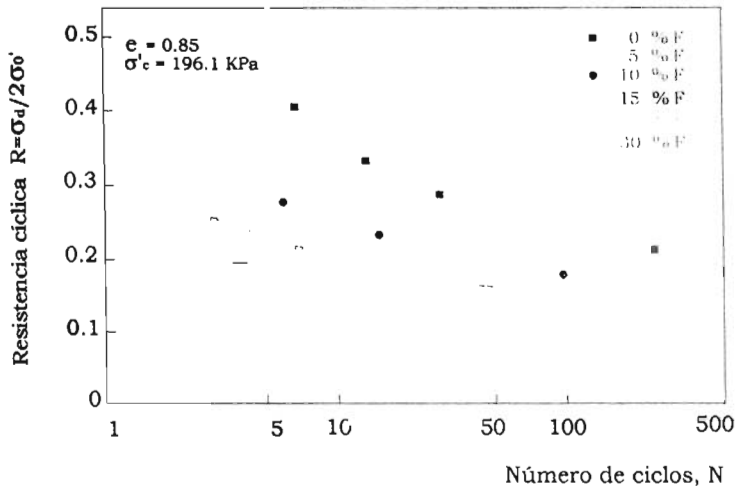


Figura 3.16 Resistencia cíclica en residuos mineros con diferente porcentaje de finos (Troncoso et al., 1985).

Los resultados anteriores tienen la finalidad de demostrar que para una misma relación de vacíos, los finos no plásticos de los residuos mineros contribuyen a aumentar la capacidad para desarrollar presiones de poro y aumentar su potencial licuable (Ishihara et al., 1981; Troncoso et al., 1985).



#### 4. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS DETERMINADOS A PARTIR DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES EN RESIDUOS MINEROS DE DIFERENTE PROCEDENCIA.

En suelos granulares, el esfuerzo efectivo de consolidación, la relación de vacíos, el porcentaje de finos y el número de ciclos aplicados son las variables que más influyen en su comportamiento mecánico, bajo condiciones monotónicas y dinámicas. En el diseño y revisión de estructuras, tales como presas de residuos mineros, en las cuales se utilizan los residuos como material para la construcción, se hace necesario el estudio mecánico de éstos, considerando las diferentes condiciones que influyen en su comportamiento y en ocasiones variando algunas de ellas, para hacer con estos resultados un análisis paramétrico del material en estudio.

En este capítulo se presenta un resumen de los resultados obtenidos a partir de la recopilación de ensayos realizados en residuos mineros de diferente procedencia. Es importante destacar, que los resultados de los estudios experimentales que se emplean en esta investigación, se obtuvieron a partir de la información recopilada de diferentes proyectos que llevó a cabo el Instituto de Ingeniería, UNAM; los cuales fueron realizados en años recientes por los ingenieros M.I Osvaldo Flores Castrellón e Ing. Ismael Rodríguez Vázquez. Posteriormente se presentará un análisis detallado del comportamiento mecánico de los residuos mineros de diferente procedencia, considerando los aspectos más importantes que influyen de manera trascendental en su comportamiento mecánico.

Esta investigación contempla material procedente de cinco unidades mineras, las cuales se identifican y localizan como sigue:

- *"Herrero", Estado de Durango, México.*
- *"Bastán", Estado de Michoacán, México.*
- *"Caridad", Estado de Sonora, México.*
- *"Charcas", Estado de San Luis Potosí, México.*
- *"Toquepala-Cuajoné", República del Perú.*

Los estudios que se desarrollaron en los residuos mineros antes citados, se realizaron en su momento con un objetivo en específico y consecuentemente su programa experimental tuvo sus propias variantes. No obstante, la mayoría de los programas experimentales incluyeron ensayos triaxiales estáticos consolidados no drenados en probetas con diferente contenido de finos.

El equipo empleado al ensayar las probetas de los diferentes residuos mineros fue el mismo y una condición importante, es que se hizo énfasis en variables similares, se considera la influencia del porcentaje de finos, la relación de vacíos y el esfuerzo efectivo de consolidación en el comportamiento monotónico esfuerzo-deformación y de estado estable. Además un aspecto que hay que recalcar, es que la mayoría de los estudios experimentales fueron realizados por el ingeniero Osvaldo Flores Castrellón, quien está a cargo del laboratorio de Geotecnia del Instituto y en otros casos, supervisó cómo se realizaron los ensayos. También se destaca que los ensayos con residuos mineros procedentes de San Luis Potosí fueron realizados por el Ingeniero Ismael Rodríguez Vázquez (Tesis de maestría DEPTI-UNAM, 2001).

Las series de ensayos correspondientes a los residuos mineros Herrero, Caridad y Bastán fueron realizadas por el ingeniero Osvaldo Flores (Flores y Romo, 1997), posteriormente junto con el ingeniero Enrique Castellanos Hernández realizó las series de ensayos en los residuos procedentes del Perú (O. Flores Cartrellón, M. Romo Organista, E. Castellanos Hernández y R. V Orozco Santoyo, 2001).

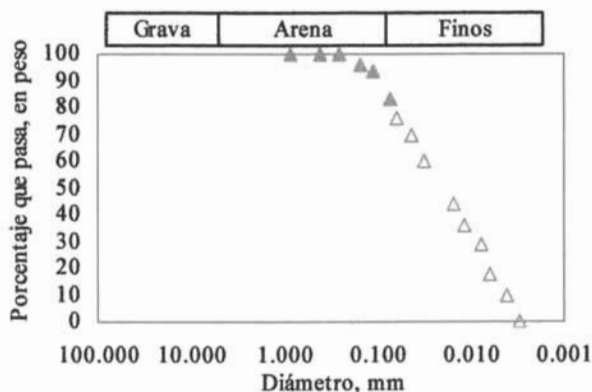
Con la finalidad de visualizar de manera rápida los resultados que se presentan en el desarrollo de este trabajo, se considera conveniente establecer una nomenclatura que permita identificar rápidamente los diferentes residuos mineros, de acuerdo con su lugar de procedencia. Por consiguiente, los residuos provenientes de las diferentes unidades mineras se identifican, como: *Herrero (H)*, *Bastán (B)*, *Caridad (C)*, *Charcas (SLP)* y *Perú (P)*.

Posteriormente, al definir los resultados de los ensayos en los diferentes residuos mineros, solo se emplearán las iniciales citadas para identificar el material.

#### 4.1 Descripción del material.

- Residuos mineros "Herrero".

El material procedente de la unidad minera "Herrero", localizada en el estado de Durango, México, presentó un contenido de finos igual a 83.6 %, de acuerdo con su distribución granulométrica y según el S.U.C.S., se clasificó como ML, limo de baja plasticidad. La densidad de sólidos del material fue igual a 2.74. En la figura 4.1 se presenta la distribución granulométrica del material.



• *Residuos mineros "Bastán"*

Los residuos mineros provenientes de la unidad minera "Bastán", localizada en el estado de Michoacán, México, estuvieron libres de finos, de acuerdo con su distribución granulométrica y según el S.U.C.S., se clasificó como SP, arena limpia mal graduada. La densidad de sólidos de este material, presentó un valor igual a 2.7. En la figura 4.2 se presenta la distribución granulométrica del material.

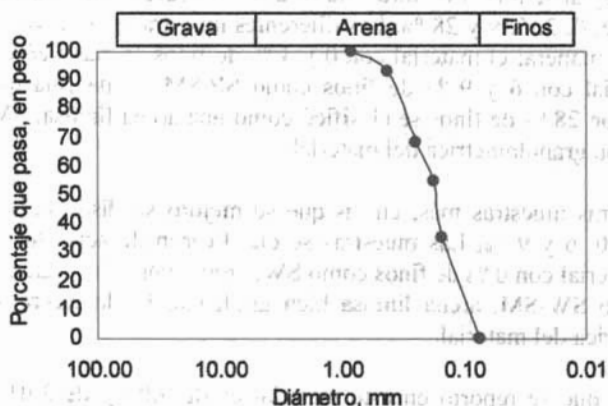


Figura 4.2 Distribución granulométrica del residuo minero "Bastán"

• *Residuos mineros "Caridad"*

En el material proveniente de la mina "Caridad", localizada en el estado de Sonora, México, se determinaron tres granulometrías distintas, con contenido de finos de 0, 15 y 30 %, de acuerdo con el S.U.C.S. Estos residuos se clasificaron como SW, arena limpia bien graduada en el primer material y como SM, arena limosa en los dos subsiguientes. La densidad de sólidos del material fue de 2.8. En la figura 4.3 se presenta la distribución granulométrica del material.

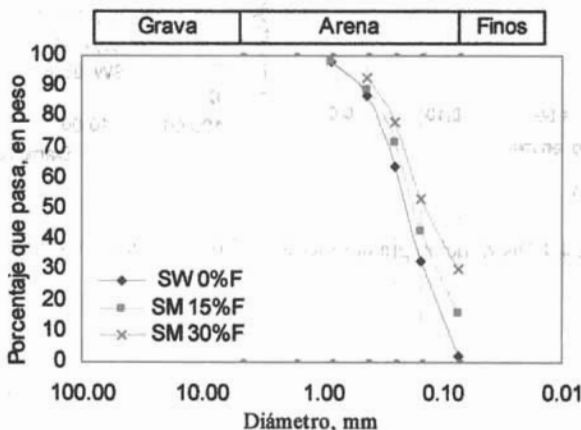


Figura 4.3 Distribución granulométrica del residuos mineros "Caridad"

• *Residuos mineros "Charcas"*

El material integral proveniente de la unidad minera "Charcas", localizada en el estado de San Luis Potosí, se encontró que posea un contenido de finos no plásticos de 14 %, de acuerdo con su distribución granulométrica y según el S.U.C.S., se clasificó como SM, arena limosa.

A partir del material integral se formaron otras muestras con características distintas, correspondientes a porcentajes de finos de: 0, 3, 6, 9 y 28 %. Las diferentes muestras se clasificaron de acuerdo con el S.U.C.S. de la siguiente manera: el material con 0 y 3 % de finos se clasificó como SP, arena limpia mal graduada; el material con 6 y 9 % de finos se clasificó como SP-SM, arena fina uniforme no plástica y finalmente el material con 28 % de finos se clasificó como una arena limosa, SM. En la figura 4.4 (a) se presenta la distribución granulométrica del material.

Además se formaron otras muestras más, en las que se mejoro su distribución granulométrica para contenidos de finos de 0, 6 y 9 %. Las muestras se clasificaron de acuerdo con el S.U.C.S. de la siguiente manera: el material con 0 % de finos como SW, arena limpia bien graduada, y el material con 6 y 9 % de finos como SW-SM, arena limosa bien graduada. En la figura 4.4 (b) se presenta la distribución granulométrica del material.

La densidad de sólidos que se reporto en éste material es de 3.02 y de 3.01 la correspondiente al material fino.

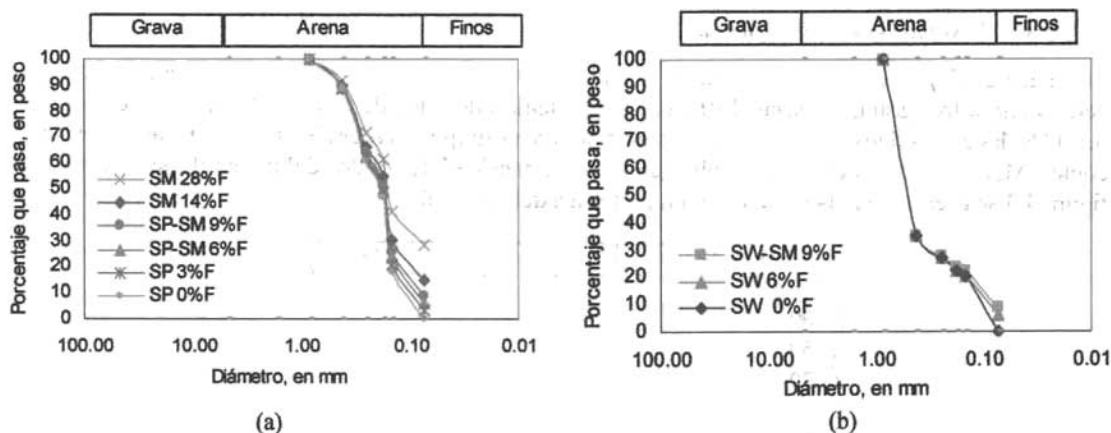


Figura 4.4 Distribución granulométrica del residuos mineros "Charcas"

• *Residuos mineros "Perú".*

Los residuos mineros localizados en las unidades "Toquepala y Cuajoné", localizadas en la República del Perú, presentaron contenidos de finos igual a 48 % y posteriormente se formaron muestras con 10 % de finos, cuyas granulometrías se presentan en la figura 4.5. La clasificación de los materiales según el S.U.C.S., fueron SW-SC, arena bien graduada con finos, para el material con 10 % de finos y SC, arena con arcilla de baja plasticidad, para el material con 48 % de finos.

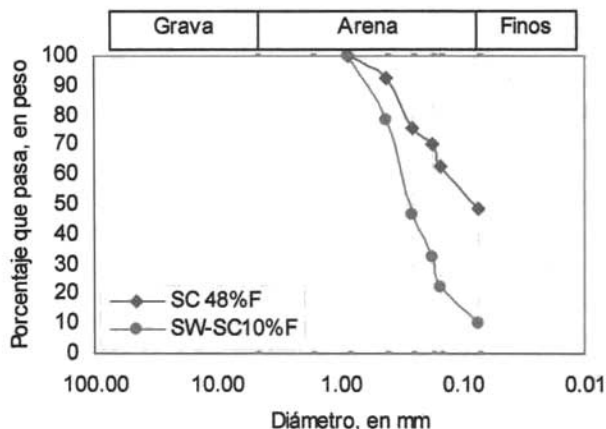


Figura 4.5 Distribución granulométrica del residuos mineros "Perú"

Tabla 4.1 Coeficientes de uniformidad y curvatura, porcentajes de finos y clasificación S.U.C.S. de los diferentes residuos mineros.

Procedencia	% Finos	Cu	Cc	S.U.C.S.
Herrero	83.6	0.8	5.7	ML
Caridad	0	2.7	1	SW
	15	-	-	SM
	30	-	-	SM
Bastán	0	2.3	1	SP
Charcas	28	-	-	SM
	14	-	-	SM
	9	3.1	1.5	SP-SM
	6	2.7	1.3	SP-SM
	3	2.4	1.1	SP
	0	2.1	1	SP
Perú	9	8	2.6	SW-SM
	6	7.5	2.1	SW-SM
	0	6	1.7	SW
	48	-	-	SC



	10	4	1.27	SW-SC
--	----	---	------	-------

La información de los estudios experimentales con la que se contó en el presente estudio fue referente a pruebas triaxiales estáticas consolidadas no drenadas (CU). A continuación se detalla la manera en que se formaron las probetas y posteriormente se describe el procedimiento que se siguió en el desarrollo de los ensayos.

#### 4.2 Formación de probetas.

Para formar las probetas, se utilizó un método de compactación estática. Flores (1997) estandarizó el procedimiento de formación de la probeta y el cálculo de la relación de vacíos, mismo que se utilizó en las distintos trabajos experimentales que se desarrollaron con los residuos mineros, los cuales ahora son motivo del presente estudio, esto se hizo con la finalidad de poder establecer comparaciones con resultados de diferentes investigaciones.

El método de compactación estática consiste en homogeneizar el material integral con contenidos de agua ( $w$ ) que varían entre 5 y 12 %, y formar la probeta en 10 capas de igual cantidad de material, aplicando 12 apisonadas por capa con un pisón de diámetro igual al radio de la probeta y una secuencia como se muestra en la figura 4.6. Se utilizan pesos de pisón que varían entre 100 y 3000 g, con lo cual se logran relaciones de vacíos ( $e$ ) en las estructura del suelo que van de la máxima a la mínima. Flores (1977) expone detalladamente el método.

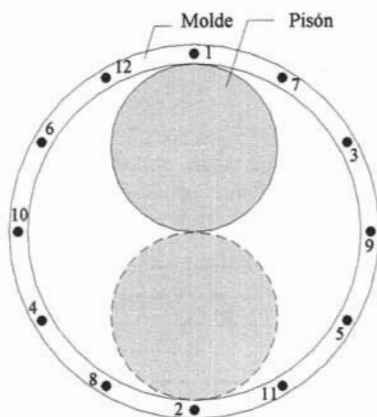


Figura 4.6 Secuencia de apisonado para formar probetas.

En el siguiente apartado se presentan los valores de las relaciones de vacíos correspondientes a los diferentes ensayos para los distintos residuos mineros.

### 4.3 Comportamiento mecánico de los residuos mineros.

#### 4.3.1 Ensayes estáticos.

Los ensayos estáticos que se analizan en este estudio, se realizaron en la cámara triaxial de alambres. La cámara triaxial de alambres está instrumentada para medir presión de poro, deformación y carga axial en la probeta y es óptima para aplicar deformación a velocidad o carga controlada. Rodríguez Vázquez (2001) describe la cámara triaxial de alambres.

Al inicio de presente capítulo se describieron los diferentes residuos mineros, donde se presentan sus distribuciones granulométricas, junto con su correspondiente clasificación S.U.C.S. En la tabla 4.2 se presenta un resumen, donde se muestran las condiciones de las probetas. Se incluye el peso volumétrico seco, los valores de los esfuerzos efectivos de consolidación que fueron aplicados y su relación de vacíos en la falla.

Tabla 4.2 Condiciones de las probetas ensayadas en cámara triaxial de alambres.

PROCEDENCIA	S.U.C.S.	% Finos	Prueba	$\gamma_s$ , (kg/cm <sup>3</sup> )	e	$\sigma'_o$ , (kg/cm <sup>2</sup> )
Herrero	ML	83.6	EIH1-83.6%F	1.15	1.390	0.8
			EIH3-83.6%F	1.13	1.415	1.6
			EIH4-83.6%F	1.22	1.249	0.8
			EIH5-83.6%F	1.02	1.690	0.5
			EIH7-83.6%F	1.13	1.418	0.8
			EIH8-83.6%F	1.11	1.478	1.6
Caridad	SM	30	EIC11-30%F	1.45	0.931	1.00
			EIC15-30%F	1.29	1.171	1.00
	SM	15	EIC12-15%F	1.58	0.772	1.00
			EIC16-15%F	1.26	1.222	1.00
	SW	0	EIC13-0%F	1.21	1.314	1.00
			EIC14-0%F	1.18	1.373	1.00
Bastán	SP	0	EIB1-0%F	0.88	2.060	1.40
			EIB2-0%F	1.21	1.230	1.20
			EIB3-0%F	1.39	0.936	2.00
			EIB4-0%F	1.47	0.833	1.50
			EIB5-0%F	1.14	1.370	1.50
			EIB6-0%F	1.39	0.937	2.50
			EIB7-0%F	1.48	0.828	1.50
Perú	SC	48	EIP1-48F	1.37	1.051	0.50
			EIP2-48F	1.09	1.573	0.50
			EIP3-48F	1.38	1.025	1.00
			EIP4-48F	1.05	1.679	1.00
			EIP5-48F	1.18	1.376	1.50
			EIP6-48F	1.00	1.788	1.50
			EIP7-48F	1.59	0.757	1.00
	SW-SC	10	EIP1-10F	1.52	0.837	1.20
			EIP2-10F	1.33	1.107	1.20
			EIP3-10F	1.16	1.418	1.20
			EIP4-10F	1.54	0.824	0.20
			EIP5-10F	1.34	1.093	0.62
			EIP6-10F	1.13	1.479	0.61

Continúa Tabla 4.2 Condiciones de las probetas ensayadas en cámara triaxial de alambres.

PROCEDENCIA	S.U.C.S.	% Finos	Prueba	$\gamma_{ds}$ (kg/cm <sup>3</sup> )	e	$\sigma'_{0,1}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
SLP	SM	14	EISLP1-14F	1.60	0.893	1.5
			EISLP2-14F	1.54	0.961	0.75
			EISLP3-14F	1.40	1.152	1.03
			EISLP4-14F	1.27	1.374	1.6
			EISLP5-14F	1.19	1.536	1.27
			EISLP6-14F	1.68	0.803	1.52
	SM	28	EISLP1-28F	1.50	1.014	1.5
			EISLP2-28F	1.42	1.129	1
			EISLP3-28F	1.66	0.822	1.52
			EISLP4-28F	1.42	1.129	1
	SP-SM	9	EISLP1-9F	1.51	1.001	1.525
			EISLP2-9F	1.53	0.999	1.52
			EISLP3-9F	1.39	1.116	1.04
			EISLP4-9F	1.29	1.34	0.99
	SP-SM	6	EISLP1-6F	1.38	1.183	1.02
			EISLP2-6F	1.25	1.422	0.98
			EISLP3-6F	1.49	1.03	1.52
			EISLP4-6F	1.53	0.972	1.54
	SP	3	EISLP1-3F	1.42	1.132	1.025
			EISLP2-3F	1.25	1.425	1.25
			EISLP3-3F	1.55	0.947	1.26
			EISLP4-3F	1.49	1.031	1.54
	SP	0	EISLP1-0F	1.48	1.047	1.53
			EISLP2-0F	1.43	1.116	1.47
EISLP3-0F			1.42	1.132	1.04	
EISLP4-0F			1.36	1.227	0.96	
SLP	SW-SM	9	SWSLP1-9F	1.53	0.979	1.54
			SWSLP2-9F	1.44	1.111	1.04
			SWSLP3-9F	1.36	1.224	1.04
	SW-SM	6	SWSLP1-6F	1.50	1.009	1.54
			SWSLP2-6F	1.43	1.12	1.03
			SWSLP3-64F	1.35	1.236	1.03
	SW	0	SWSLP1-0F	1.49	1.03	1.48
			SWSLP2-0F	1.45	1.077	1.53
			SWSLP3-0F	1.40	1.16	1.01
			SWSLP4-0F	1.32	1.291	0.98

En todos los casos, después de formar las probetas, éstas se consolidaron isotrópicamente, previa circulación de CO<sub>2</sub> y agua y se saturaron por contrapresión. Las presiones y contrapresiones aplicadas en la saturación de los especímenes, fueron constantes en todos los casos, es decir, se aplicaron los mismos incrementos de presión y contrapresión en la saturación. La consolidación se hizo por etapas, hasta llegar al esfuerzo efectivo de consolidación con el que se ensayaron. Xia H. et al. (1991), encontraron que al aumentar los incrementos de esfuerzos durante la saturación aumenta la resistencia a la licuación en las arenas.

Los ensayos se realizaron en condiciones no drenadas y con aplicación de carga a deformación controlada, la cual se aplicó a una velocidad de desplazamiento constante de 0.1 mm/min en todos los ensayos en los distintos jales. Además, durante la prueba se midió la presión de poro generada por la aplicación de carga, la cual se midió en la base de la probeta.

#### 4.3.2 Exposición de Resultados.

En las pruebas triaxiales estáticas consolidadas no drenadas (CU), se obtiene el comportamiento esfuerzo deformación y los parámetros de estado del suelo.

A continuación se presentan las relaciones obtenidas en los ensayos en jales de diferente procedencia, cuyas condiciones se expusieron en la Tabla 4.2, dichas relaciones son las siguientes:

- a. Curvas esfuerzo-deformación.
- b. Trayectorias de esfuerzos  $p'-q$ .
- c. Curvas presión de poro-deformación.
- d. Diagramas de estado (Been y Jefferies, 1985).

En el caso de los diagramas de estado, se presentan dos diagramas, el primero empleando la relación de vacíos natural y el segundo aplicando el concepto de relación de vacíos intergranular, este segundo con el propósito de visualizar el efecto que pudiera tener la relación de vacíos intergranular " $e_{gf}$ " en las líneas de estado estable obtenidas en el primer caso.

El concepto de relación de vacíos intergranular, propuesto por Mitchell (1976) y Kenney (1977), considera que los finos no contribuyen a tomar y transmitir carga, a excepción de las muestras muy sueltas o con porcentajes relativamente grandes de material fino. Además de que la presencia de los finos tienen el efecto de disminuir el número de contactos entre las partículas de arena y de inducir anisotropía en su distribución. Por lo cual, sostuvieron que se deben buscar las relaciones de vacíos referidas al esqueleto sólido arenoso; es decir, el volumen de vacíos incluyendo a los finos como fracción del volumen total de sólidos, llamándola como *relación de vacíos intergranular*, cuya expresión se presenta a continuación.

$$e_{gf} = \frac{V_v + V_f}{V_{ps}} \dots\dots\dots 4.1$$

- Donde:
- $e_{gf}$ : Relación de vacíos intergranular.
  - $V_v$ : Volumen de los vacíos.
  - $V_f$ : Volumen de finos.
  - $V_{ps}$ : Volumen de arena

- *Residuos mineros "Herrero" con 83.6 % de finos.*

En la figura 4.7-a, se presentan las curvas esfuerzo-deformación, donde se aprecia que el esfuerzo desviador máximo varía de 0.20 a 0.60 kg/cm<sup>2</sup> en un intervalo de deformación axial de 1 a 3 %, considerando que los valores del esfuerzo de consolidación variaron entre 0.5 y 1.6 kg/cm<sup>2</sup>. Después de que se alcanza el esfuerzo máximo, la resistencia descende muy poco y ligeramente y en unas muestras se mantiene constante. Las muestras presentan el comportamiento de material puramente contractivo.

En la figura 4.7-b se presentan las trayectorias de esfuerzo, donde se aprecia como independientemente del esfuerzo efectivo de consolidación y de los valores de relación de vacíos, se define claramente la envolvente de colapso y también la línea de falla.

En la figura 4.7-c, se presenta la variación de la presión de poro normalizada con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación contra la deformación axial. En la figura se aprecia que para deformaciones axiales de 1 % a las cuales se alcanza el esfuerzo cortante máximo en la mayoría de los ensayos, la presión de poro acumulada normalizada con respecto a la presión efectiva de consolidación ( $u/p'_0$ ) es igual a 0.55 y a partir de dicho valor las muestras se colapsan e inicia la licuación. (La muestra EIH5-83.6% alcanza valores de  $u/p'_0$  ligeramente mayores a la unidad, lo cual se atribuye a un error en los transductores al registrar la lectura de la presión de poro).

En la figura 4.7-d, se presenta el diagrama de estado, donde se muestra la línea de estado estable, la cual tiene una pendiente,  $\lambda_{SS}$  igual a 2.58.

En la figura 4.7-e, se presenta el diagrama de estado, donde se muestra la línea de estado estable que se obtuvo al emplear el concepto de relación de vacíos intergranular. Por último, en la figura 4.7-f se presenta un diagrama de estado en el que se muestran las dos líneas, la línea de estado estable obtenida a partir de la relación de vacíos intergranular se localiza a la derecha de la línea de estado estable obtenida con la relación de vacíos natural y además presenta resistencias residuales en el estado estable de mayor magnitud.

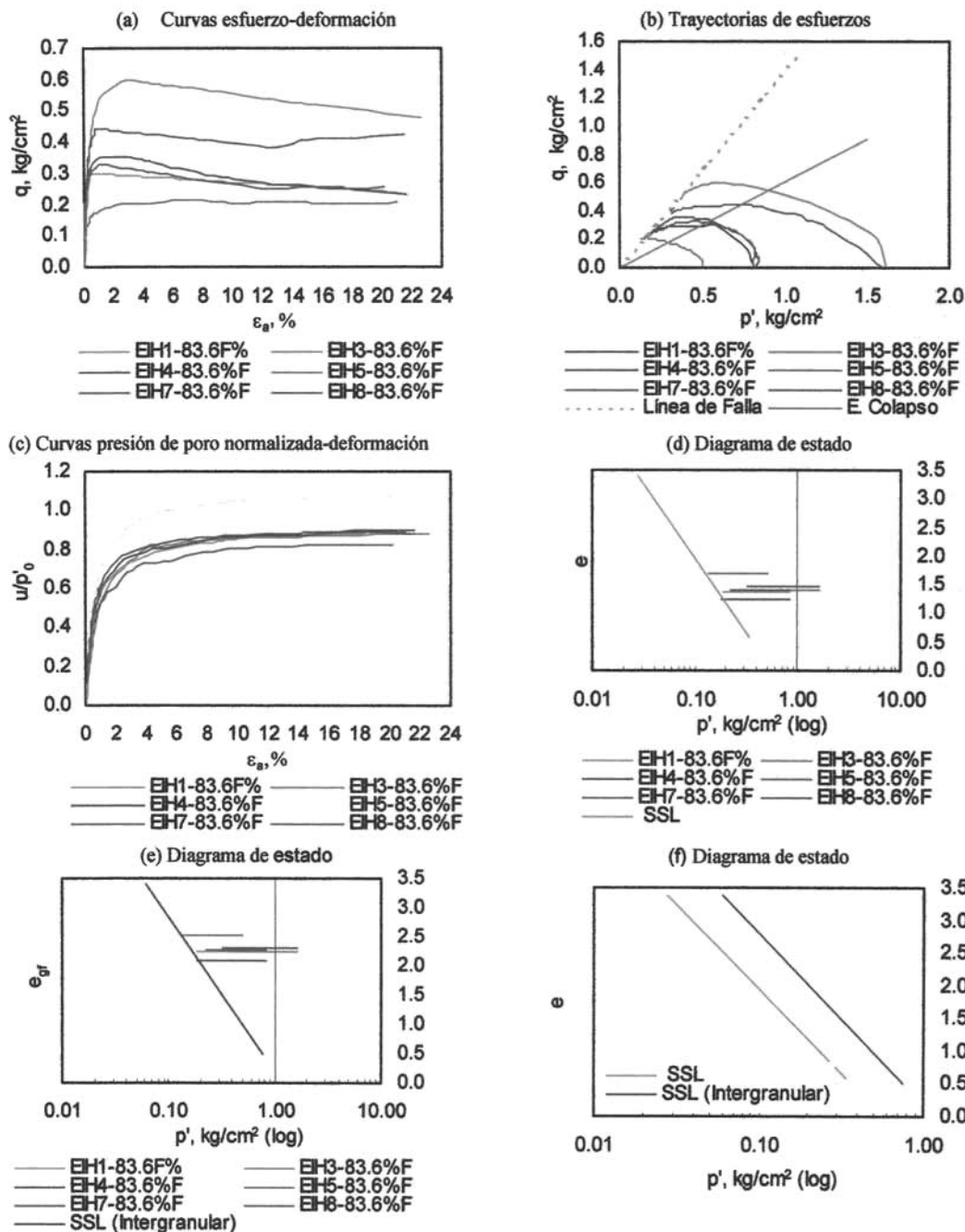


Figura 4.7 Comportamiento esfuerzo deformación y de estado estable de residuos mineros Herrero (83.6%F).

- Residuos mineros "Bastán" sin finos.

En la figura 4.8-a, se presentan las curvas esfuerzo-deformación, donde se observa que el esfuerzo desviador máximo varía de 0.19 a 1.10 kg/cm<sup>2</sup> para valores de esfuerzo de consolidación correspondientes a 1.20 y 2.50 kg/cm<sup>2</sup>. En el caso de las muestras EIB4-0%F y EIB7-0%F, las probetas tienen un comportamiento dilatante a diferencia del resto, las cuales se comportan como material puramente contractivo. Después de que se alcanza el esfuerzo máximo para deformaciones axiales de 1 %, la resistencia desciende hasta llegar a valores mínimos para deformaciones del orden de 12 %. El desarrollo de las curvas representan el comportamiento de un material suelto a excepción de las pruebas EIB4-0%F y EIB7-0%F, las cuales describen el comportamiento de un material denso.

En la figura 4.8-b, se presentan las trayectorias de esfuerzo, donde se observa que independientemente del esfuerzo efectivo de consolidación y de los valores de relación de vacíos se define claramente la envolvente de colapso y de igual manera la línea de falla.

En la figura 4.8-c, se presenta la variación de la presión de poro normalizada con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación contra la deformación axial. En la gráfica se observa que para deformaciones de 1% a las cuales se alcanza el esfuerzo cortante máximo, la presión de poro acumulada normalizada con respecto a la presión de consolidación ( $u/p'_0$ ) es igual a 0.5 y a partir de dicho valor las muestras se colapsan y por tanto inicia la licuación. También se observa que en las curvas correspondientes a las muestras EIB4-0%F y EIB7-0%F, después de alcanzar es esfuerzo desviador máximo se presenta un quiebre y las curvas describen el comportamiento de un material denso.

En la figura 4.8-d, se presenta el diagrama de estado, donde se muestra la línea de estado estable, la cual tiene una pendiente,  $\lambda_{ss}$  de 2.058. La línea de estado estable que se obtiene al emplear el concepto de relación de vacíos intergranular es la misma que la línea de estado estable como se puede ver en las figuras 4.8-e y f, debido a que el material no contiene finos.

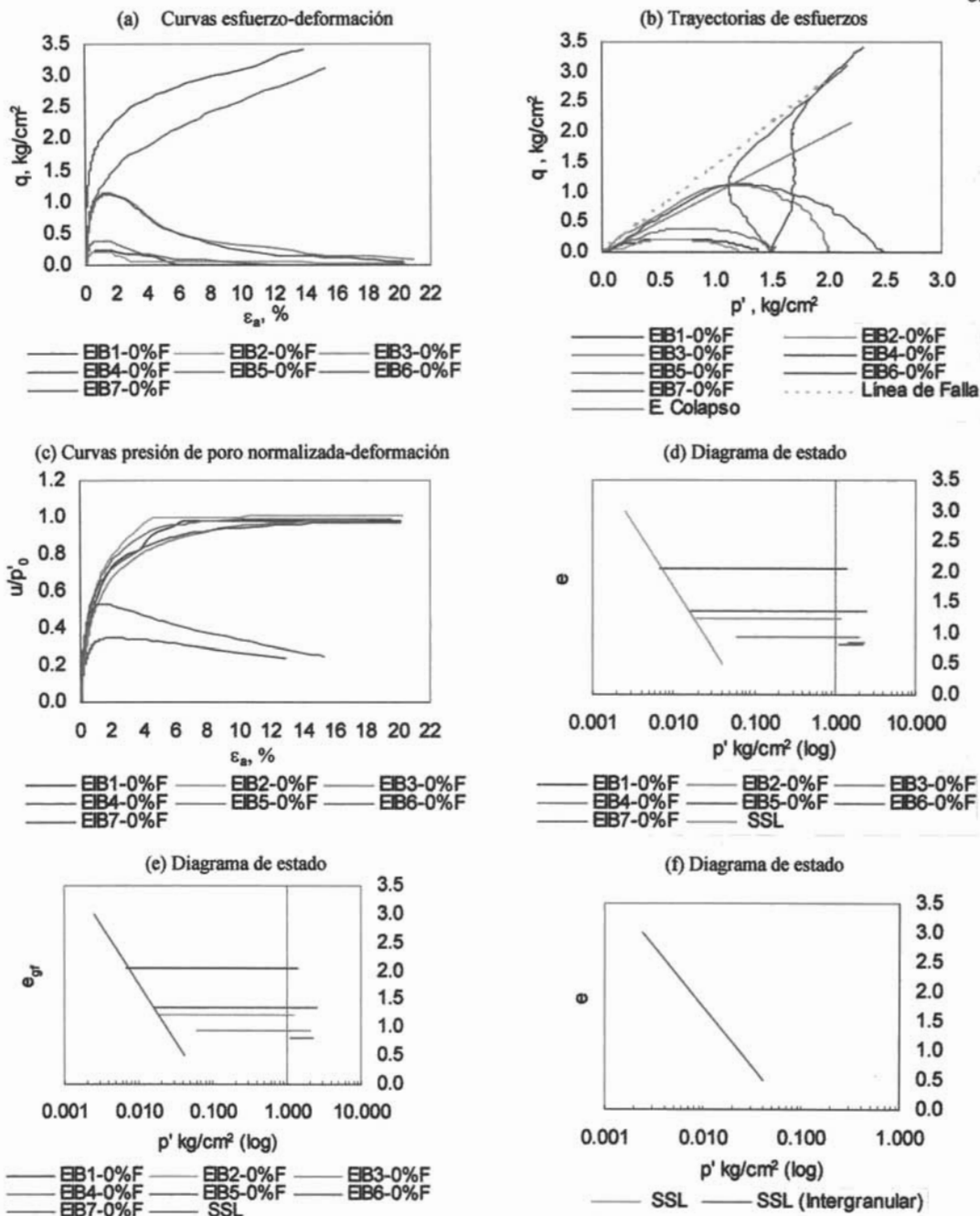


Figura 4.8 Comportamiento esfuerzo deformación y de estado estable de residuos mineros Bastán (0%F).



- *Residuos mineros "Caridad"*

En la figura 4.9-a, se presentan las curvas esfuerzo-deformación correspondientes a residuos mineros con contenido de finos de 0, 15 y 30 %. En la gráfica se observa que el esfuerzo desviador máximo varía entre 0.35 y 0.43 kg/cm<sup>2</sup> para valores de esfuerzo de consolidación igual a 1.00 kg/cm<sup>2</sup>. En el caso de los ensayos EIC12-15%F y EIC11-30%F con porcentaje de finos de 15 y 30% respectivamente, se observa que el material exhibe comportamiento dilatante, a diferencia del resto de los ensayos, los cuales muestran un comportamiento puramente contractivo. Esto se explica porque en tales ensayos, el valor de la relación de vacíos fue más bajo.

En la figura 4.9-b, se presentan las trayectorias de esfuerzo a partir de las cuales se definen las envolventes de colapso y las líneas de falla correspondientes a residuos con diferente contenido de finos.

En la figura 4.9-c, se presenta la variación de la presión de poro normalizada con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación contra la deformación axial, para los residuos mineros con contenido de finos de 0, 15 y 30 %. En la figura se observa que para deformaciones ligeramente menores de 1 % a las cuales se alcanza el esfuerzo cortante máximo se presentan valores de presión de poro acumulada normalizada con respecto a la presión efectiva de consolidación ( $u/p'_0$ ) de 0.4-0.5 y a partir de dichos valores las muestras se colapsan e inicia la licuación. En el caso de la probeta EIC12-15%F, los valores de presión de poro disminuyen hasta tomar valores negativos para deformaciones axiales mayores de 4 %, esta muestra describe el comportamiento de un material denso.

En la figura 4.9-d, se presenta el diagrama de estado, donde se muestra la variación de la presión efectiva media con la relación de vacíos; sin embargo no se define la línea de estado estable, debido a que los datos con los que se cuenta son insuficientes para definir una línea de estado estable que resulte confiable.

De igual manera, en la figura 4.9-e, se presenta el diagrama de estado, que se obtiene al emplear el concepto de relación de vacíos intergranular, donde únicamente se observa la variación de la presión efectiva media con su respectiva relación de vacíos intergranular, ya que no fue posible definir la línea de estado estable.

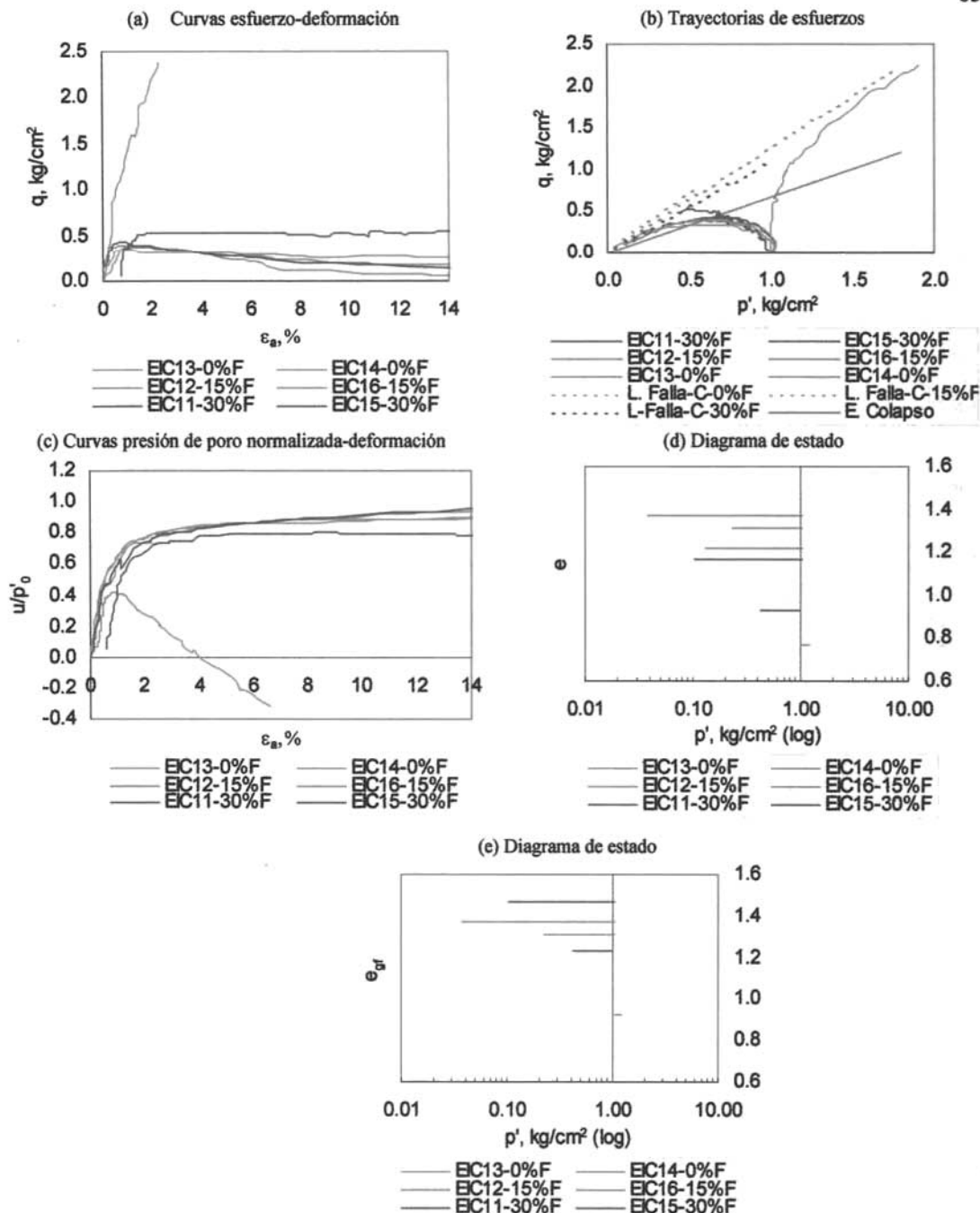


Figura 4.9 Comportamiento esfuerzo deformación y de estado estable de residuos mineros Caridad (0, 15 y 30%F)

- *Residuos mineros "Charcas"*

*Ensayes con 14 % de finos.*

En la figura 4.10-a, se presentan las curvas esfuerzo-deformación, donde se observa que el esfuerzo desviador máximo varía de 0.24 a 0.43 kg/cm<sup>2</sup> para valores de esfuerzo de consolidación de 0.75 a 1.6 kg/cm<sup>2</sup>. En el caso de la muestra EISLP6-14%F, la probeta exhibió un comportamiento dilatante a diferencia del resto, las cuales se comportan como material puramente contractivo. Después de que se alcanza el esfuerzo máximo para deformaciones axiales menores de 2 %, la resistencia desciende hasta llegar a valores mínimos para deformaciones del orden de 10 %. El desarrollo de las curvas representan el comportamiento de un material suelto a excepción de la prueba EISLP6-14%F, la cual describe el comportamiento de un material denso.

En la figura 4.10-b, se presentan las trayectorias de esfuerzo, donde se observa que independientemente del esfuerzo efectivo de consolidación y de los valores de relación de vacíos, la envolvente de colapso y la línea de falla se definen de manera clara.

En la figura 4.10-c, se presenta la variación de la presión de poro normalizada con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación contra la deformación axial. En la gráfica se observa que para deformaciones menores de 1 % a las cuales se alcanza el esfuerzo desviador máximo se presentan valores de presión de poro acumulada normalizada con respecto a la presión efectiva de consolidación ( $u/p'_0$ ) de 0.5 y a partir de ese valor las muestras se colapsan e inicia la licuación. En la probeta EISLP6-14%F, los valores de presión de poro disminuyen ligeramente, dicha muestra describe el comportamiento de un material denso.

En la figura 4.10-d, se presenta el diagrama de estado, donde se muestra la línea de estado estable, la cual tiene una pendiente,  $\lambda_{SS}$  de 2.48. Además, en la figura 3.10-e se presenta la línea de estado estable que se obtiene al aplicar el concepto de relación de vacíos intergranular y finalmente en la figura 4.10-f se puede observar que ambas líneas de estado estable son muy similares, por lo cual se considera que en este material, el empleo del concepto de relación de vacíos intergranular no tiene mucha influencia en el comportamiento del suelo.

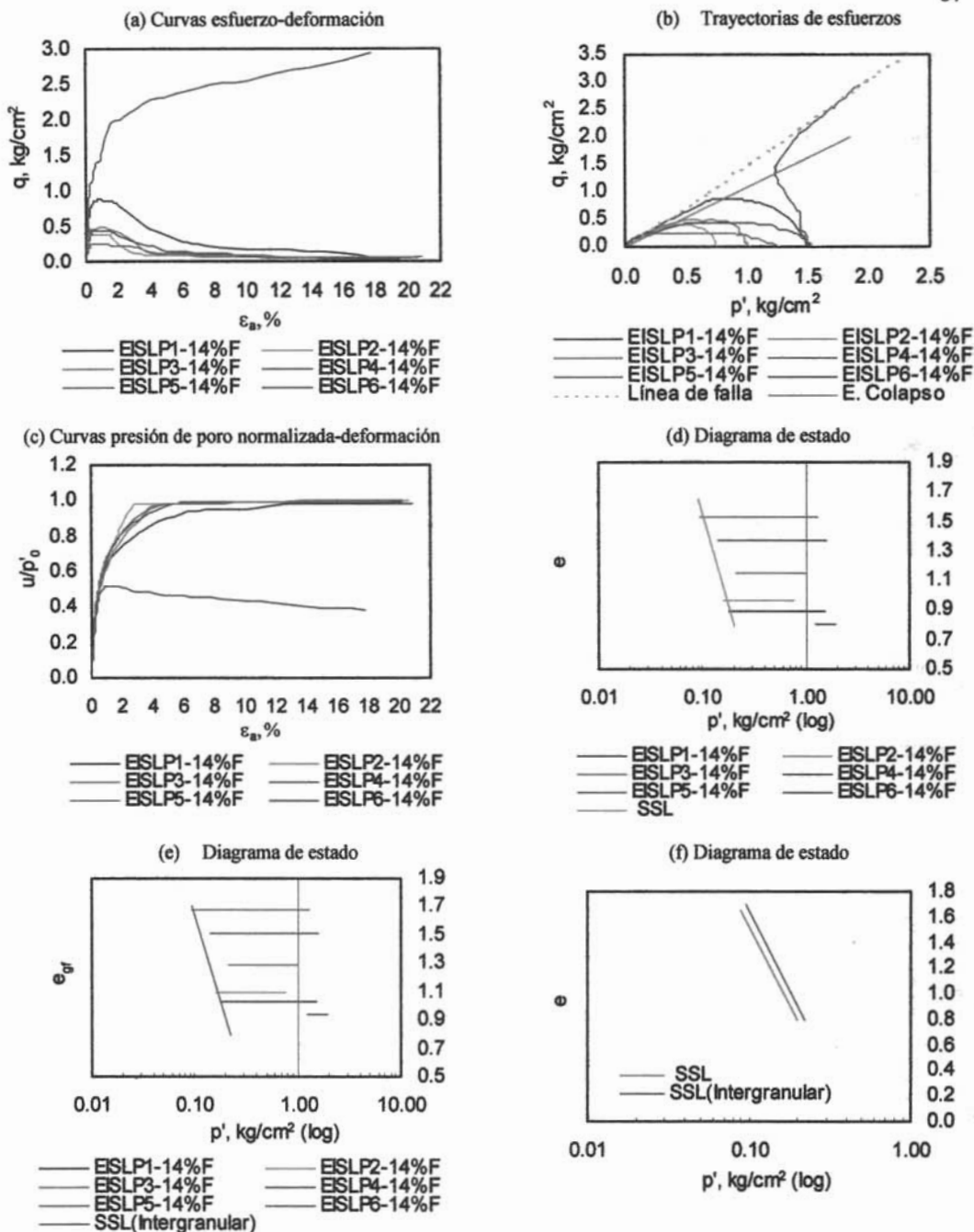


Figura 4.10 Comportamiento esfuerzo deformación y de estado estable de residuos mineros SLP (14 %F).

*Ensayes con 28 % de finos (residuos mineros Charcas).*

En la figura 4.11-a, se presentan las curvas esfuerzo-deformación, donde se observa que el esfuerzo desviador máximo varía entre 0.19 y 0.98 kg/cm<sup>2</sup> para valores de esfuerzo de consolidación igual de 1.00 y 1.52 kg/cm<sup>2</sup>. Después de alcanzar el esfuerzo máximo, la resistencia disminuye hasta alcanzar valores de resistencia residual correspondientes a deformaciones axiales mayores que el 6 %, a excepción de la prueba EISLP3-28%F, que presenta resistencias residuales para deformaciones axiales mayores de 12 %. Sin embargo en todos los casos, el material presenta un comportamiento puramente contractivo.

En la figura 4.11-b, se presentan las trayectorias de esfuerzo a partir de las cuales se define la envolvente de colapso y la línea de falla correspondiente.

En la figura 4.11-c, se presenta la variación de la presión de poro normalizada con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación contra la deformación axial. En la gráfica se observa que para deformaciones de 1 % a las cuales se alcanza el esfuerzo desviador máximo, los valores de presión de poro acumulada normalizada con respecto a la presión efectiva de consolidación ( $u/p'_0$ ) son de 0.6 y a partir de ese valor las muestras se colapsan e inicia la licuación.

En la figura 4.11-d, se presenta el diagrama de estado, donde se muestra la línea de estado estable, dicha línea tiene pendiente,  $\lambda_{SS}$  igual a 2.48. Además, en la figura 4.11-e, se muestra el diagrama de estado, donde se obtiene la línea de estado estable al emplear el concepto de relación de vacíos intergranular. Por último, en la figura 4.11-f, se presenta un diagrama de estado en el que se muestran ambas líneas, la línea de estado estable que se obtiene a partir de la relación de vacíos intergranular se localiza a la derecha de la línea de estado estable que se obtiene a partir de la relación de vacíos natural, sin embargo no existe mucha diferencia entre ellas.

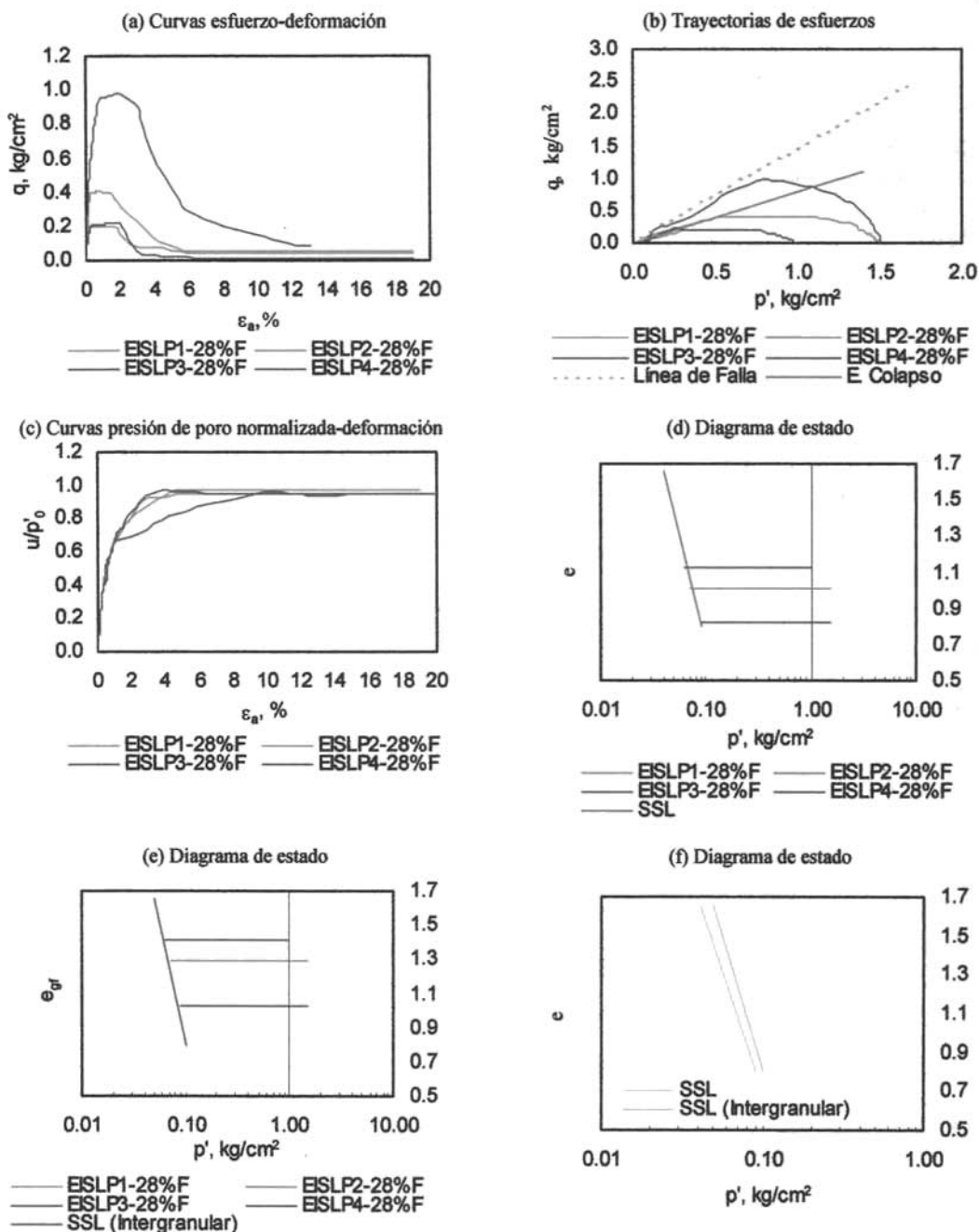


Figura 4.11 Comportamiento esfuerzo deformación y de estado estable de residuos mineros SLP (28 %F).

*Ensayes con 9 % de finos (residuos mineros Charcas).*

En la figura 4.12-a, se presentan las curvas esfuerzo-deformación, donde se observa que el esfuerzo desviador máximo varía entre 0.35 y 1.46 kg/cm<sup>2</sup> para valores de esfuerzo de consolidación de 1.00 y 1.50 kg/cm<sup>2</sup>. Después de que se alcanza el esfuerzo máximo, la resistencia descende hasta llegar a valores mínimos. En las probetas EISLP1-9%F y EISLP2-9%F la resistencia disminuye hasta llegar a valores de resistencia residual para deformaciones del orden del 12 %, mientras que en los casos de las probetas EISLP3-9%F y EISLP4-9%F, las muestras sufren un colapso en su estructura para valores de deformación axial mucho más pequeños, los cuales corresponden a valores del orden de 2 % con resistencias prácticamente nulas. El desarrollo de todas las curvas representan el comportamiento de un material puramente contractivo, propio de un material suelto.

En la figura 4.12-b, se presentan las trayectorias de esfuerzo, donde se observa que independientemente del esfuerzo efectivo de consolidación y de los valores de relación de vacíos, la envolvente de colapso y la línea de falla se definen claramente.

En la figura 4.12-c, se presenta la variación de la presión de poro normalizada con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación contra la deformación axial. En la gráfica se observa que para deformaciones de 1% a las cuales se alcanza el esfuerzo desviador máximo se presentan valores de presión de poro acumulada normalizada con respecto a la presión efectiva de consolidación ( $u/p'_0$ ) de 0.5 y a partir de ese valor las muestras se colapsan e inicia la licuación.

En la figura 4.12-d y e, se presentan los diagramas de estado, donde se muestran las líneas de estado estable obtenidas con relación de vacíos natural y relación de vacíos intergranular respectivamente. La línea de estado estable tiene una pendiente,  $\lambda_{SS}$  igual 2.33. En la figura 4.12-f se presenta un diagrama de estado, en el cual se muestran ambas líneas, donde se observa que la línea de estado estable que se obtuvo con la relación de vacíos intergranular es paralela a la línea de estado estable determinada a partir de la relación de vacíos natural y se localiza a la derecha de ella; sin embargo existe una diferencia pequeña entre las dos líneas.

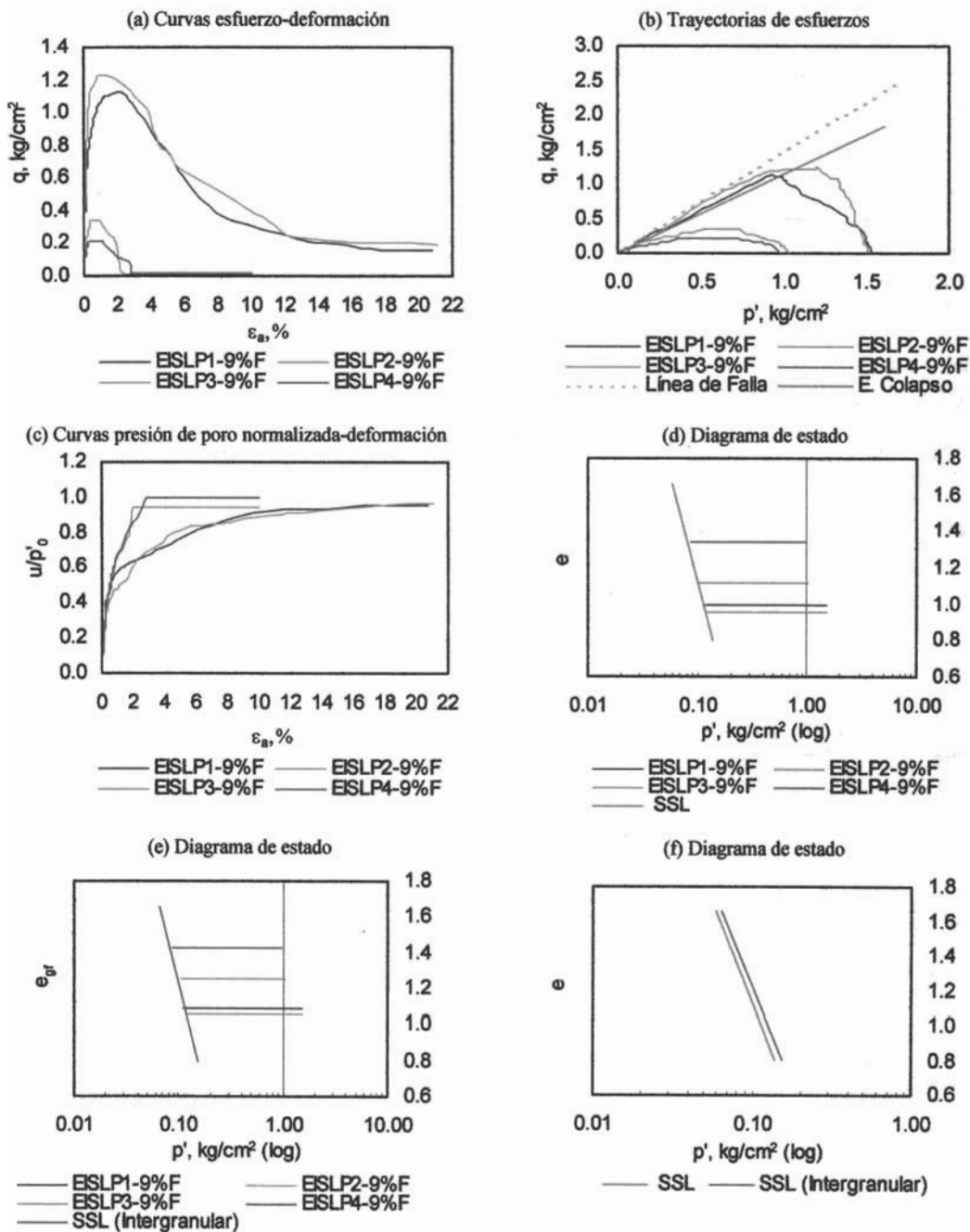


Figura 4.12 Comportamiento esfuerzo deformación y de estado estable de residuos mineros SLP (9 %F).



*Ensayes con 6 % de finos (residuos mineros Charcas).*

En la figura 4.13-a, se presentan las curvas esfuerzo-deformación, donde se observa que el esfuerzo desviador máximo varía entre 0.20 y 0.80 kg/cm<sup>2</sup> para valores de esfuerzo de consolidación entre 0.98 y 1.54 kg/cm<sup>2</sup>. El material presenta un comportamiento puramente contractivo, donde el esfuerzo máximo se alcanza para valores de deformación axial menores de 2 %. En el caso de las pruebas EISLP3-6%F y EISLP4-6%F, después de alcanzar el esfuerzo máximo, la resistencia disminuye hasta llegar a valores mínimos para deformaciones mayores de 12 %. En las pruebas EISLP1-6%F y EISLP2-6%F, se observa que el material sufrió un colapso en su estructura al disminuir rápidamente su resistencia hasta alcanzar resistencias residuales casi nulas para valores de deformación axial de 2 %.

En la figura 4.13-b, se presentan las trayectorias de esfuerzo, a partir de las cuales se definen claramente la envolvente de falla y la línea de falla.

En la figura 4.13-c, se presenta la variación de la presión de poro normalizada con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación contra la deformación axial. En la gráfica se observa que para deformaciones menores de 1 % a las cuales se alcanza el esfuerzo desviador máximo se presentan valores de presión de poro acumulada normalizada con respecto a la presión efectiva de consolidación ( $u/p'_0$ ) de 0.5 y a partir de ese valor las muestras se colapsan e inicia la licuación.

En la figura 4.13-d, se presenta el diagrama de estado, donde se muestra la línea de estado estable, dicha línea tiene una pendiente,  $\lambda_{SS}$  igual a 1.23. Además, en la figura 4.13-e, se muestra el diagrama de estado, donde se obtiene la línea de estado estable empleando el concepto de relación de vacíos intergranular. Por último, en la figura 4.13-f, se presenta un diagrama de estado con ambas líneas, la línea de estado estable que se obtiene a partir de la relación de vacíos intergranular se localiza a la derecha de la línea de estado estable obtenida a partir de la relación de vacíos natural, sin embargo existe muy poca diferencia entre ellas.

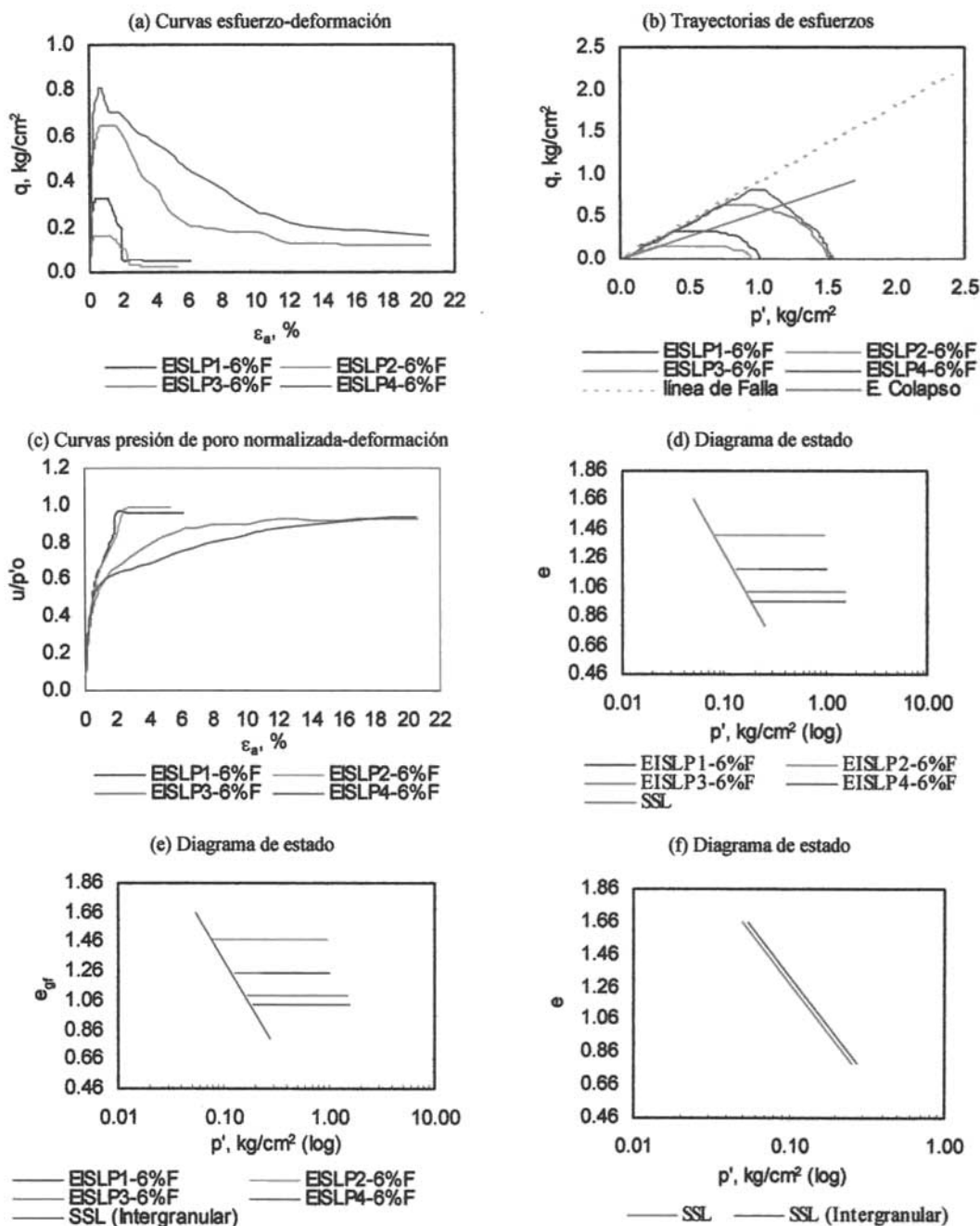


Figura 4.13 Comportamiento esfuerzo deformación y de estado estable de residuos mineros SLP (6 %F).

*Ensayes con 3 % de finos (residuos mineros Charcas).*

En la figura 4.14-a, se presentan las curvas esfuerzo-deformación, donde se observa que el esfuerzo desviador máximo varía entre 0.30 y 1.00 kg/cm<sup>2</sup> para valores de esfuerzo de consolidación de 1.025 a 1.54 kg/cm<sup>2</sup>. El material presenta un comportamiento puramente contractivo, donde el esfuerzo máximo se alcanza para valores de deformación axial menores de 2 %. En el caso de las pruebas EISLP1-6%F y EISLP2-6%F, después de alcanzar el esfuerzo máximo, la resistencia disminuye hasta llegar a valores mínimos para deformaciones mayores de 4 %. En las pruebas EISLP3-6%F y EISLP4-6%F, después de alcanzar el esfuerzo máximo, los valores de la resistencia residual disminuyen, sin embargo, estos son de mayor magnitud que en las otras pruebas y se alcanzan para deformaciones del orden de 10 %.

En la figura 4.14-b, se presentan las trayectorias de esfuerzo, a partir de las cuales se definen de forma clara la envolvente de colapso y la línea de falla.

En la figura 4.14-c, se presenta la variación de la presión de poro normalizada con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación contra la deformación axial. En la gráfica se observa que para deformaciones ligeramente menores de 1 % a las cuales se alcanza el esfuerzo desviador máximo se presentan valores de presión de poro acumulada normalizada con respecto a la presión efectiva de consolidación ( $u/p'_0$ ) de 0.6 y a partir de ese valor las muestras se colapsan e inicia la licuación.

En la figura 4.14-d, se presenta el diagrama de estado, donde se muestra la línea de estado estable, dicha línea tiene pendiente,  $\lambda_{SS}$  igual a 0.86. Además, en la figura 4.14-e, se muestra el diagrama de estado, donde se obtiene la línea de estado estable empleando el concepto de relación de vacíos intergranular. Por último, en la figura 4.14-f, se presenta un diagrama de estado con ambas líneas, las cuales son muy parecidas y su diferencia es casi nula.

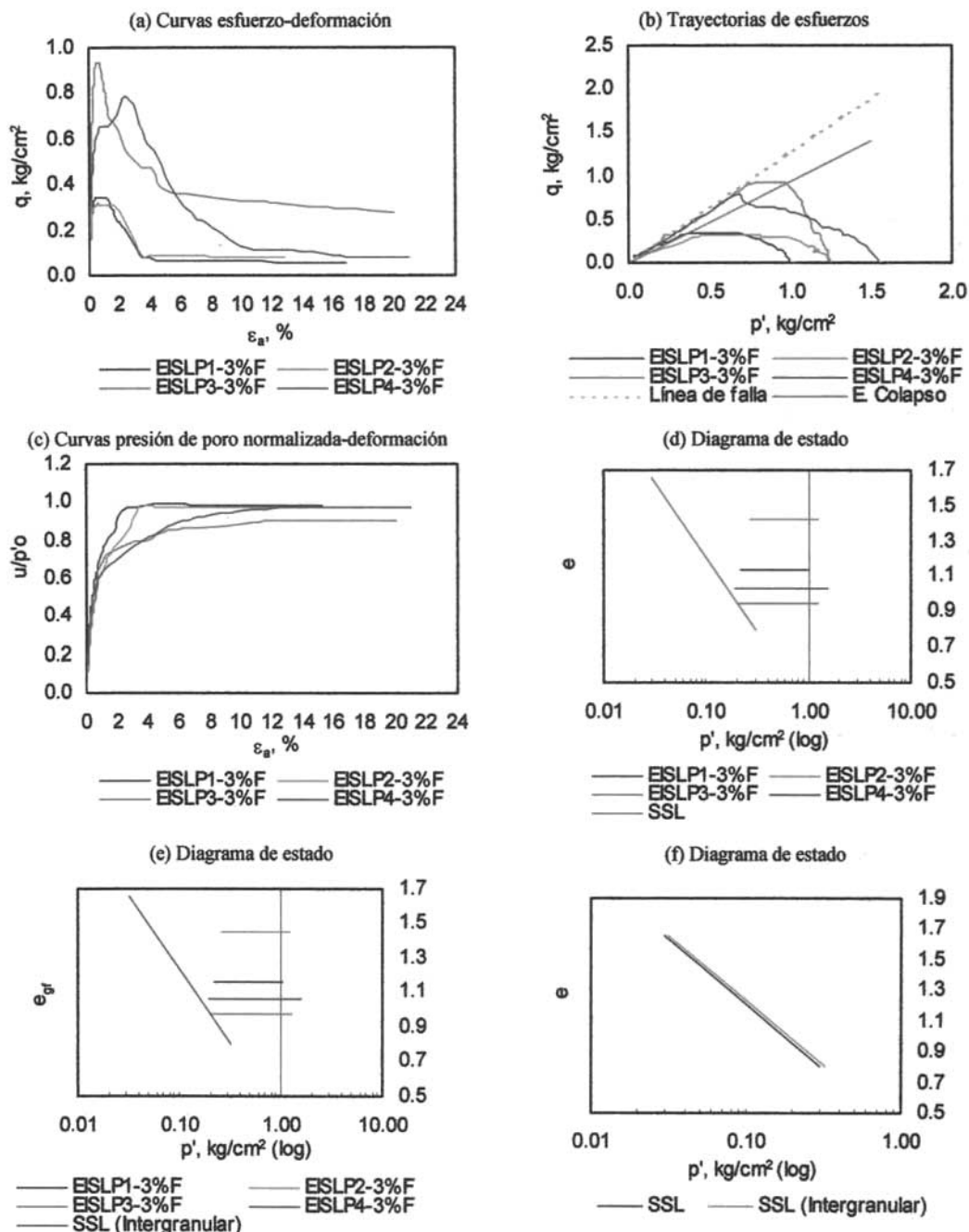


Figura 4.14 Comportamiento esfuerzo deformación y de estado estable de residuos mineros SLP (3 %F)

*Ensayes con 0 % de finos (residuos mineros Charcas).*

En la figura 4.15-a, se presentan las curvas esfuerzo-deformación, donde se observa que el esfuerzo desviador máximo varía entre 0.25 y 1.30 kg/cm<sup>2</sup> para valores de esfuerzo de consolidación de 0.96 a 1.53 kg/cm<sup>2</sup>. El material presenta un comportamiento puramente contractivo a excepción de la prueba EISLP1-0%F la cual tiene comportamiento dilatante, característico de los materiales densos. En las probetas contractivas se observa que el esfuerzo máximo se alcanza para valores de deformación axial menores de 1; después la resistencia disminuye, en las probetas EISLP3-0%F y EISLP4-6%F, la resistencia residual llega a valores prácticamente nulos para deformaciones axiales mayores de 4 % y en la prueba EISLP2-0%, la resistencia residual es un muy pequeña y se alcanza para deformaciones axiales mayores de 8 %.

En la figura 4.15-b, se presentan las trayectorias de esfuerzo, a partir de las cuales se definen de forma clara la envolvente de colapso y la línea de falla.

En la figura 4.15-c, se presenta la variación de la presión de poro normalizada con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación contra la deformación axial. En la gráfica se observa que para deformaciones menores de 1 % a las cuales se alcanza el esfuerzo desviador máximo se presentan valores de presión de poro acumulada normalizada con respecto a la presión efectiva de consolidación ( $u/p'_o$ ) de 0.50 y a partir de ese valor las muestras se colapsan e inicia la licuación. En la probeta EISLP1-0%F, los valores de presión de poro son ligeramente menores que en las otras muestras, dicha muestra describe el comportamiento de un material denso.

En la figura 4.15-d, se presenta el diagrama de estado, donde se muestra la línea de estado estable, dicha línea tiene pendiente,  $\lambda_{SS}$  igual a 0.111.

En este caso, debido a que el material no contiene finos, la línea de estado estable no cambia al aplicar el concepto de relación de vacíos intergranular.

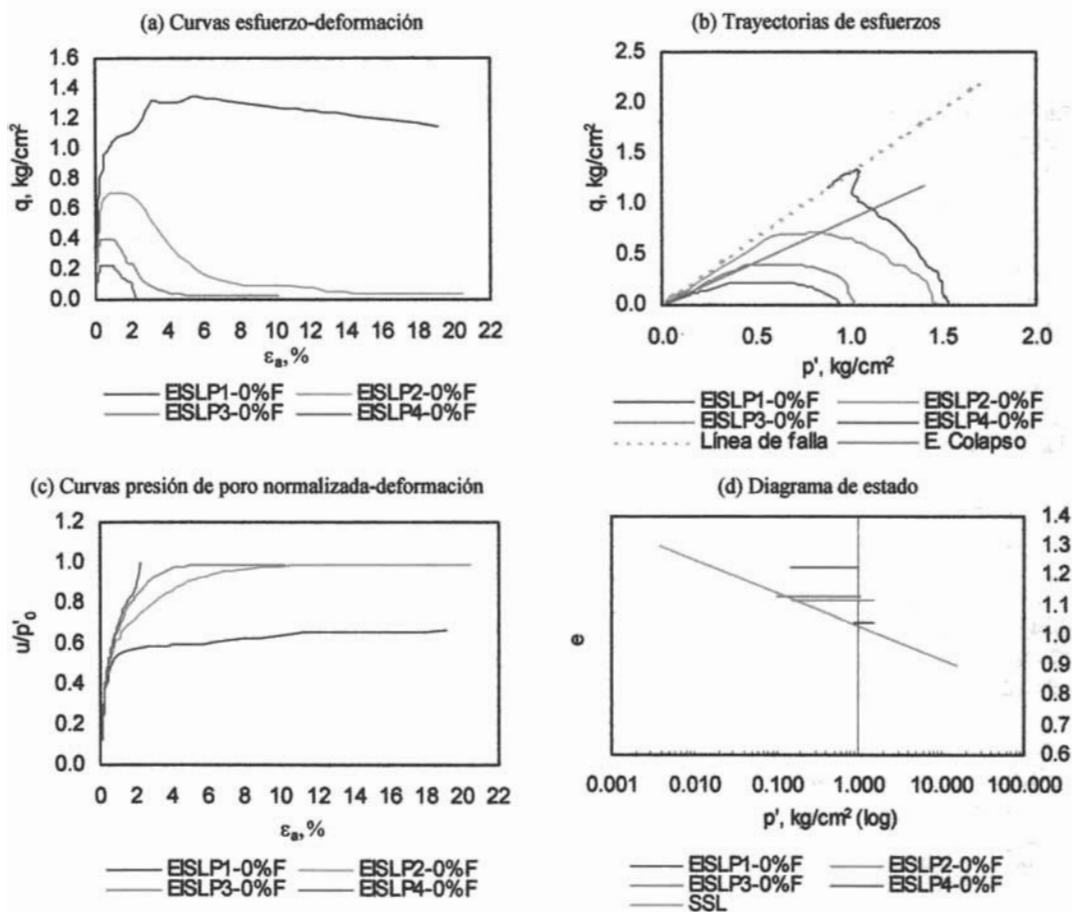


Figura 4.15 Comportamiento esfuerzo deformación y de estado estable de residuos mineros SLP (0 %F)

***Ensayes con material bien graduado (residuos mineros Charcas).***

***Ensayes con material SW-SM con 9 % de finos.***

En la figura 4.16-a, se presentan las curvas esfuerzo-deformación, donde se observa que el esfuerzo desviador máximo varía entre 0.40 y 1.50 kg/cm<sup>2</sup> para valores de esfuerzo de consolidación de 1.04 y 1.54 kg/cm<sup>2</sup>. Las probetas presentan un comportamiento puramente contractivo, el esfuerzo máximo se alcanza para valores de deformación menores de 4 %, después de que se alcanza el esfuerzo máximo, la resistencia desciende hasta llegar a valores mínimos. En las probetas EISLPSW-SM1-9%F y EISLPSW-SM2-9%F, la resistencia residual se alcanza para deformaciones del orden de 20 %, mientras que la probeta EISLPSW-SM3-9%F sufre un colapso en su estructura para valores de deformación axial mucho más pequeño, los cuales corresponden a valores del orden de 8 % con resistencias prácticamente nulas. El desarrollo de todas las curvas representan el comportamiento de un material puramente contractivo, propio de un material suelto.

En la figura 4.16-b, se presentan las trayectorias de esfuerzo, donde se observa que independientemente del esfuerzo efectivo de consolidación y de los valores de relación de vacíos, la envolvente de colapso y la línea de falla se definen claramente.

En la figura 4.16-c, se presenta la variación de la presión de poro normalizada con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación contra la deformación axial, donde se observa, que en la probeta EISLPSW-SM3-9%F la presión de poro acumulada normalizada es igual a 1.0 para valores de deformación axial de 8 %, en los otros casos se alcanza una presión de poro acumulada normalizada cercana a la unidad para deformaciones axiales del orden de 18 %.

En la figura 4.16-d y e, se presentan los diagramas de estado correspondientes a las líneas de estado estable obtenidas con la relación de vacíos natural y la relación de vacíos intergranular. La línea de estado estable tiene una pendiente,  $\lambda_{SS}$  igual 2.423. En la figura 4.16-f se presentan ambas líneas, donde se observa que la línea de estado estable obtenida con la relación de vacíos natural es paralela y se localiza a la derecha de la línea de estado estable obtenida a partir de la relación de vacíos natural, sin embargo existe una diferencia muy pequeña entre las dos líneas.

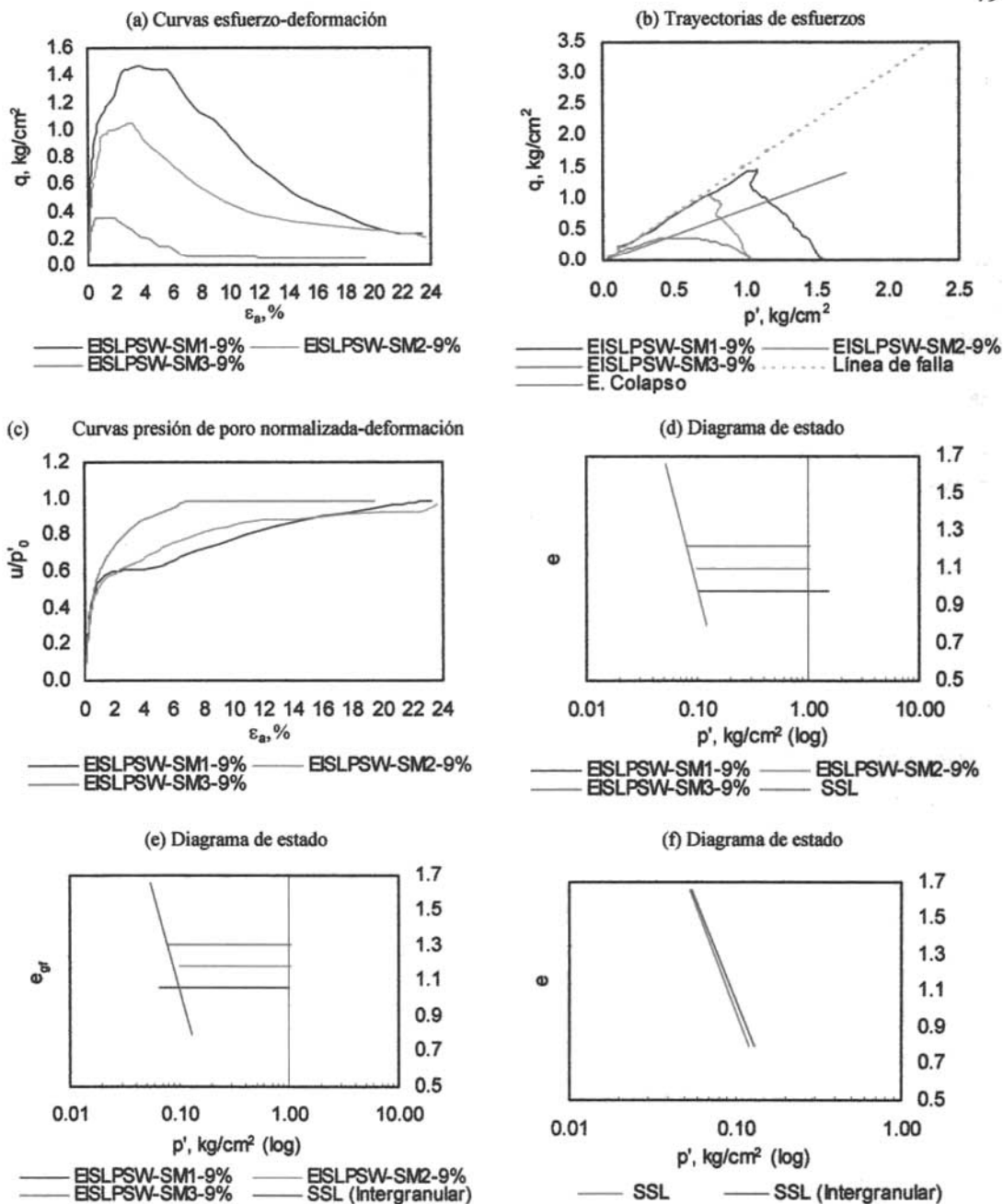


Figura 4.16 Comportamiento esfuerzo deformación y de estado estable de residuos mineros SLP,SW-SM (9 %F).



*Ensayes con material SW con 6 % de finos (residuos mineros Charcas).*

En la figura 4.17-a, se presentan las curvas esfuerzo-deformación, donde se observa que el esfuerzo desviador máximo varía entre 0.25 y 0.80 kg/cm<sup>2</sup> para valores de esfuerzo de consolidación de 1.03 a 1.54 kg/cm<sup>2</sup>. El material presenta un comportamiento puramente contractivo, donde el esfuerzo máximo se alcanza para valores de deformación axial menores de 2 %. En el caso de las pruebas EISLPSW-SM1-6%F y EISLPSW-SM2-6%F, después de alcanzar el esfuerzo máximo, la resistencia disminuye hasta llegar a valores mínimos para deformaciones mayores de 12 %; mientras que la prueba EISLPSW-SM3-6%F sufre un colapso en su estructura y su resistencia residual disminuye hasta tomar valores prácticamente nulos para deformaciones del orden de 6 %.

En la figura 4.17-b, se presentan las trayectorias de esfuerzo, a partir de las cuales se definen de forma clara la envolvente de colapso y la línea de falla.

En la figura 4.17-c, se presenta la variación de la presión de poro normalizada con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación contra la deformación axial. En la gráfica se observa que para deformaciones menores de 1.5 % a las cuales se alcanza el esfuerzo desviador máximo se presentan valores de presión de poro acumulada normalizada con respecto a la presión efectiva de consolidación ( $u/p'_0$ ) de 0.65 y a partir de ese valor las muestras se colapsan e inicia la licuación.

En la figura 4.17-d, se presenta el diagrama de estado, donde se muestra la línea de estado estable, dicha línea tiene una pendiente,  $\lambda_{SS}$  igual a 2.512. Por otro lado, en la figura 4.17-e, se muestra el diagrama de estado, donde se obtiene la línea de estado estable al emplear el concepto de relación de vacíos intergranular. En suma, en la figura 3.17-f, se presenta un diagrama de estado con ambas líneas, donde se observa que las dos líneas son prácticamente idénticas.

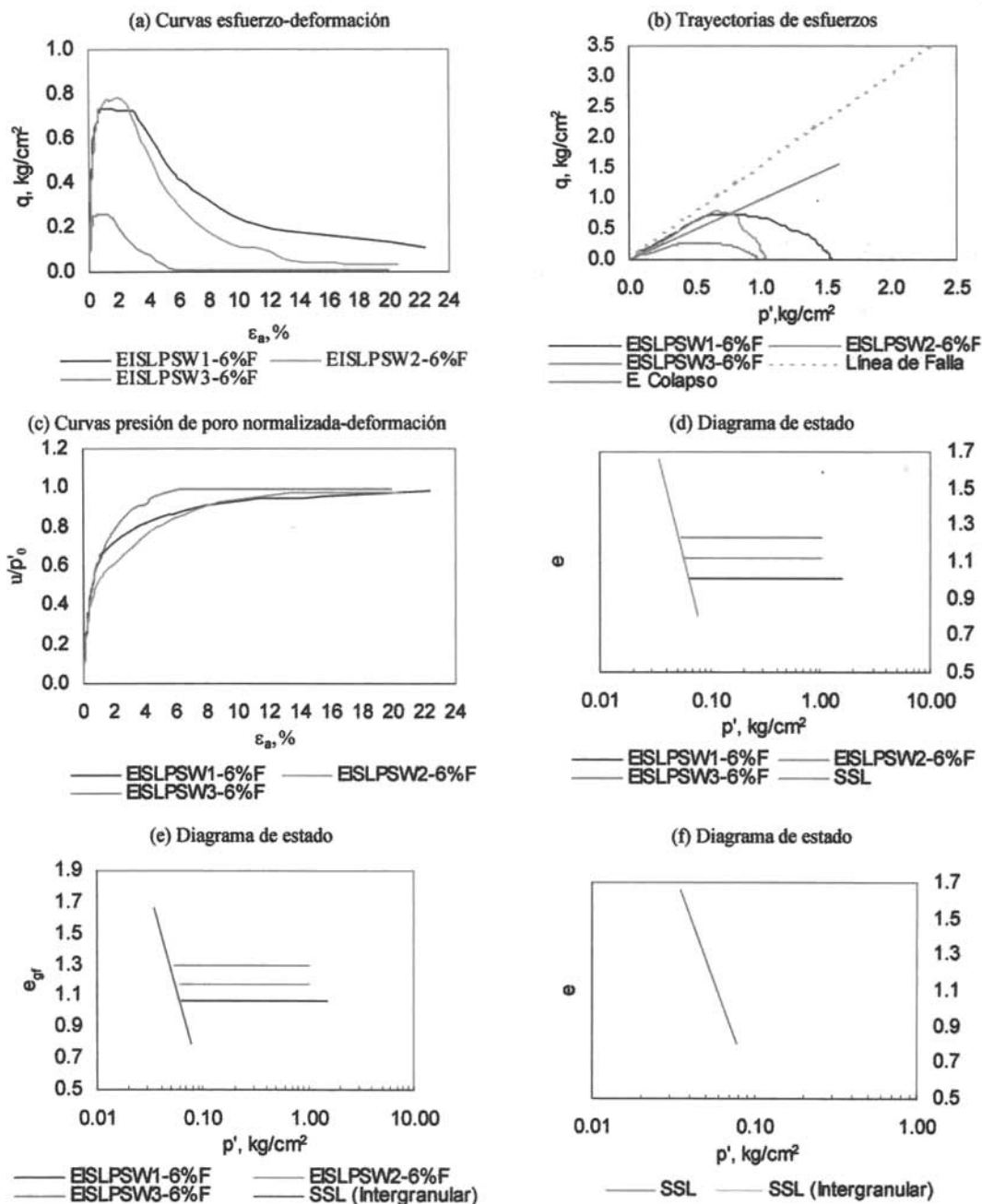


Figura 4.17 Comportamiento esfuerzo deformación y de estado estable de residuos mineros SLP SW (6 %F)

*Ensayes con material SW con 0 % de finos (residuos mineros Charcas).*

En la figura 4.18-a, se presentan las curvas esfuerzo-deformación, donde se observa que el esfuerzo desviador máximo varía entre 0.30 y 1.20 kg/cm<sup>2</sup> para valores de esfuerzo de consolidación de 0.98 a 1.53 kg/cm<sup>2</sup>. El material presenta un comportamiento puramente contractivo a excepción de la prueba EISLPSW-SM1-0%F, cuyo comportamiento es característico de un material medianamente denso. En las probetas contractivas, se observa que el esfuerzo máximo se alcanza para valores de deformación axial menores a 2 % y después de alcanzar el esfuerzo máximo la resistencia desciende, en los casos de las probetas EISLPSW-SM3-0%F y EISLPSW-SM4-6%F la resistencia residual llega a valores prácticamente nulos

En la figura 4.18-b, se presentan las trayectorias de esfuerzo, a partir de las cuales se definen claramente la envolvente de colapso y la línea de falla.

En la figura 4.18-c, se presenta la variación de la presión de poro normalizada con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación contra la deformación axial. En la gráfica se observa que para deformaciones menores de 1 % a las cuales se alcanza el esfuerzo desviador máximo se presentan valores de presión de poro acumulada normalizada con respecto a la presión efectiva de consolidación ( $u/p'_0$ ) de 0.6 y a partir de ese valor las muestras se colapsan e inicia la licuación.

En la figura 4.18-d, se presenta el diagrama de estado, donde se muestra la línea de estado estable, dicha línea tiene una pendiente,  $\lambda_{SS}$  igual a 1.45!. En tanto, en la figura 4.18-e se presenta un diagrama de estado, donde se muestra la línea de estado estable obtenida al aplicar el concepto de relación de vacíos intergranular y finalmente en la figura 3.18-f, se presentan ambas líneas que prácticamente son iguales.

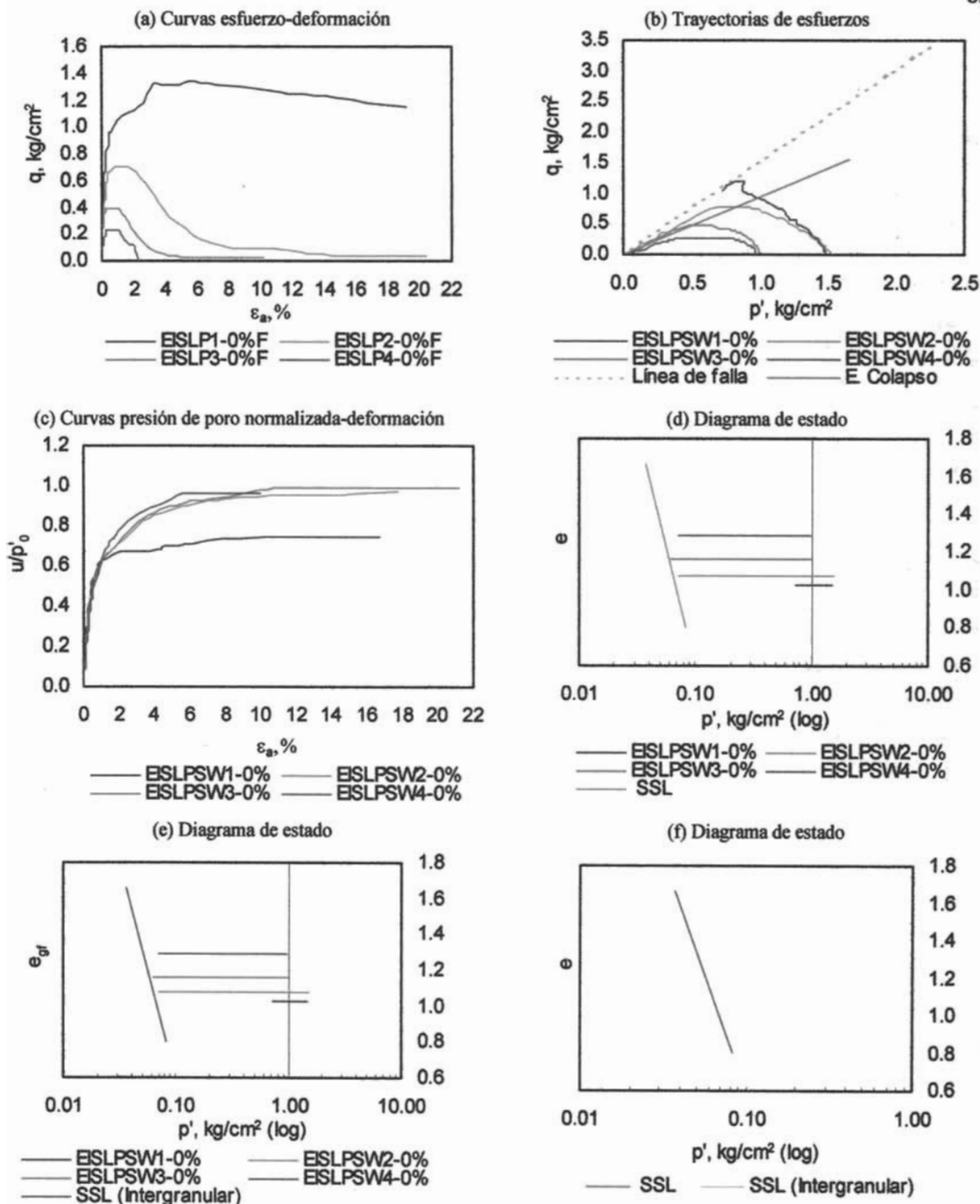


Figura 4.18 Comportamiento esfuerzo deformación y de estado estable de residuos mineros SLP SW (0 %F)

- *Residuos mineros "Perú".*

*Ensayes con 48 % de finos.*

En la figura 4.19-a, se presentan las curvas esfuerzo-deformación, donde se observa que el esfuerzo desviador máximo varía entre 0.18 y 0.64 kg/cm<sup>2</sup> para valores de esfuerzo de consolidación entre 0.50 y 1.50 kg/cm<sup>2</sup>. Las probetas describen un comportamiento poco contractivo, característico de material medianamente denso. En la figura se aprecia que después de alcanzar el esfuerzo máximo, las curvas descienden muy poco y de manera gradual y en otras el esfuerzo permanece constante para deformaciones del orden 12 %.

En la figura 4.19-b, se presentan las trayectorias de esfuerzo, donde se observa que independientemente del esfuerzo efectivo de consolidación y de los valores de relación de vacíos, la envolvente de colapso y la línea de falla se definen claramente.

En la figura 4.19-c, se presenta la variación de la presión de poro normalizada con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación contra la deformación axial. En la gráfica se observa que para deformaciones menores de 1 %, la presión de poro acumulada normalizada con respecto a la presión efectiva de consolidación ( $u/p'_0$ ) alcanza valores menores a 0.5 y a partir de ese valor las muestras se colapsan e inicia la licuación.

En la figura 4.19-d y e, se presentan los diagramas de estado correspondientes a las líneas de estado estable obtenidas con la relación de vacíos natural y la relación de vacíos intergranular. La línea de estado estable tiene una pendiente,  $\lambda_{SS}$  igual 2.68. En la figura 4.19-f, se presentan ambas líneas, donde se observa que existe una diferencia considerable entre ellas, además se aprecia que la línea de estado estable obtenida con la relación de vacíos intergranular es paralela y se localiza a la derecha de la línea de estado estable obtenida a partir de la relación de vacíos natural. Al aplicar el concepto de relación de vacíos intergranular se obtienen resistencias residuales en el estado estable de mayor magnitud.

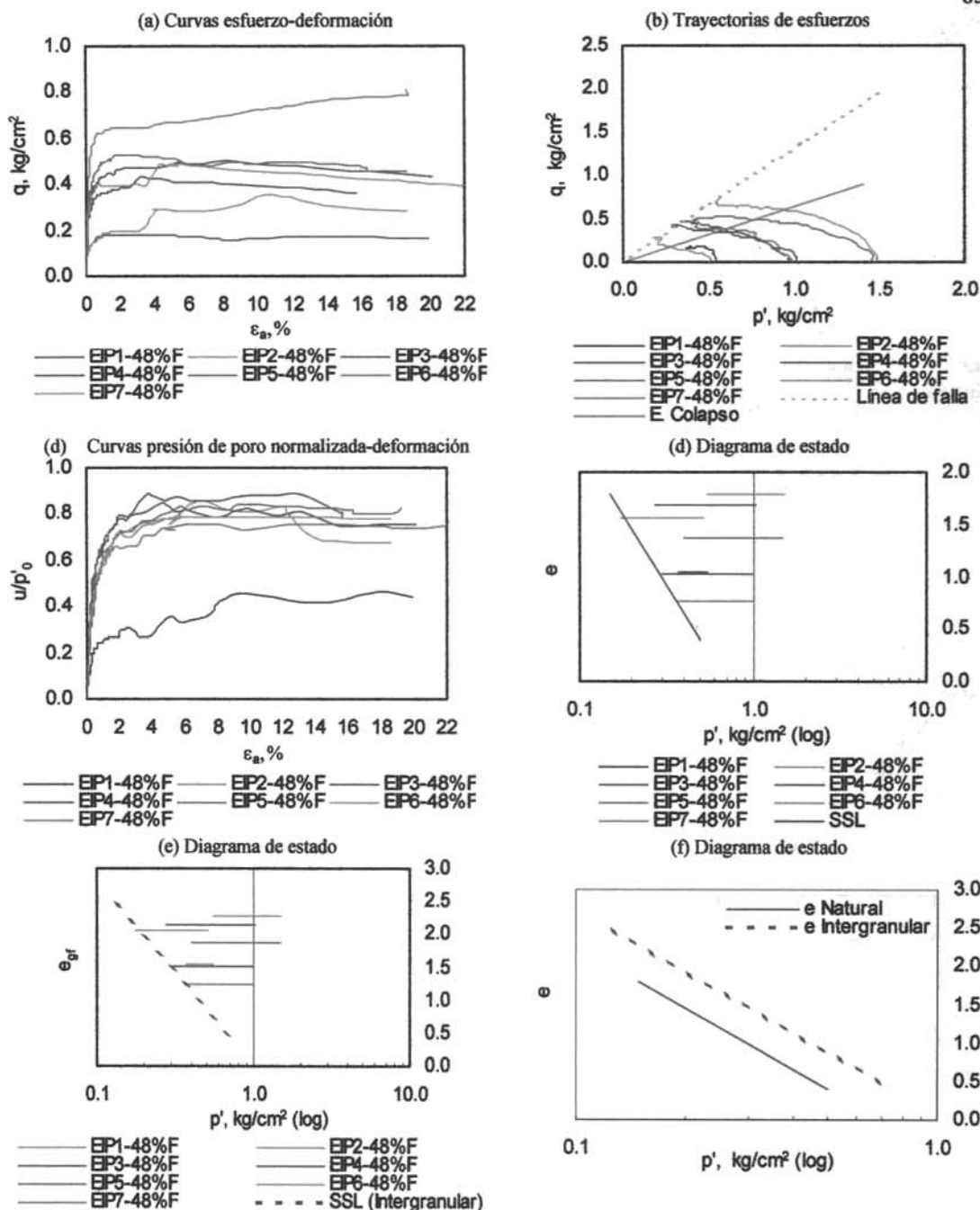


Figura 4.19 Comportamiento esfuerzo deformación y de estado estable de residuos mineros Perú SC (48 %F)

*Ensayes con 10 % de finos (residuos mineros Perú).*

En la figura 4.20-a, se presentan las curvas esfuerzo-deformación, donde se observa que el esfuerzo desviador máximo varía entre 0.23 y 0.73 kg/cm<sup>2</sup> para valores de esfuerzo de consolidación entre 0.20 y 1.20 kg/cm<sup>2</sup>. Las probetas describen un comportamiento contractivo, característico de material medianamente denso; excepto las pruebas EIP1-10%F y EIP4-10%F cuyo comportamiento es dilatante, característico de material denso. En las probetas contractivas, el esfuerzo máximo se alcanza para valores de deformación axial menor a 2 %, después las curvas descienden muy poco y de manera gradual y en algunas el esfuerzo permanecen constante para deformaciones del orden de 12 %.

En la figura 4.20-b, se presentan las trayectorias de esfuerzo, donde se observa que independientemente del esfuerzo efectivo de consolidación y de los valores de relación de vacíos, la envolvente de colapso y la línea de falla se definen claramente.

En la figura 4.20-c, se presenta la variación de la presión de poro normalizada con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación contra la deformación axial. En la figura se observa que para deformaciones menores de 1 % a las cuales se alcanza el esfuerzo desviador máximo se presentan valores de presión de poro acumulada normalizada con respecto a la presión efectiva de consolidación ( $u/p'_0$ ) de 0.5 y a partir de ese valor las muestras se colapsan e inicia la licuación.

En la figura 4.20-d y e, se presentan los diagramas de estado correspondientes a las líneas de estado estable obtenidas con la relación de vacíos natural y la relación de vacíos intergranular. La línea de estado estable tiene una pendiente,  $\lambda_{SS}$  igual 1.644. En la figura 4.20-f, se presentan ambas líneas, donde se observa que existe una diferencia pequeña entre ellas, la línea de estado estable obtenida con la relación de vacíos intergranular es paralela y se localiza a la derecha de la línea de estado estable obtenida a partir de la relación de vacíos natural. Al aplicar el concepto de relación de vacíos intergranular se obtienen resistencias residuales en el estado estable de mayor magnitud.

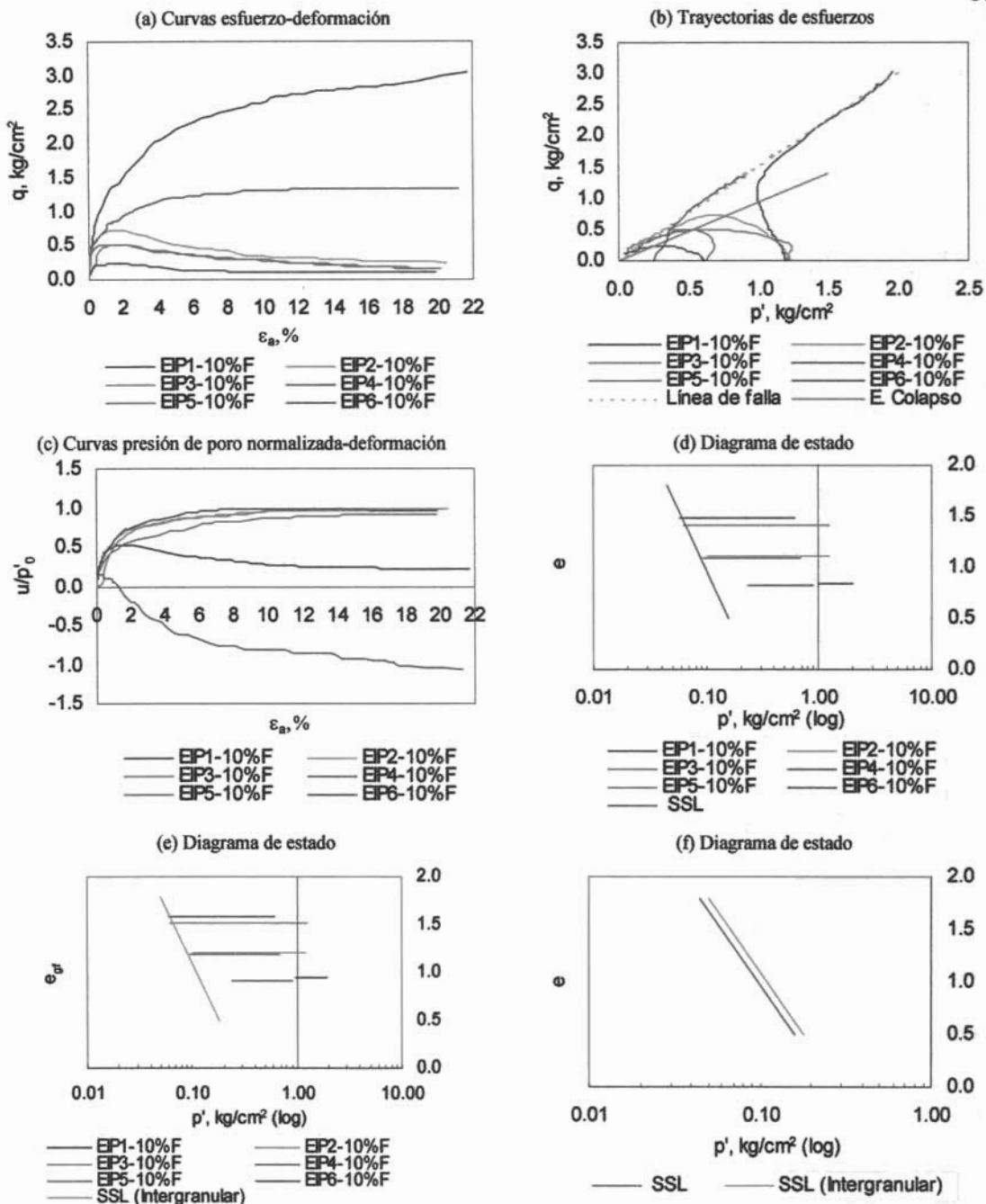


Figura 4.20 Comportamiento esfuerzo deformación y de estado estable de residuos mineros Perú SW-SC (10 %F)





## 5. ANÁLISIS DE RESULTADOS.

En el presente capítulo se analizan los resultados que arrojaron los ensayos desarrollados en residuos mineros de procedencia distinta, los cuales se presentaron en el capítulo anterior. Los análisis que se desarrollan en este trabajo se realizan con base en la aplicación de criterios comunes con la finalidad de lograr definir el comportamiento mecánico de los residuos mineros en cuestión.

Al inicio del capítulo, se realiza un análisis que describe el comportamiento mecánico de el conjunto de residuos mineros. En esta parte, se logran apreciar de manera conjunta los resultados hallados en cada material, lo cual permite visualizar las semejanzas y diferencias que presentan los diferentes residuos mineros en algunos aspectos que definen su comportamiento.

De acuerdo con los resultados hallados, se encontró que el comportamiento en los distintos residuos difiere dependiendo de las características de los materiales por lo cual, en el siguiente análisis se decidió formar grupos de residuos mineros cuyas características coinciden entre si.

Consecutivamente, se realiza una comparación en el comportamiento mecánico de los residuos mineros que son aproximadamente semejantes en cuanto a su distribución granulométrica, tomando en cuenta variables de importancia, como son la cantidad de finos que incluye el material, la relación de vacíos y el esfuerzo efectivo de consolidación. En consecuencia, se derivan y analizan tres grupos de residuos mineros. El primer grupo se forma por materiales que de acuerdo con su distribución granulométrica se clasificaron como mal graduados e incluyen cantidades altas de finos. El segundo grupo también considera residuos mineros que según su distribución granulométrica se clasificaron como mal graduados, pero con cantidades de finos bajas a nulas. Y por último, el tercer grupo se integra por materiales que de acuerdo con su distribución granulométrica se clasificaron como bien graduados e incluyen cantidades de finos bajas a nulas.

Por último, se analiza detalladamente el comportamiento de los residuos mineros procedentes de San Luis Potosí, se decidió analizar estos residuos, porque se trata del conjunto de datos más completo que incluye el presente trabajo.

Con la finalidad de interpretar de manera más rápida los resultados que se presentan en este capítulo, se considero conveniente establecer una nomenclatura, la cual se describe de la siguiente manera: Primero, se identifica el tipo de ensaye, para lo cual se emplean las letras EI, que significan ensayos estáticos isotrópicamente consolidados, seguidos de una o más letras que denotan la procedencia del material, (Herrero: H, Bastán: B, Caridad: C, Charcas: SLP y Perú: P), a continuación se cita el número de ensaye correspondiente y finalmente se incluye un número que indica el contenido de finos, este último seguido por el símbolo % y la letra F.

### 5.1 Comportamiento mecánico de residuos mineros de diferente procedencia.

Con el objetivo de observar las diferencias y las similitudes que existen en el comportamiento no drenado de los diferentes residuos mineros ensayados bajo condiciones de carga estática, a continuación se presenta un resumen en el que se muestran todos los resultados de los materiales ensayados y posteriormente se analizan por separado, considerando los grupos previamente descritos.

- *Descripción de los residuos mineros de procedencia distinta.*

En este trabajo se estudia material procedente de las unidades mineras identificadas como: Herrero, Bastán, Caridad, Charcas y Perú. De acuerdo con la distribución granulométrica, se encontró que los distintos residuos mineros están compuestos principalmente de arenas finas con limo en algunos casos y de limos de baja plasticidad con tamaños comprendidos entre las mallas No. 40 y No. 200 principalmente.

En la figura 5.1, se presenta un resumen con las distribuciones granulométricas de los materiales, con el objetivo de poder visualizar las diferencias en la distribución de los granos que integran los diferentes materiales.

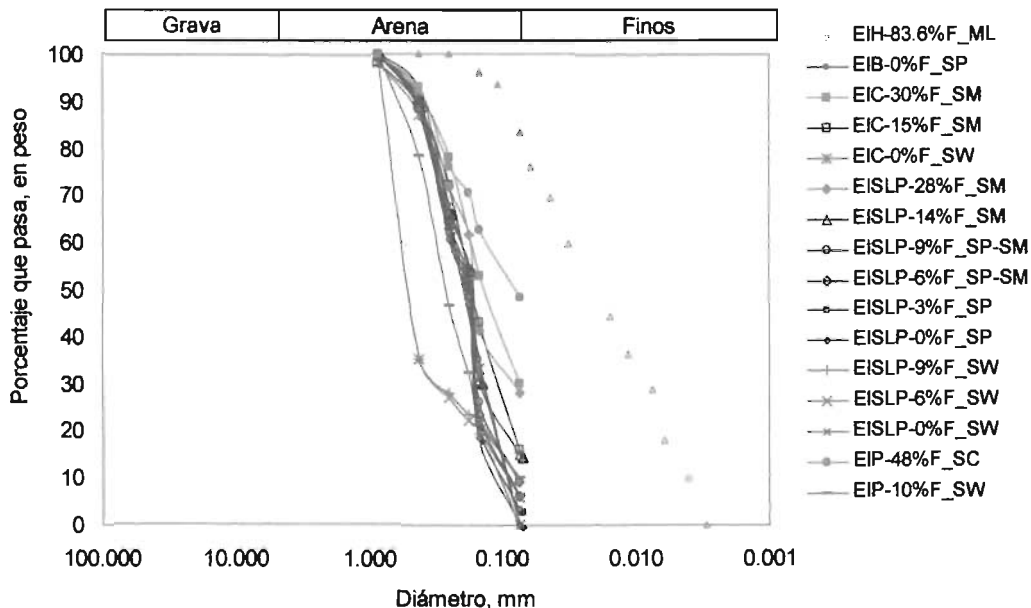


Figura 5.1 Distribución granulométrica de los residuos mineros de procedencia distinta.

En la tabla 5.1, se indica la procedencia del material, su clasificación de acuerdo con el S.U.C.S. y su correspondiente porcentaje de finos.

Tabla 5.1 Clasificación SUCS y porcentaje de finos de los residuos mineros de procedencia distinta.

Procedencia	S.U.C.S.	% Finos
Herrero	ML	83.6
Bastán	SP	0
Caridad	SM	30
	SM	15
	SW	0
SLP	SM	28
	SM	14
	SP-SM	9
	SP	0
	SW-SM	9
	SW	6
	SW	0
	SW	0
Perú	SC	48
	SW-SC	10

En algunos residuos mineros se formaron diferentes granulometrías a partir de la muestra integral; en las cuales se varió el porcentaje de material fino y la distribución de los granos, como se puede observar en la tabla anterior.

- *Resistencia en la Falla.*

Con la finalidad de observar la resistencia residual que movilizan los residuos mineros en la falla, se obtuvieron las líneas de falla en los diferentes materiales, las cuales se presentan en el espacio  $p'$ - $q$ , como se muestra en la figura 5.2.

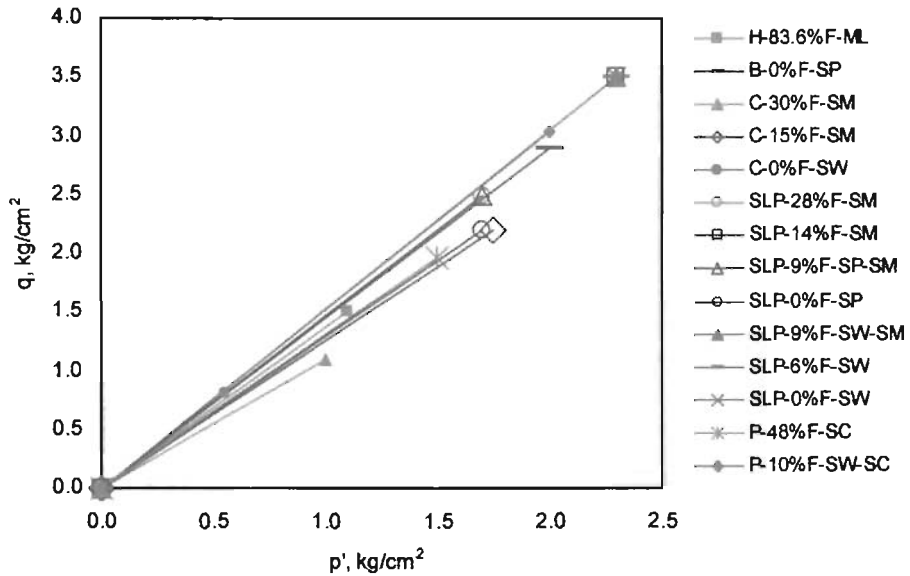


Figura 5.2 Líneas de falla de los residuos mineros de procedencia distinta.

Posteriormente, en cada línea de falla se determinó la pendiente ( $M$ ), con la finalidad de obtener el valor del ángulo de fricción interna movilizado en la falla ( $\phi'$ ) para la condición de falla no drenada y en función de esfuerzos efectivos. El ángulo de fricción interna se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$\phi' = \text{sen}^{-1} \left( \frac{3 \cdot M}{6 + M} \right), \text{ en grados.}$$

En la tabla 5.2, se presenta un resumen con los valores de las pendientes de las líneas de falla y su correspondiente ángulo de fricción interna movilizado en la falla, también se indica la procedencia del material y el porcentaje de finos que incluyen.

Tabla 5.2 Ángulos de fricción interna movilizados en la falla de los residuos mineros de procedencia distinta.

Procedencia	S.U.C.S.	% Finos	M	$\phi'$
Herrero	ML	83.6	1.37	33.89
Bastán	SP	0	1.45	35.72
Caridad	SM	30	1.10	27.70
	SM	15	1.26	31.31
	SW	0	1.45	35.83
SLP	SM	28	1.47	36.20
	SM	14	1.43	35.23
	SP-SM	9	1.47	36.20
	SP	0	1.29	32.16
	SW-SM	9	1.52	37.37
	SW	6	1.52	37.37
	SW	0	1.52	37.37
Perú	SC	48	1.31	32.60
	SW-SC	10	1.52	37.33

En la figura 5.3, se presenta la variación del ángulo de fricción interna movilizado en la falla con respecto al porcentaje de finos que incluyen los residuos mineros de procedencia distinta.

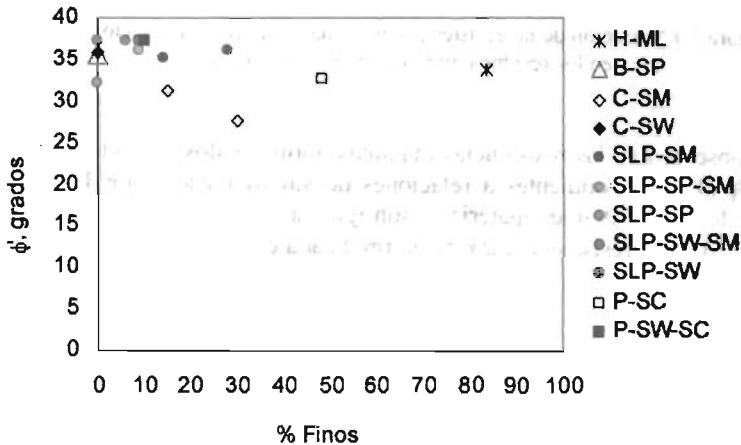


Figura 5.3 Ángulos de fricción interna movilizados en la falla de los residuos mineros de procedencia distinta.

En la gráfica se observa que todos valores de los ángulos fricción interna varían en un intervalo que va de 27.7 a 37.3°. Además, se observa que los materiales que incluyen menor cantidad de finos, presentan valores más semejantes, independientemente de la procedencia del material.

- Resistencia máxima.

En la figura 5.4, se resumen los valores de las resistencias máximas que se obtuvieron en los residuos mineros de procedencia distinta. En la gráfica se relaciona la resistencia máxima normalizada con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación y la relación de vacíos en la falla. Se aprecia claramente que la resistencia máxima tiende a aumentar con la densidad, ya que al reducir la relación de vacíos en las probetas, la resistencia es de mayor magnitud.

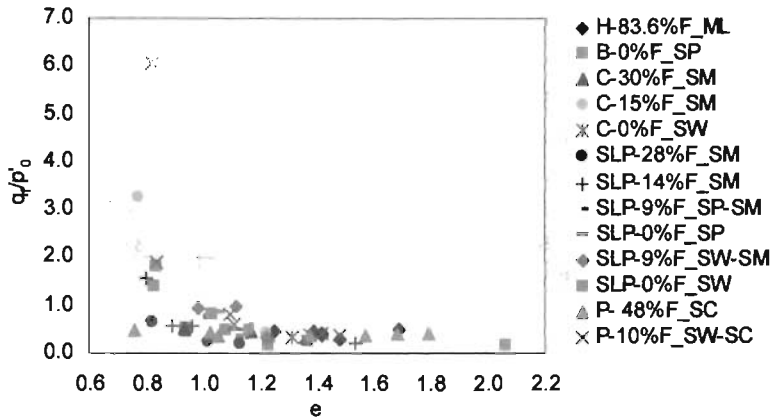


Figura 5.4 Variación de las resistencias máximas respecto a la relación de vacíos en los residuos mineros de procedencia distinta.

En la gráfica, se observa que las resistencias máximas normalizadas respecto al esfuerzo efectivo de consolidación ( $q/p'_0$ ) correspondientes a relaciones de vacíos menores de 1.1 ( $e < 1.1$ ), presentan valores del orden de 2 y en algunos materiales son igual a 6; mientras que para relaciones de vacíos mayores de 1.1 ( $e > 1.1$ ), la resistencia máxima normalizada es de menor magnitud y varía entre 0.15 y 0.50.

En la figura 5.5, se resume la variación de las resistencias máximas de los residuos mineros de procedencia distinta. En la gráfica se relaciona la relación de vacíos intergranular y la resistencia máxima normalizada con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación.

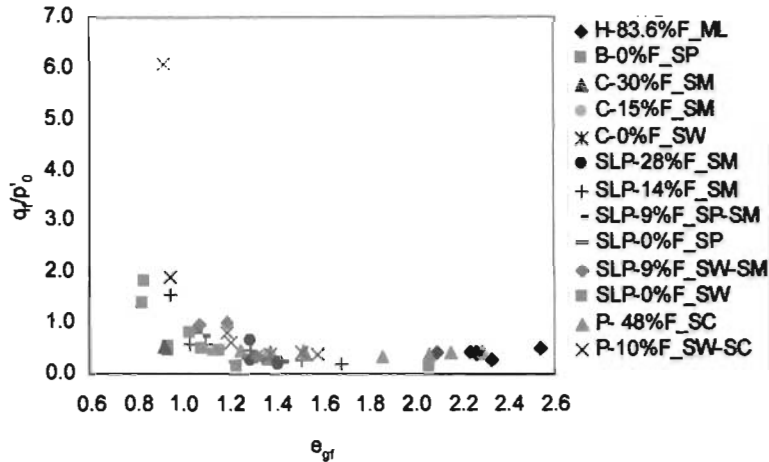


Figura 5.5 Variación de las resistencias máximas respecto a la relación de vacíos intergranular en los residuos mineros de procedencia distinta.

En la gráfica se observa que al reducir la relación de vacíos en las probetas, la resistencia es de mayor magnitud. Además, se nota claramente que para valores de relación de vacíos intergranular aproximadamente menores de 1.2 ( $e_{gf} < 1.2$ ), la resistencia máxima normalizada es del orden de 2 y en algunos ensayos de 6; mientras que para valores de relación de vacíos intergranular mayores de 1.2 ( $e_{gf} > 1.2$ ), la magnitud de la resistencia máxima normalizada respecto al esfuerzo efectivo de consolidación ( $q/p'_0$ ) presenta valores que varían entre 0.15 y 0.50.



También se obtuvieron valores de ángulos de fricción interna movilizados en la resistencia máxima de algunas pruebas realizadas con materiales de procedencia distinta.

Para obtener el ángulo de fricción interna movilizado cuando un espécimen alcanza su resistencia máxima, se requiere trazar una línea que pasa por el origen y que toca el punto máximo de resistencia al esfuerzo cortante ( $q_f$ ) en el diagrama  $p'-q$  (trayectoria de esfuerzos). Después de trazar la línea, se determina su pendiente y al igual que en el cálculo del ángulo movilizado en la falla, se determina el ángulo movilizado para la resistencia máxima.

En la tabla 5.3, se presentan los valores obtenidos para diferentes ensayos con similares condiciones de falla. Las condiciones de falla en los diferentes materiales corresponden a valores de relación de vacíos ( $e$ ) que varía entre 1.1 y 1.3; y a un esfuerzo efectivo medio de consolidación ( $p'_0$ ) igual a 1.0  $\text{kg/cm}^2$ .

Tabla 5.3 Ángulos de fricción interna movilizados en la resistencia máxima para residuos mineros de diferente procedencia, ensayados con  $e = 1.1 - 1.3$  y  $p'_0 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ .

Procedencia	% Finos	$p'_r$ $\text{kg/cm}^2$	$q_f$ $\text{kg/cm}^2$	$p'_0$ $\text{kg/cm}^2$	$e$	M	$\phi'$ (°)
Herrero	83.6	0.443	0.355	0.80	1.249	0.80	20.70
Bastán	0	0.392	0.194	1.20	1.230	0.49	13.21
Caridad	30	0.630	0.434	1.00	1.171	0.69	18.00
	15	0.555	0.400	1.00	0.772	0.72	18.77
	0	0.600	0.346	1.00	1.314	0.58	15.25
SLP	0	0.563	0.398	1.04	1.132	0.71	18.43
	9	0.520	0.340	1.04	1.116	0.65	17.15
	14	0.509	0.497	1.03	1.152	0.98	24.83
	28	0.523	0.196	1.00	1.129	0.37	10.16
	0	0.497	0.283	1.01	1.160	0.57	15.07
	6	0.778	0.785	1.03	1.120	1.01	25.59
	9	1.087	1.464	1.04	1.224	1.35	33.36
Perú	10	0.665	0.732	1.20	1.107	1.10	27.71
	48	0.660	0.357	1.00	1.025	0.54	14.36

En la figura 5.6, se observa la variación del ángulo de fricción interna movilizado en la resistencia máxima con respecto al porcentaje de finos. En la gráfica se resumen los ángulos de fricción interna movilizados en la resistencia máxima en los diferentes residuos mineros, los cuales se obtuvieron a partir de ensayos que se llevaron a cabo bajo las condiciones de falla que se muestran en la tabla 5.3.

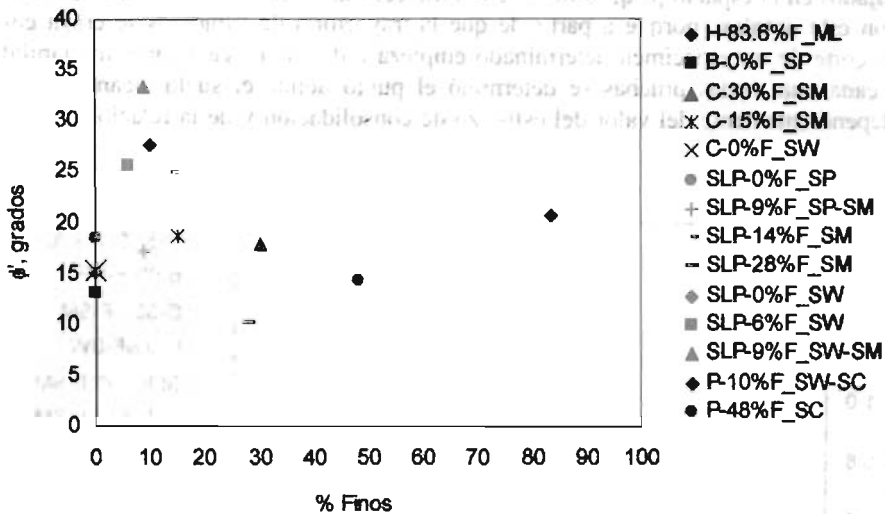


Figura 5.6 Variación de los ángulos de fricción interna movilizados en la resistencia máxima en los residuos mineros de diferente procedencia.

En la figura 5.6, se observa que la granulometría del material influye notablemente en la magnitud del valor del ángulo, independientemente de su procedencia. En los residuos mineros bien graduados con porcentajes de finos aproximadamente de 10 % se registran los valores más altos del ángulo de fricción interna movilizado en la resistencia máxima para las condiciones de falla que se indican en la tabla 5.3. También se observa que la resistencia que exhiben los residuos que presentaron una mala graduación, es menor y disminuye al aumentar la cantidad de finos en la mayoría de los materiales.

- *Líneas de Inestabilidad.*

A partir de los resultados de los ensayos que se realizaron en los residuos mineros de diferente procedencia, se obtuvieron las líneas de inestabilidad correspondientes a cada material, las cuales se resumen en la figura 5.7. La línea de inestabilidad se obtiene al unir los puntos de resistencia máxima al corte, dibujados en el espacio  $p'$ - $q$ ; es decir, en la trayectoria de esfuerzos. La línea de inestabilidad se conoce con este nombre, porque a partir de que la trayectoria de esfuerzos se cruza con ella, la resistencia al corte de un espécimen determinado empieza a disminuir generando inestabilidad en el residuo. En cada una de las pruebas se determinó el punto donde el suelo alcanza su resistencia máxima, independientemente del valor del esfuerzo de consolidación y de la relación de vacíos en la falla.

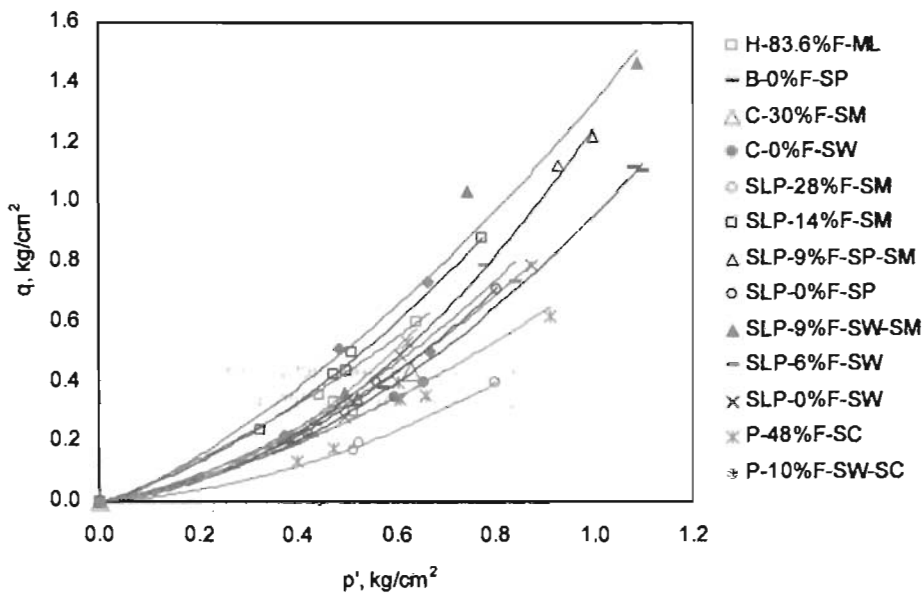


Figura 5.7 Líneas de inestabilidad de los residuos mineros de diferente procedencia.

En la gráfica, se observa que las líneas de inestabilidad correspondientes a residuos mineros que incluyen pocos finos, se localizan por encima de aquellas que contienen una mayor cantidad de finos, lo cual significa que el material con menor cantidad de finos alcanza valores de resistencia máxima de mayor magnitud, y por tanto estos materiales tienen un rango más amplio antes de que el comportamiento del material sea inestable.

Además, se aprecia que las líneas correspondientes a los residuos mineros bien graduados se localizan por encima de aquellas que corresponden a residuos mal graduados.

- *Resistencias residuales.*

En la figura 5.8, se presentan los valores de las resistencias residuales que se obtuvieron en los residuos mineros de procedencia distinta. En la figura se relaciona la relación de vacíos en la falla y la resistencia residual normalizada con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación.

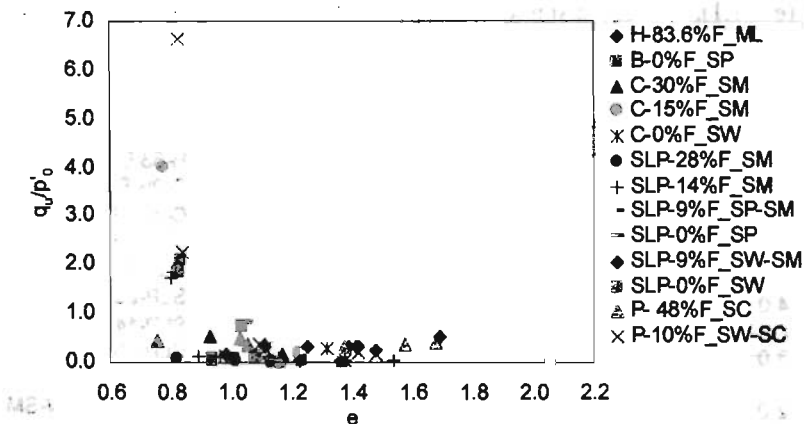


Figura 5.8 Variación de la resistencia residual respecto a la relación de vacíos en los residuos mineros de procedencia distinta.

En la gráfica se observa que la magnitud de la resistencia residual tiende a disminuir ligeramente a medida que disminuye la densidad en las muestras. Para relaciones de vacíos menores de 1.1 ( $e < 1.1$ ), se obtienen valores de resistencias residuales ( $q_u/p'_0$ ) del orden de 2 y en algunos materiales iguales a 6; mientras que para relaciones de vacíos mayores de 1.1 ( $e > 1.1$ ), la mayoría de los materiales exhiben valores que varían entre 0 y 0.4.

También se observa que en cuatro ensayos en residuos mineros procedentes de el Herrero y el Perú con 48 y 83.6 % de material fino respectivamente, que se ensayaron con relaciones de vacíos mayores de 1.5, exhibieron resistencias residuales normalizadas ( $q_u/p'_0$ ) que varían entre 0.35 y 0.50; lo cual se explica, porque en dichos ensayos el material se comporta como material medianamente denso, como se explica detalladamente en el capítulo 4.

En la figura 5.9, se resumen los valores de las resistencias residuales que se obtuvieron en las pruebas realizadas en los residuos mineros de diferente procedencia. En la gráfica se relaciona la relación de vacíos intergranular y la resistencia residual normalizada con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación.

En la gráfica se observa que la resistencia residual aumenta rápidamente cuando la relación de vacíos es menor de 1.1 ( $e < 1.1$ ), de manera similar que al relacionar la resistencia residual con la relación de vacíos natural.

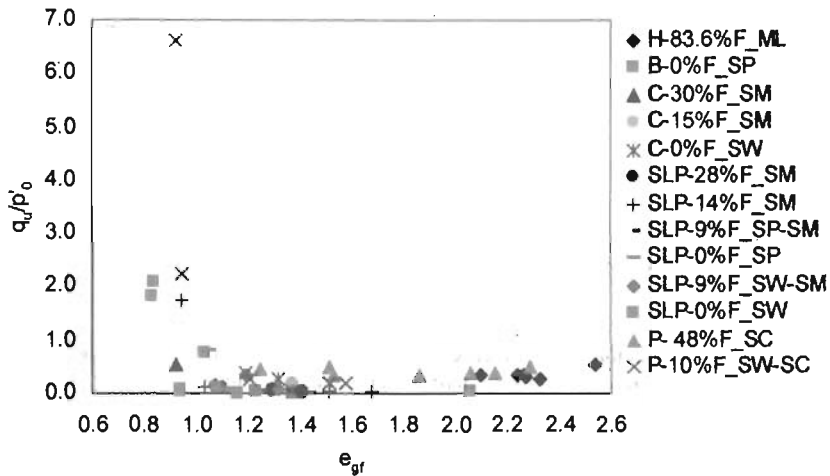


Figura 5.9 Variación de la resistencia residual respecto a la relación de vacíos intergranular en los residuos mineros de procedencia distinta.

- *Deformación axial correspondiente a esfuerzos cortantes máximos.*

En la figura 5.10, se presentan los valores de la deformación axial inducida en los ensayos al momento de alcanzar el esfuerzo cortante máximo ( $\epsilon_{a\ qf}$ ) correspondientes a los residuos mineros de diferente procedencia.

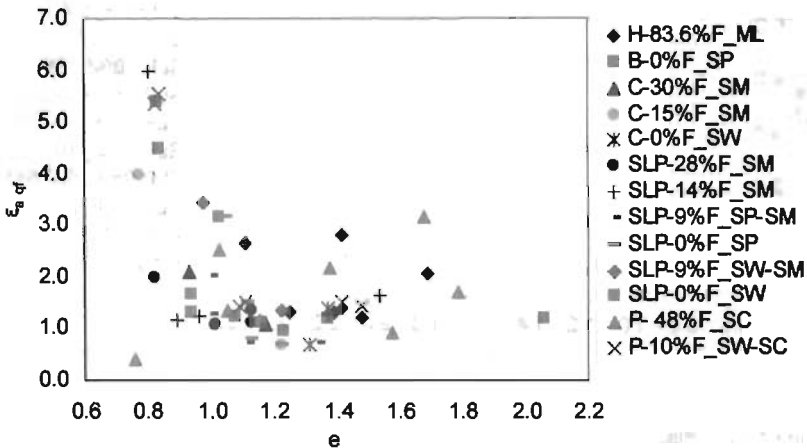


Figura 5.10 Variación de la deformación axial correspondiente a la resistencia máxima en los residuos mineros de procedencia distinta.

En la gráfica se observa que los valores de deformación correspondientes a los residuos mineros presentan una dispersión grande. Se observa que las deformaciones inducidas en los ensayos cuya relación de vacíos es aproximadamente mayor de 1.1, la deformación varía entre 0.7 y 3 %, mientras que cuando las relaciones de vacíos son menores de 1.1, algunas probetas alcanzan deformaciones entre 4 y 6 %.

Además se observa que los residuos que contienen porcentajes altos de finos presentan las deformaciones de mayor magnitud.

En la figura 5.11, se presenta la variación de la deformación axial inducida en los ensayos al momento de alcanzar el esfuerzo cortante máximo en función de la relación de vacíos intergranular. En la gráfica se relaciona la relación de vacíos intergranular y la deformación axial correspondiente a los esfuerzos cortantes máximos.

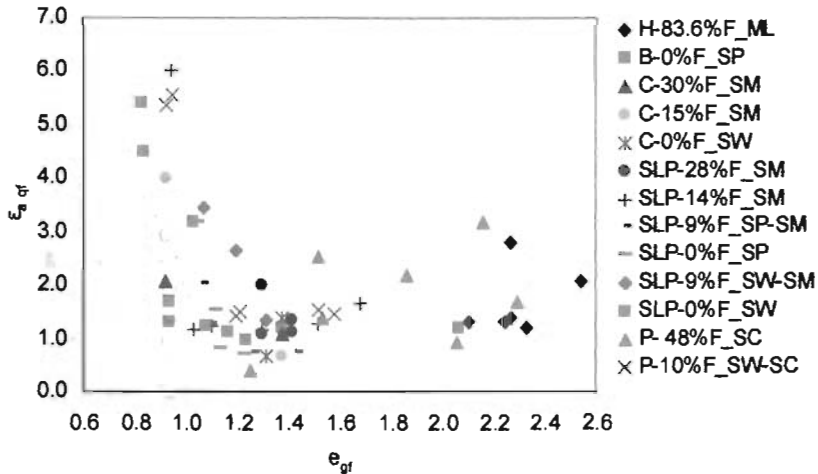


Figura 5.11 Variación de la deformación axial a la cual se alcanza la resistencia máxima, en función de la relación de vacíos intergranular en los residuos mineros de procedencia distinta.

En la figura se observa que hay dispersión en los datos de igual manera que en la figura anterior, pero se puede ver que para valores de relación de vacíos mayores de 1.1 ( $e > 1.1$ ), la deformación axial varía entre 0.5 y 3 %; mientras que para valores menores de 1.1 ( $e < 1.1$ ), algunas probetas alcanzan valores de 4 y 6 %.

- *Diagramas de estado.*

En la figura 5.12, se presenta el diagrama de estado en el cual se resumen las líneas de estado estable correspondientes a los residuos mineros de procedencia distinta. En el diagrama de estado se puede observar que las líneas de estado estable son aproximadamente paralelas y a medida que se localizan más hacia la izquierda, los residuos tienen una mayor capacidad para generar presión de poro en la falla y exhiben resistencias residuales de menor magnitud.

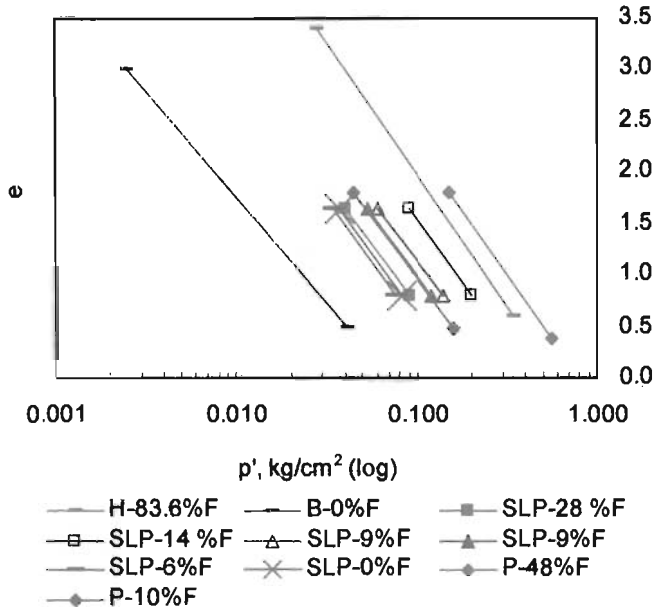


Figura 5.12 Líneas de estado estable para los residuos mineros de procedencia distinta.

En la tabla 5.4, se resumen los valores de las pendientes de las líneas de estado estable de los diferentes residuos mineros (de acuerdo con Been y Jefferies, 1985), también se indica la procedencia del material y el porcentaje de finos que incluyen.

Los valores de la pendiente,  $\lambda_{SS}$  de las diferentes líneas de estado estable varían entre 2 y 2.6, a excepción del residuo minero procedente de SLP-0%F, cuya pendiente es diferente e igual a 0.111. En la mayoría de los residuos analizados, se observa que la magnitud de la pendiente es ligeramente mayor en la medida en que la cantidad de finos que incluye el material también es mayor. Además, en los materiales bien graduados, se aprecia que la pendiente de las líneas es muy aproximada y presenta valores entre 2.3 y 2.5.



Tabla 5.4 Pendiente de las líneas de estado estable,  $\lambda_{ss}$  de los residuos mineros de procedencia distinta.

Procedencia	S.U.C.S.	% Finos	$\lambda_{ss}$
Herrero	ML	83.6	2.580
Bastán	SP	0	2.058
Caridad	SM	30	-
	SM	15	-
	SW	0	-
SLP	SM	28	2.480
	SM	14	2.480
	SP-SM	9	2.337
	SP	0	0.111
	SW-SM	9	2.423
	SW	6	2.512
	SW	0	2.451
Perú	SC	48	2.481
	SW-SC	10	2.360

A excepción de los residuos mineros SLP-0%F, cuya línea de estado estable tiene una pendiente igual a 0.111, en el resto de los residuos la pendiente de la línea de estado estable varía en un rango de 2 a 2.6.

Al examinar las líneas de estado estable correspondientes a los residuos mineros que incluyen porcentajes de finos más altos, refiriéndose específicamente a las líneas trazadas en material Herrero y Perú con 83.6 y 48 % de finos respectivamente, se observa que la línea de estado estable de el Herrero se localiza a la izquierda de la correspondiente al residuo Perú; lo cual significa que los residuos mineros Herrero que incluyen una mayor cantidad de finos presentan resistencias residuales en el estado estable de menor magnitud que los residuos Perú y por tanto tienen una mayor capacidad para generar presión de poro en la falla.

También, se observa que los residuos mineros procedentes de las Charcas y de el Perú, con 9 y 10 % de finos respectivamente, exhiben resistencias residuales en estado estable de igual magnitud, lo cual se puede apreciar debido a que sus correspondientes líneas de estado estable están prácticamente sobrepuestas, es importante notar que ambos materiales con cantidades semejantes de finos tienen una granulometría bien graduada.

Asimismo, se aprecia que las líneas de estado estable SLP-9%F y P-10%F; se localizan a la derecha de la línea correspondiente a residuos SLP con 28 % de finos; y nuevamente se observa que los residuos mineros con mayor cantidad de finos presentan resistencias residuales de menor magnitud al alcanzar el estado estable.

Por otro lado, se observa que la línea de estado estable correspondiente los residuos mineros Bastán con 0 % de finos, se localiza a la izquierda de todo el conjunto de líneas; lo cual significa que este material presenta las resistencias residuales en estado estable de menor magnitud y tiene una mayor capacidad para generar presión de poro; es decir estos residuos son más susceptibles de sufrir licuación.

En la figura 5.13, se presenta la variación de la pendiente de las líneas de estado estable que se obtuvieron en los residuos mineros de procedencia distinta. En la gráfica se aprecia que la pendiente de las líneas de estado estable que corresponden a residuos mineros bien graduados SLP-9%F y P-10%F son prácticamente iguales. En los residuos Bastán, el valor de la pendiente es ligeramente menor al resto e igual a 2.058. También se observa que la pendiente de las líneas de estado estable de los residuos mineros con porcentajes de finos mayor de 14 % varían de 2.48 a 1.58; con lo cual se puede apreciar que con cantidades altas de finos, la pendiente difiere muy poco.

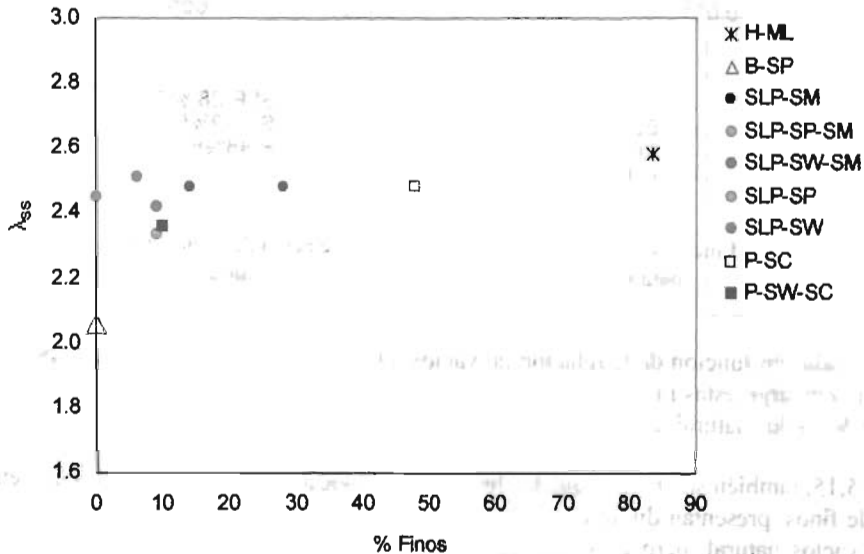


Figura 5.13 Variación de la pendiente de la línea de estado estable con respecto al porcentaje de finos para los residuos mineros de procedencia distinta.

- *Diagramas de estado (empleando el concepto de relación de vacíos intergranular).*

En la figura 5.14, se resumen las líneas de estado estable que se obtuvieron en los residuos mineros de procedencia distinta, al emplear el concepto de relación de vacíos intergranular.

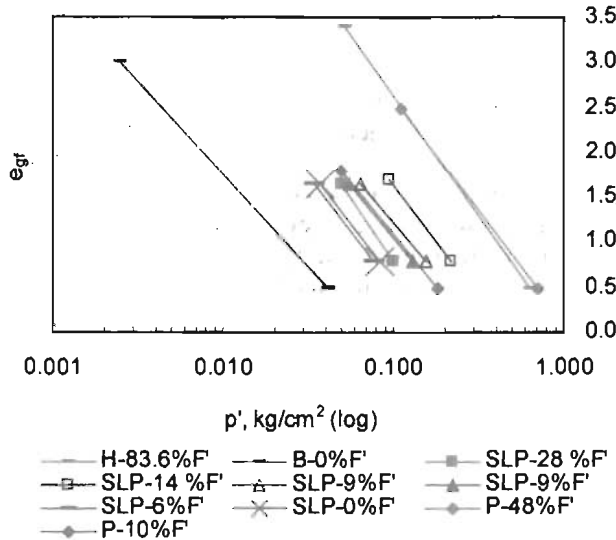


Figura 5.14 Líneas de estado estable en función de la relación de vacíos intergranular para los residuos mineros de procedencia distinta.

Las líneas trazadas en función de la relación de vacíos intergranular siguen la misma tendencia que las anteriores; sin embargo éstas líneas se localizan ligeramente a la derecha de aquellas que se obtuvieron con relación de vacíos natural, como se puede ver en la figura 5.15.

En la figura 5.15, también se observa que las líneas correspondientes a residuos que incluyen pequeñas cantidades de finos, presentan diferencias prácticamente despreciables de las que se obtuvieron con la relación de vacíos natural, pero en materiales con cantidades altas de finos, la separación entre las líneas si es notable, como se aprecia en los residuos Herrero y Perú con 83.6 y 48 % de finos respectivamente.

La posición de las líneas correspondientes a los residuos Herrero y Perú con 83.6 y 48 % de finos, indican que al aplicar el concepto de relación de vacíos intergranular, se obtienen resistencias residuales en estado estable de mayor magnitud que al considerar la relación de vacíos natural. El concepto de la relación de vacíos intergranular, plantea que los finos que incluye un determinado material, no contribuyen a tomar y transmitir carga; ya que la presencia de los finos tienen el efecto de disminuir el número de contactos entre las partículas de arena y de inducir anisotropía en su distribución. Además, éstos resultados son congruentes al considerar la naturaleza de los finos que incluyen estos residuos, los cuales se identificaron de baja y nula plasticidad.

Por tanto, el empleo del concepto de relación de vacíos intergranular prácticamente no presenta relevancia en los residuos con cantidades bajas de finos incluyendo a residuos con buena y mala graduación y solo tiene influencia en los residuos que contienen grandes cantidades de finos. Como se puede ver, con los resultados hallados no es posible unificar el comportamiento en el estado estable de los residuos mineros de diferente procedencia.

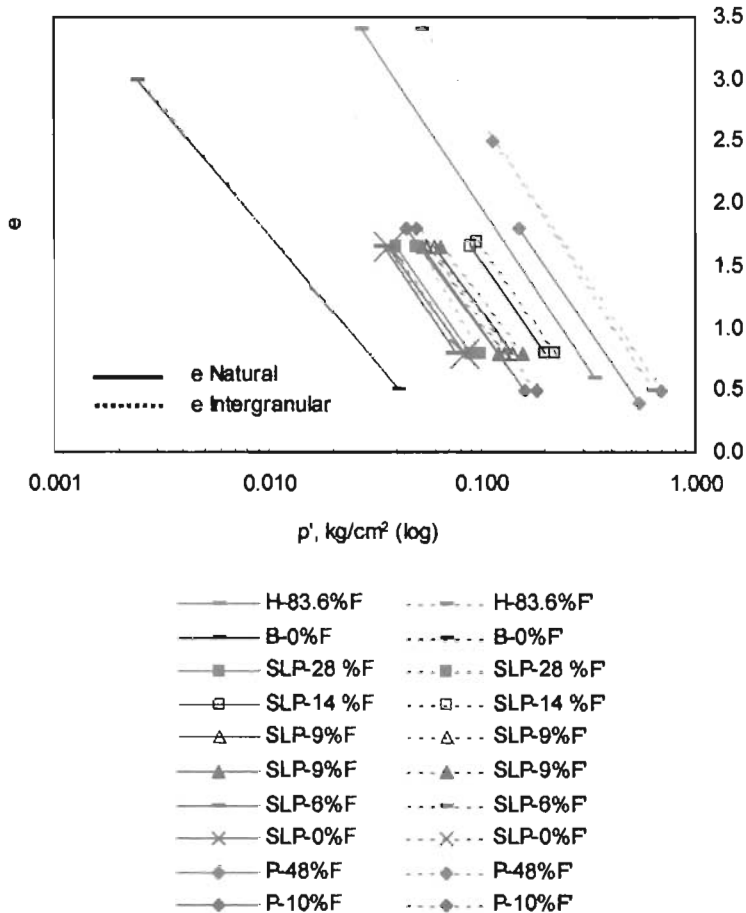


Figura 5.15 Líneas de estado estable en función de la relación de vacíos natural e intergranular para los residuos mineros de procedencia distinta.

Con el objetivo de observar la posición de la línea de estado estable de cada residuo minero, se determinó el valor del parámetro "Γ". El parámetro Γ, es el valor de la relación de vacíos de un punto en la línea de estado estable que corresponde a una presión efectiva media de referencia ( $p'_{ref}$ ).

Definiendo el valor de Γ, es posible conocer el valor de la relación de vacíos en el estado estable ( $e_{ss}$ ) para una presión efectiva de referencia ( $p'$ ), a partir de las expresiones siguientes:

$$e_{ss} = \Gamma - \lambda_{ss} (\ln(p')) \dots\dots\dots (5.1)$$

$$e_{gf\ ss} = \Gamma_{gf} - \lambda_{gf} (\ln(p')) \dots\dots\dots (5.2)$$

La expresión 5.1 corresponde a la relación de vacíos en estado estable,  $e_{ss}$ . Donde Γ, es el parámetro previamente definido;  $p'$ , es la presión efectiva media de referencia y  $\lambda_{ss}$ , es la pendiente de la línea de estado estable.

Con la expresión 5.2, se calcula la relación de vacíos intergranular en el estado estable,  $e_{gf\ ss}$ . Donde  $\Gamma_{gf}$ , es el parámetro previamente descrito en función de la relación de vacíos intergranular;  $p'$ , es la presión efectiva media de referencia y  $\lambda_{gf}$ , es la pendiente de la línea de estado estable trazada en función de la relación de vacíos intergranular.

En cada línea de estado estable se determinó el parámetro Γ para una presión efectiva media de referencia de  $0.01 \text{ Kg/cm}^2$  ( $p'_{ref} = 0.01 \text{ kg/cm}^2$ ), cuyos valores se resumen en la tabla 5.5.

Tabla 5.5 Valores de los parámetros Γ y  $\Gamma_{gf}$  para una presión de referencia  $p' = 0.01 \text{ kg/cm}^2$  determinados para las líneas de estado estable de los residuos mineros de procedencia distinta.

Procedencia	S.U.C.S.	%Finos	$\lambda_{ss}$	Γ	$\lambda_{gf}$	$\Gamma_{gf}$
Herrero	ML	83.6	2.580	4.60	2.698	5.35
Bastán	SP	0	2.058	1.80	2.058	1.75
SLP	SM	28	2.480	3.30	2.857	3.40
	SM	14	2.480	4.00	2.468	4.10
	SP-SM	9	2.337	3.40	2.279	3.65
	SW-SM	9	2.423	3.40	2.302	3.35
	SW	6	2.512	3.10	2.512	3.05
	SW	0	2.451	3.10	2.451	3.05
Perú	SP	48	2.481	4.65	2.533	5.05
	SW-SC	10	2.360	3.34	2.337	3.45



- *Diagramas de estado normalizados.*

En la figura 5.17, se presenta el diagrama de estado normalizado para los residuos mineros de procedencia distinta. En el diagrama se normaliza la presión efectiva media con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación; donde se observa que existe mucha dispersión en los datos y los puntos no definen una línea única; esto se debe a que los residuos presentan un comportamiento diferente en el estado estable. Sin embargo, se encontró que la línea de estado estable corresponde a los residuos mineros procedentes de el Perú con 10 % de finos se ajusta a un mayor número de datos, dicha línea es representativa de un grupo de materiales con porcentajes bajos de finos, como se pude ver en la figura.

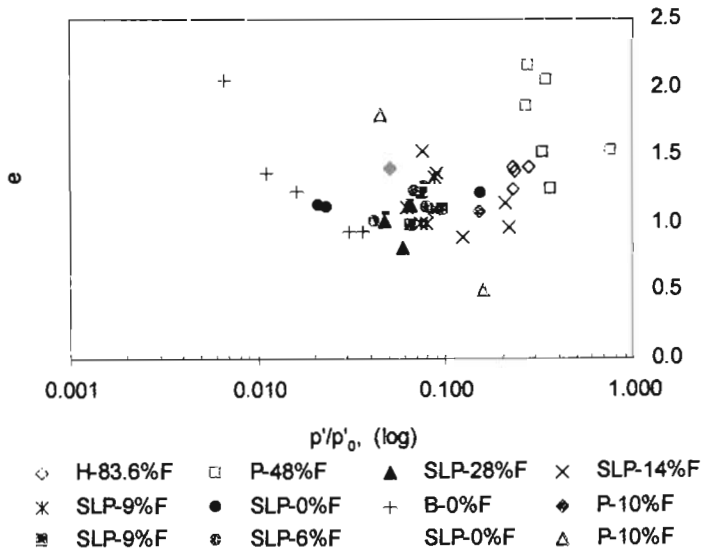


Figura 5.17 Diagrama de estado normalizado para los residuos mineros de procedencia distinta.

De acuerdo con el diagrama, se observa que los residuos que se ajustan a la línea trazada, tienen capacidad semejante para generar presión de poro y poseen resistencias residuales de mínima magnitud aproximada.

En la figura 5.18, se presenta el diagrama de estado normalizado construido en función de la relación de vacíos intergranular. En el diagrama se normaliza la presión efectiva media con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación. De manera similar al diagrama anterior, en esta gráfica se observa que hay dispersión en los datos e igualmente la línea de estado estable correspondiente a los residuos mineros procedentes del Perú con 10 % de finos se ajusta a un grupo de residuos mineros con porcentajes bajos de finos.

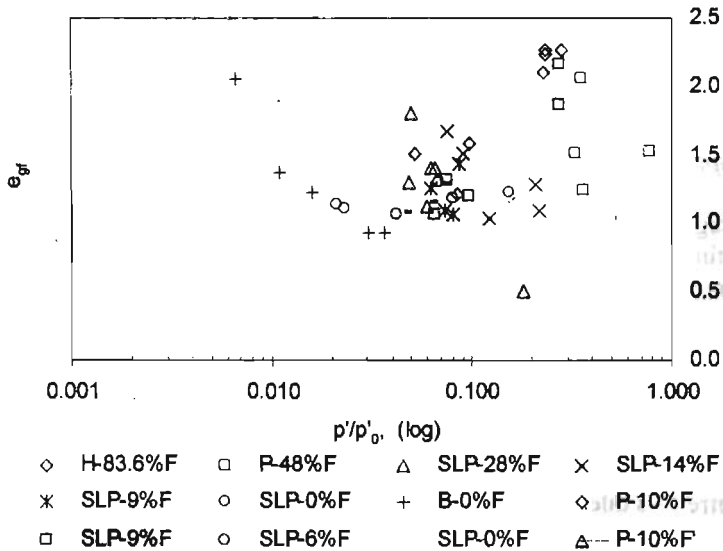


Figura 5.18 Diagrama de estado normalizado en función de la relación de vacíos intergranular para los residuos mineros de procedencia distinta.



## 5.2 Análisis del comportamiento mecánico de diferentes grupos de residuos mineros.

En la sección anterior se encontró que el comportamiento de los residuos mineros que se estudian en este trabajo es diferente y depende de las características del material. Por tanto, con la finalidad de percibir claramente que tanto varían algunos aspectos que definen el comportamiento de los residuos mineros, en este análisis se forman tres grupos de residuos mineros tomando como base algunas de sus características principales, como son la distribución granulométrica y la cantidad de finos que incluyen, como se expone a continuación.

### 5.2.1 Grupo 1. Residuos mineros mal graduados con contenido alto de finos.

- Descripción del grupo de residuos mineros en análisis.

El Grupo 1 se integró por residuos mineros que se clasifican como mal graduados e incluyen cantidades altas de finos. El presente grupo se integra por los residuos mineros: Herrero con 83.6 % de finos y clasificación S.U.C.S. ML, limo de baja plasticidad; Perú con 48 % de finos y clasificación S.U.C.S. SC, arena con arcilla de baja plasticidad; la Caridad con 30 % de finos y SLP con 28 % de finos, ambos clasificados según el S.U.C.S. como SM, arena limosa.

En la figura 5.19, se observa la distribución granulométrica de los materiales antes referidos, se aprecia que existe una aproximación en la distribución de los residuos identificados como arenas limosas y arenas con poca arcilla de baja plasticidad; mientras que la curva del limo de baja plasticidad procedente de el Herrero es diferente y se localiza a la derecha de los demás.

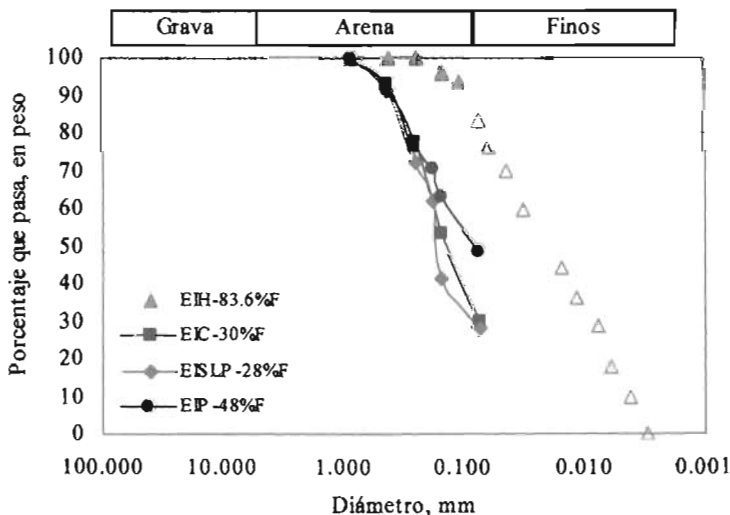


Figura 5.19. Granulometría de los residuos mineros mal graduados con cantidades altas de finos.

- *Resistencia en la Falla.*

En la figura 5.20, se presentan las líneas de falla de los residuos mineros mal graduados con contenido alto de finos (trazadas en el espacio  $p'$ - $q$ ). A pesar del parecido en la distribución granulométrica de estos materiales, los valores de las pendientes de las envolventes de falla son diferentes, lo cual significa que los valores de los ángulos de fricción interna movilizados en la falla también sean diferentes, como se puede apreciar en la tabla 5.6.

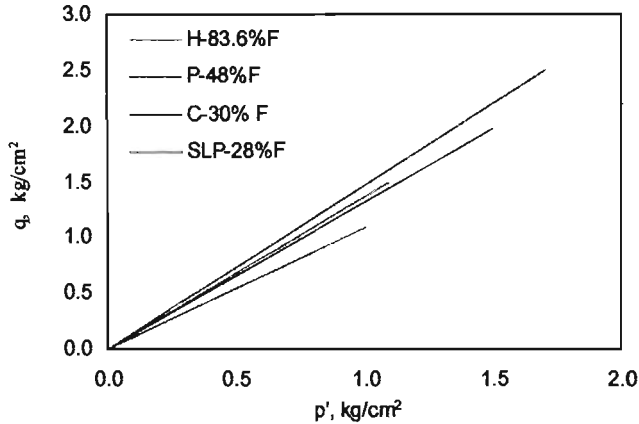


Figura 5.20 Líneas de falla de los residuos mineros mal graduados con cantidades altas de finos.

Del presente grupo de materiales, únicamente los residuos mineros procedentes de el Herrero y de el Perú con 83.6 y 48 % de finos, presentan los ángulos de fricción interna movilizados en la falla más aproximados con valores de 32.60° y 33.89° respectivamente, con diferencia poco mayor a un grado.

Tabla 5.6 Ángulos de fricción interna movilizados en la falla de los residuos mineros mal graduados con cantidades altas de finos.

Procedencia	% Finos	M	$\phi'$
Herrero	83.6	1.37	33.89
Perú	48	1.31	32.60
Caridad	30	1.10	27.70
SLP	28	1.47	36.20

- Resistencia máxima

En la figura 5.21, se presenta la variación de la resistencia máxima que presentan los residuos mineros mal graduados con cantidades altas de finos. En la gráfica se relacionan las resistencias máximas normalizadas con respecto al esfuerzo de efectivo de consolidación y la relación de vacíos en la falla.

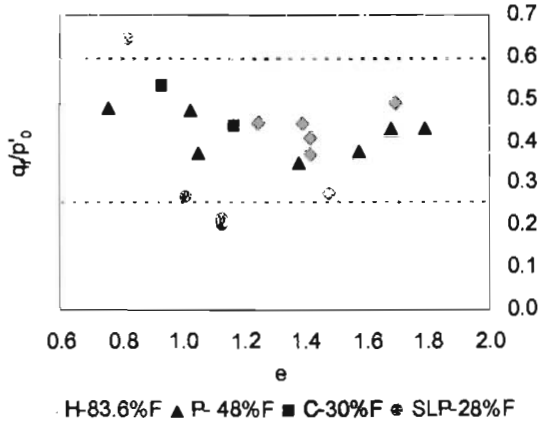


Figura 5.21 Variación de las resistencias máximas respecto a la relación de vacíos en residuos mineros mal graduados con cantidades altas de finos.

En la figura se observa que existe dispersión en los datos, principalmente en los residuos SLP-28%F que para relaciones de vacíos mayores de 1.1 presentan valores de resistencia máxima ligeramente más bajos que el resto y en el mismo material en un ensaye con relación de vacíos baja, se observa que el valor de su resistencia máxima es el más alto. Sin embargo, la mayoría de las resistencias varían entre 0.26 a 0.55, lo cual concuerda con los resultados que obtuvo Alberro, 1992; quien a partir de datos experimentales en arena con ángulo de fricción interna,  $\phi' = 36^\circ 20'$  encontró que la resistencia máxima varía en un rango de 0.26 a 0.6.

- *Líneas de Inestabilidad.*

En la figura 5.22, se presentan las líneas de inestabilidad determinadas en el grupo de residuos que incluyen porcentajes altos de finos y granulometría semejante (mal graduada). Al observar la tendencia que siguen las líneas de inestabilidad en el presente grupo, se podría decir a primera vista, que los resultados son contrarios a lo esperado, sin embargo revisando a fondo las características de estos residuos, se puede explicar que los materiales presentan esta tendencia, porque en ellos la resistencia máxima depende grandemente de la densidad del material, expresada en términos de relación de vacíos y del esfuerzo de consolidación efectiva.

En los residuos Herrero, la relación de vacíos varía entre 0.249 y 1.690 y el esfuerzo de consolidación de 0.5 a 1.6; mientras que en los residuos Perú que contienen menos finos; su relación de vacíos varía entre 0.837 y 1.788 y el esfuerzo de consolidación de 0.5 a 1.5; y finalmente en los residuos SLP, la relación de vacíos varía entre 0.822 y 1.129 y el esfuerzo de consolidación de 1 a 1.5. Por tanto, se puede observar que la resistencia máxima en estos materiales es ligeramente mayor a medida que aumenta su densidad, como se puede ver en la figura 5.23.

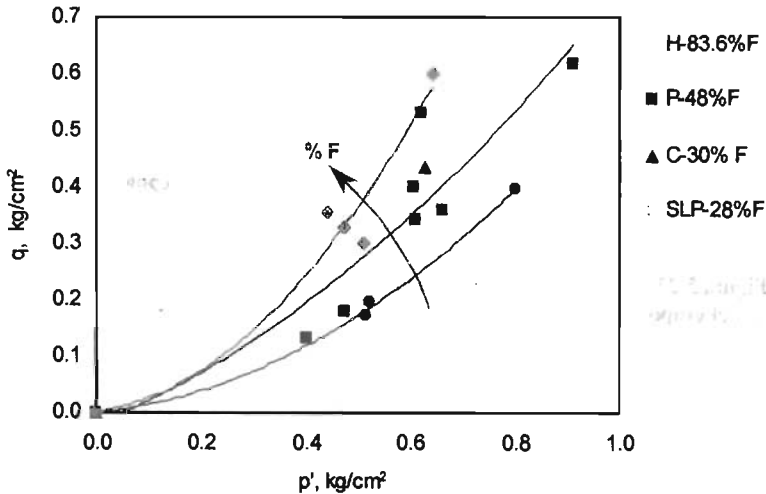


Figura 5.22 Líneas de inestabilidad de los residuos mineros mal graduados con cantidades altas de finos.

- *Resistencias residuales.*

En la figura 5.23, se presentan las resistencias residuales de los residuos mineros mal graduados con cantidades altas de finos. Las resistencias residuales normalizadas con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación se relacionan con la relación de vacíos en la falla, donde se observa que hay dispersión en los datos, se aprecia una tendencia ligera en la que la resistencia residual disminuye al aumentar la relación de vacíos, mientras que en algunos ensayos en material Herrero y Perú la resistencia residual es de mayor magnitud, también se observa que en residuos SLP existen diferencias notables, donde las resistencias residuales son mucho más pequeñas, tendiendo a ser nulas.

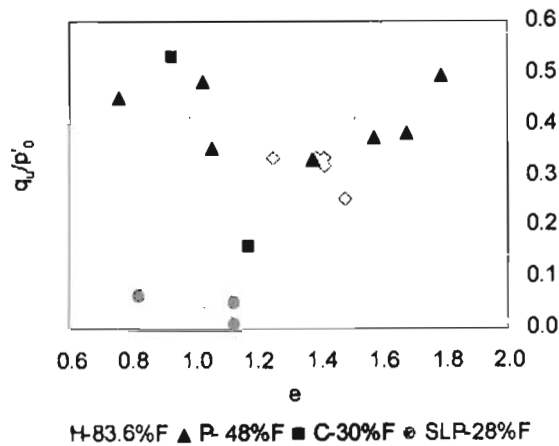


Figura 5.23 Variación de la resistencia residual respecto a la relación de vacíos en el grupo de residuos mineros mal graduados con cantidades altas de finos.

- *Deformación axial correspondiente a esfuerzos cortantes máximos.*

En la figura 5.24, se presenta la variación de la deformación axial correspondiente a esfuerzos cortantes máximos en los residuos mineros mal graduados con cantidades altas de finos. La deformación axial correspondiente a los esfuerzos cortantes máximos se relaciona con la relación de vacíos, se observa que hay dispersión en los datos, en donde la deformación varía entre 0.5 y 3 %.

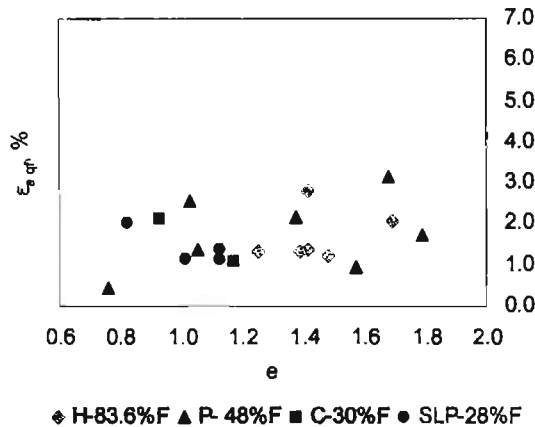


Figura 5.24 Variación de la deformación axial a la cual se alcanza la resistencia máxima en residuos mineros mal graduados con cantidades altas de finos.

- *Diagramas de estado.*

En la figura 5.25, se presentan las líneas de estado estable para los residuos mineros mal graduados con cantidades altas de finos. La línea de estado estable trazada en residuos Herrero se localiza a la izquierda de la correspondiente al Perú, lo cual significa que el material con una mayor cantidad de finos presenta resistencias residuales en estado estable de menor magnitud, y debido a la naturaleza de los finos, estos no contribuyen en la resistencia del material.

En cuanto a la línea trazada en material SLP con 28 % de finos, se observa que la línea se localiza a la izquierda del resto, lo cual significa que la resistencia que alcanza este material en estado estable es de menor magnitud. Sin embargo esto se explica, ya que en este grupo los residuos SLP difieren en más aspectos de su comportamiento con respecto al resto, y el que sus resistencias residuales en estado estable sean de menor magnitud, se atribuye a que en este material no solo influyó el contenido de finos, sino que también contribuyó en gran parte la densidad del material.

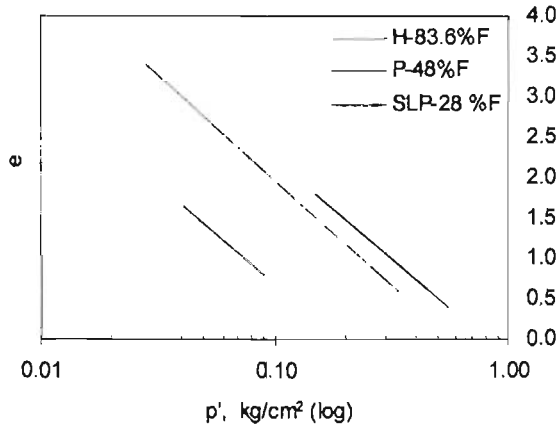


Figura 5.25 Líneas de estado estable de residuos mineros mal graduados con cantidades altas de finos.

En la tabla 5.7, se presentan los valores de las pendientes de las líneas de estado estable,  $\lambda_{SS}$ , donde se observa que en los residuos Herrero, Perú y SLP varían entre 2.48 y 2.58, y en el caso de la Caridad no fue posible definir la línea de estado estable, debido a que la información disponible fue escasa.

Tabla 5.7 Pendientes de la línea de estado estable,  $\lambda_{SS}$  de los residuos mineros mal graduados con cantidades altas de finos.

Procedencia	% Finos	$\lambda_{SS}$
Herrero	83.6	2.58
Perú	48	2.48
SLP	28	2.48
Caridad	30	-

En la figura 5.26, se presentan las líneas de estado estable que se obtuvieron al aplicar el concepto de relación de vacíos intergranular para los residuos mineros mal graduados con cantidades altas de finos. Las líneas de estado estable siguen la misma tendencia que las anteriores. En la figura 5.27, se pueden apreciar las diferencias entre las líneas que se obtuvieron con relaciones de vacíos natural e intergranular. En los residuos Herrero y Perú con 83.6 y 48 % de finos se observa que al considerar la relación de vacíos intergranular, las resistencias residuales son de mayor magnitud, lo cual se explica porque al aplicar el concepto de relación de vacíos intergranular, se elimina la contribución de los finos en la resistencia, y en estos materiales los finos que incluyen no son plásticos, y lejos de contribuir en la resistencia, generan inestabilidad en el material debido a su naturaleza.

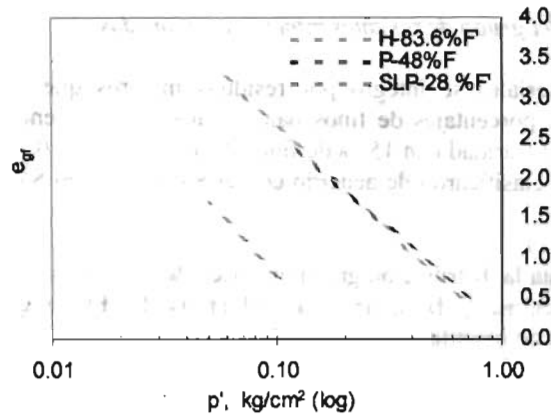


Figura 5.26 Líneas de estado estable en función de relación de vacíos intergranular en los residuos mineros mal graduados con cantidades altas de finos.

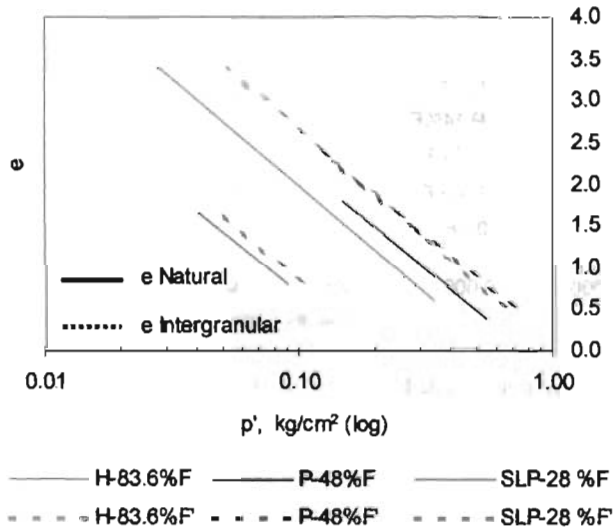


Figura 5.27 Líneas de estado estable en función de relación de vacíos natural e intergranular en los residuos mineros mal graduados con cantidades altas de finos.



### 5.2.2 Grupo 2. Residuos mineros mal graduados con pequeñas cantidades de finos y sin finos.

- Descripción del grupo de residuos mineros comparados.

El presente grupo de materiales se integró por residuos mineros que se clasificaron como mal graduados y que contienen porcentajes de finos bajos y nulos. El presente grupo se formó por los residuos mineros siguientes: Caridad con 15 % de finos, SLP con 14, 9 y 0 % de finos y el Bastán con 0 % de finos; los cuales se clasificaron de acuerdo con el S.U.C.S como SM, (SM, SP-SM, SP) y SP respectivamente.

En la figura 5.28, se presenta la distribución granulométrica de los materiales antes citados, se observa que predomina la arena limosa y la arena fina mal graduada. En la gráfica se observa que la distribución granulométrica de los diferentes materiales es muy parecida.

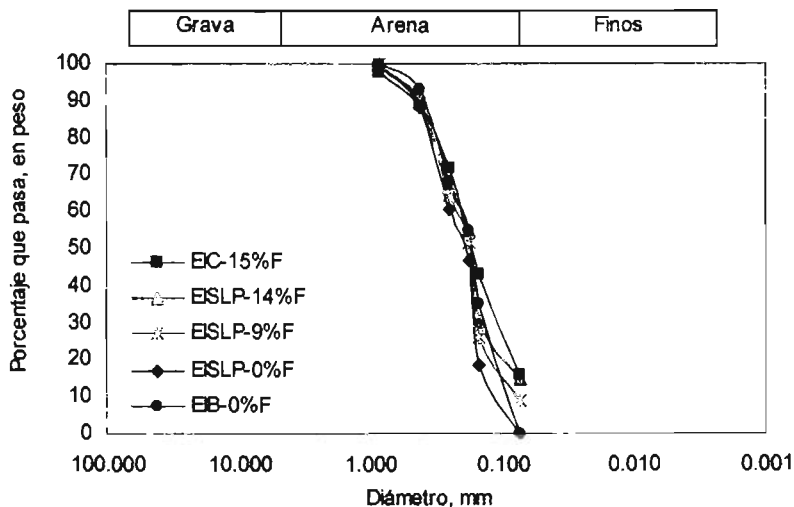


Figura 5.28 Granulometría de los residuos mineros mal graduados con pequeñas cantidades de finos y sin finos.

- *Resistencia en la Falla.*

En la figura 5.29, se presentan las líneas de falla de los residuos mineros mal graduados con contenido de finos de bajo a nulo, a pesar de la gran similitud en la distribución granulométrica de estos materiales, sus líneas de falla presentan diferencias notables en sus pendientes y en consecuencia también presentan diferencias en su resistencia en la falla, como se puede ver en la tabla 5.8.

Sin embargo, en este grupo de materiales se observan dos tendencias. Los residuos mineros procedentes de Caridad y SLP con 15 y 0 % de finos respectivamente, tienen una pendiente de 1.26 y 1.29 y su ángulo de fricción interna movilizado en la falla es igual a  $31.31^\circ$  y  $32.16^\circ$ , cuya diferencia entre ellos es menor a un grado. En los residuos procedentes de SLP con 14 y 9 % de finos y el Bastán con 0% de finos, los valores de la pendiente de la envolvente de falla también son muy aproximados y por consiguiente su resistencia en la falla es muy parecida, presentando valores en ángulo de fricción interna en la falla entre  $35.23^\circ$  y  $36.2^\circ$  y la diferencia entre ellos es menor a un grado.

Además, como en el grupo de materiales que se analizó previamente, los jales procedentes de SLP presentan una resistencia máxima en la falla más alta que la de los otros materiales, aunque en este grupo la diferencia en la magnitud de la resistencia con los otros residuos es un poco menor.

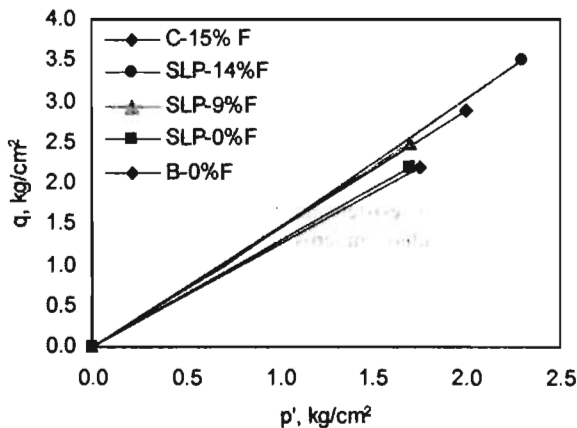


Figura 5.29 Líneas de falla de los residuos mineros mal graduados con pocos finos.

Tabla 5.8 Ángulos de fricción interna movilizados en la falla de los residuos mineros con cantidades pequeñas de finos.

Procedencia	% Finos	M	$\phi'$ , grados
Caridad	15	1.26	31.31
SLP	14	1.43	35.23
SLP	9	1.47	36.20
SLP	0	1.29	32.16
Bastán	0	1.45	35.72

- Resistencia máxima

En la figura 5.30, se muestra la variación de la resistencia máxima de los residuos mineros mal graduados con pocos finos, donde se relaciona la resistencia máxima normalizada con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación y la relación de vacíos en la falla. En la figura se observa que para relaciones de vacíos menores de 1.1 ( $e < 1.1$ ), la resistencia aumenta rápidamente, mientras que para relaciones de vacíos mayores de 1.1 ( $e > 1.1$ ) la resistencia disminuye considerablemente.

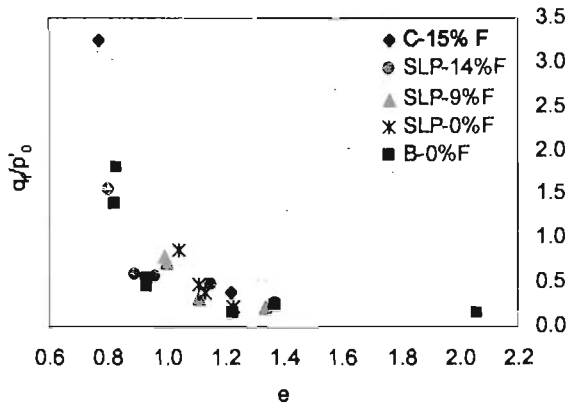


Figura 5.30 Variación de las resistencias máximas respecto a la relación de vacíos en el grupo de residuos mineros mal graduados con pocos finos.

- *Líneas de Inestabilidad.*

En la figura 5.31, se presentan las líneas de inestabilidad de los residuos mineros mal graduados con contenido de finos bajo a nulo. En la gráfica se observa que las resistencias máximas de mayor magnitud corresponden a los jales SLP, con 14 , 9 y 0 % de finos respectivamente, seguidos por los jales procedentes de el Bastán, también con 0 % de finos. Es interesante notar como las líneas de inestabilidad de los residuos mineros sin finos se encuentran juntas, independientemente de la procedencia del material, los valores de sus resistencias máximas son muy parecidos.

En cuanto al jal procedente de Caridad con 15 % de finos, no se tienen datos suficientes para definir su línea de inestabilidad, sin embargo el punto que se tiene como dato de una prueba cae sobre la línea de inestabilidad de SLP con 14 % de finos.

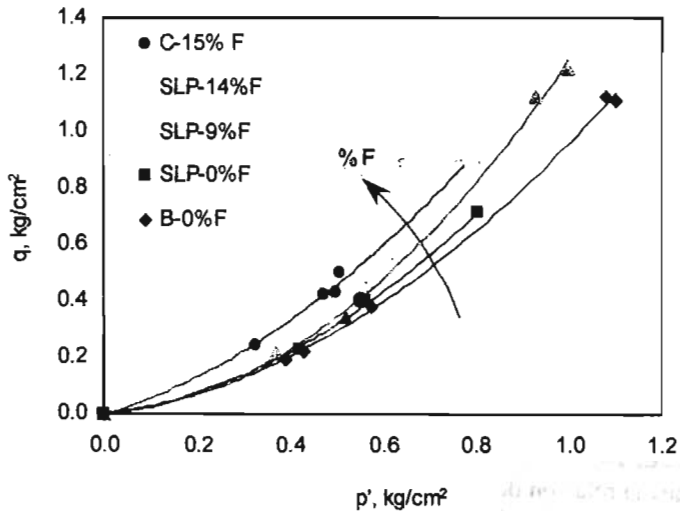


Figura 5.31 Líneas de inestabilidad de los residuos mineros mal graduados con pocos finos.

- *Resistencias residuales.*

En la figura 5.32, se resumen las resistencias residuales de los residuos mineros mal graduados con contenido de finos bajo a nulo. En la gráfica se relacionan los valores de la relación de vacíos en la falla y las resistencias residuales normalizadas con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación.

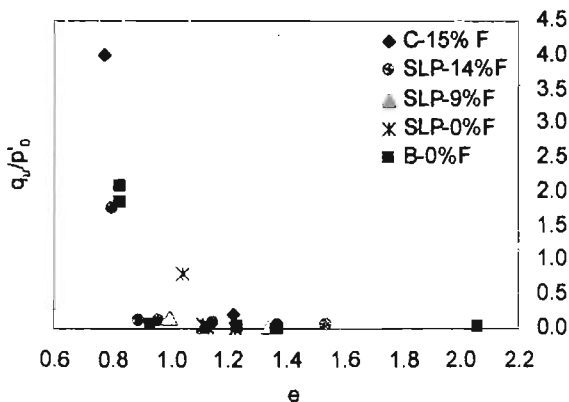


Figura 5.32 Variación de la resistencia residual respecto a la relación de vacíos en el grupo de residuos mineros mal graduados con pocos finos.

En la figura se observa con claridad que a excepción de los residuos SLP-14%F, los cuales presentan resistencias residuales de menor magnitud en comparación con el resto, la resistencia residual tiende a aumentar a medida que la relación de vacíos disminuye; es decir, la resistencia residual de los jales es mayor a medida que aumenta la densidad en los jales.

- *Deformación axial correspondiente a esfuerzos cortantes máximos.*

En la figura 5.33, se presentan los valores de la deformación axial correspondientes a la resistencia máxima al corte en el grupo de residuos mineros mal graduados con contenido de finos bajo a nulo. En la figura se relacionan las resistencias máximas correspondientes al cortante máximo con respecto a la relación de vacíos en la falla.

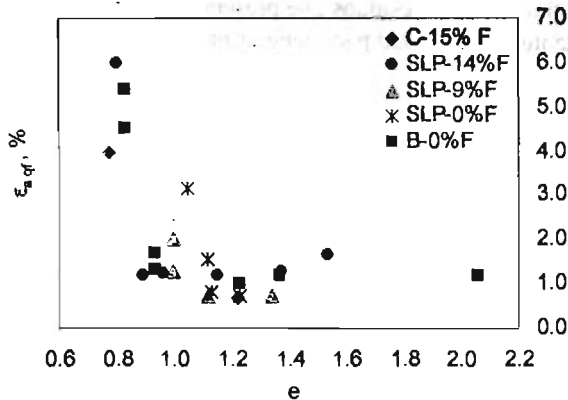


Figura 5.33 Variación de la deformación axial correspondiente a la resistencia máxima en el grupo de residuos mineros mal graduados con pocos finos.

En la gráfica se observa que para relaciones de vacíos menores de 1.1 ( $e < 1.1$ ), la deformación axial correspondiente al el esfuerzo cortante máximo varía entre 1 y 6 % y para valores de relación de vacíos mayores de 1.1 ( $e > 1.1$ ), los esfuerzos cortantes máximos se alcanzan para deformaciones axiales de 0.5 a 1.5 %. Además, se observa claramente que a medida de la densidad de las probetas aumenta, la deformación axial correspondiente a esfuerzos cortantes máximas también aumenta.

- *Diagramas de estado.*

En la figura 5.34, se presentan las líneas de estado estable que se obtuvieron en los residuos mineros mal graduados con contenido de finos bajo a nulo. En la figura se observa que la línea de estado estable de los residuos mineros procedentes de el Bástán, se localiza a la izquierda de las líneas de estado estable de los residuos SLP, lo cual significa que las resistencias residuales en el estado estable en este material son de menor magnitud que las que presentan los residuos SLP. También se aprecia que la línea de estado estable correspondiente a los residuos mineros procedentes de SLP sin finos es muy tendida y es diferente a las otras que prácticamente son paralelas. En este grupo de materiales, los residuos SLP con 14 % de finos son los residuos que presentan resistencias residuales en estado estable de mayor magnitud y por tanto su capacidad para generar presión de poro es menor que en el resto.

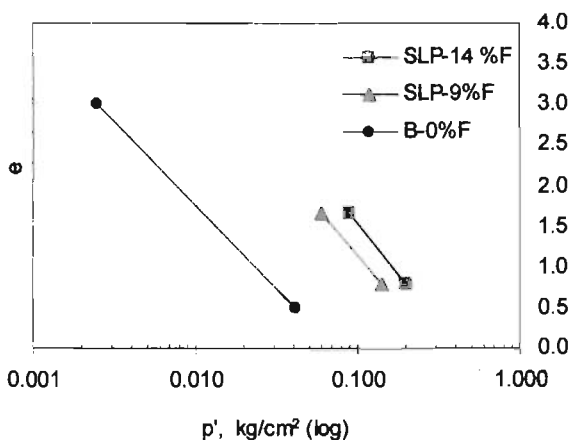


Figura 5.34 Líneas de estado estable del grupo de residuos mineros mal graduados con pocos finos.

En la Tabla 5.9, se presentan los valores de la pendiente de las líneas de estado estable,  $\lambda_{SS}$ , cuyos valores oscilan entre 2.058 y 2.48. También se observa que la pendiente es mayor a medida que aumenta la cantidad de finos. En el material Caridad con 15 % de finos no se obtuvo la línea de estado estable debido a la carencia de datos.

Tabla 5.9 Pendientes de la línea de estado estable,  $\lambda_{SS}$  en los residuos mineros mal graduados con pocos finos.

Procedencia	% Finos	$\lambda_{SS}$
Caridad	15	-
SLP	14	2.480
SLP	9	2.337
Bástán	0	2.058

En la figura 5.35, se presentan las líneas de estado estable que se obtienen al aplicar el concepto de relación de vacíos intergranular en los residuos mineros mal graduados con pocos finos. En la figura 5.36, se comparan las líneas de estado estable trazadas a partir de relación de vacíos natural e intergranular en los residuos mineros mal graduados con pocos finos. La diferencia entre las líneas es prácticamente despreciable, por tanto, en estos materiales el concepto de relación de vacíos intergranular no es relevante, a diferencia de lo encontrado en residuos del grupo anterior.

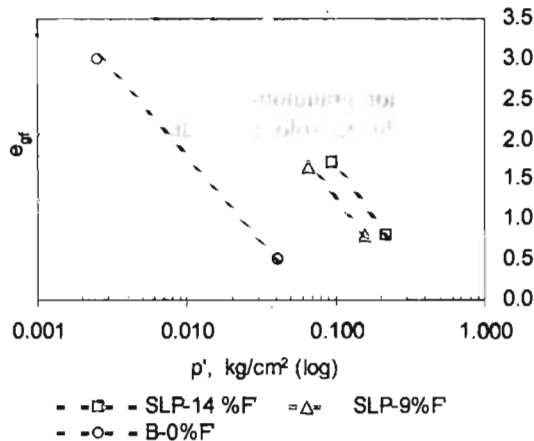


Figura 5.35 Líneas de estado estable en función de relación de vacíos intergranular en los residuos mineros mal graduados con pocos finos.

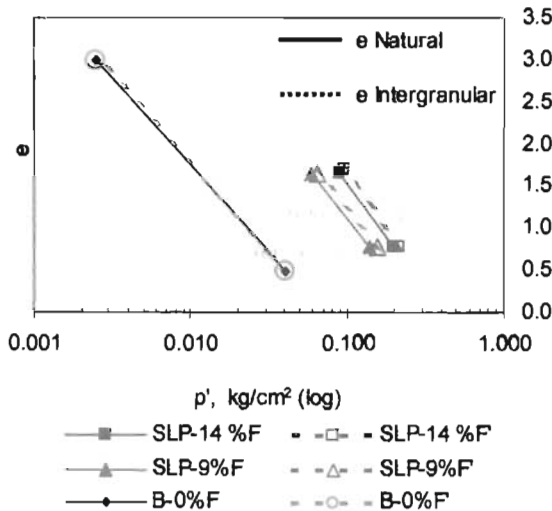


Figura 5.36 Líneas de estado estable trazadas a partir de la relación de vacíos natural e intergranular en los residuos mineros en análisis.



### 5.2.3 Grupo 3. Residuos mineros bien graduados con contenido de finos bajo a nulo.

- Descripción del grupo de residuos mineros comparados.

El Grupo 3, se integró por residuos mineros bien graduados que contienen porcentajes de finos bajos y nulos. El grupo incluye los siguientes residuos mineros: Perú con 10 % finos y clasificación S.U.C.S. SW-SC; SLP con 9, 6 y 0 % de finos y clasificación S.U.C.S. SW-SM, SW y SW respectivamente y por ultimo los residuos Caridad con 0 % de finos y clasificación S.U.C.S. SW.

En la figura 5.37, se presenta la distribución granulométrica de los materiales antes referidos, se puede ver que predomina arena limpia bien graduada, solo un residuo contiene pequeñas cantidades de arena limosa y otro arcilla de baja plasticidad. En la gráfica se observa que los residuos que forman este grupo presentan una distribución de sus partículas parecida.

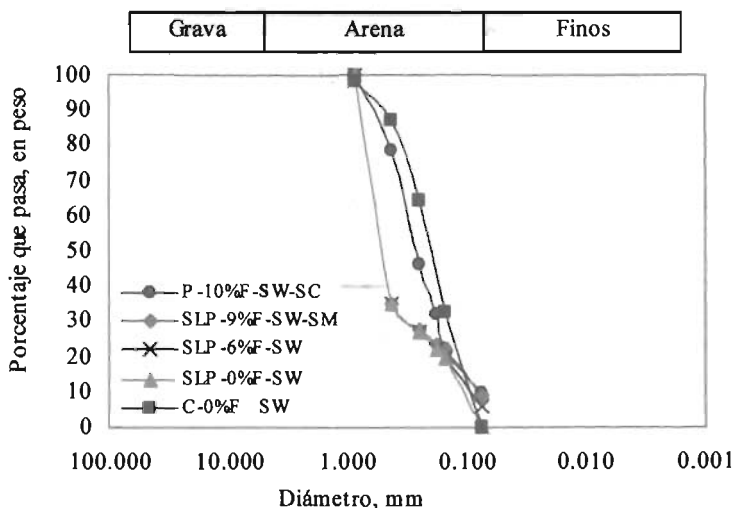


Figura 5.37 Granulometría de los residuos mineros bien graduados con porcentajes de finos bajos y nulos.

- Resistencia en la Falla.

En la figura 5.38, se presentan las líneas de falla de los residuos mineros bien graduados con porcentajes de finos bajos y nulos. El valor de la pendiente de las líneas de falla es igual a 1.52 a excepción de residuos Caridad sin finos, cuya pendiente es igual a 1.45. Por tanto, los valores de los ángulos de fricción interna movilizados en la falla son prácticamente iguales, independientemente de su procedencia y los residuos procedentes de la Caridad presentan un valor ligeramente menor, sin embargo muy parecido a los anteriores con diferencia poco mayor a un grado. En la tabla 5.9, se presentan los valores de las pendientes y de los ángulos de fricción interna movilizados en la falla correspondientes a cada material.

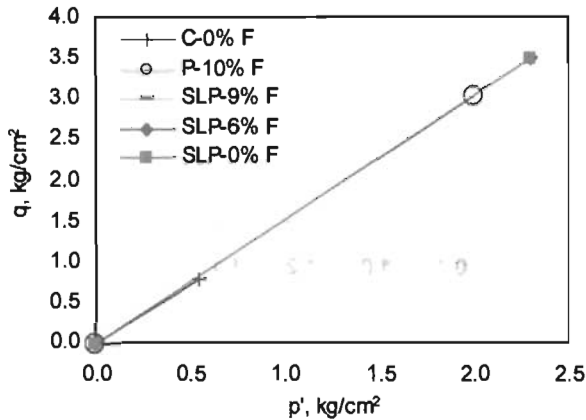


Figura 5.38 Líneas de falla de los diferentes residuos mineros bien graduados con porcentajes de finos bajos y nulos.

Tabla 5.9 Ángulos de fricción interna movilizados en la falla de los residuos mineros bien graduados con porcentajes de finos bajos y nulos.

Procedencia	% Finos	M	$\phi'$
Perú	10	1.52	37.33
SLP	9	1.52	37.37
SLP	6	1.52	37.37
SLP	0	1.52	37.37
Caridad	0	1.45	35.83

- Resistencia máxima

En la figura 5.39, se presenta la variación de la resistencia máxima en los residuos mineros bien graduados con porcentajes de finos bajos y nulos, donde se relaciona la resistencia máxima normalizada con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación y la relación de vacíos en la falla.

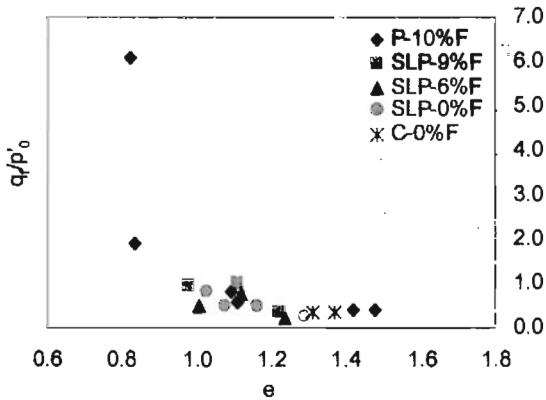


Figura 5.39 Variación de las resistencias máximas respecto a la relación de vacíos en los residuos mineros bien graduados con porcentajes de finos bajos y nulos.

En la gráfica se observa que la resistencia máxima tiende a disminuir a medida que aumenta la relación de vacíos y cuando la relación de vacíos es mayor de 1.1 ( $e \geq 1.1$ ), la resistencia prácticamente se mantiene constante.

- *Líneas de Inestabilidad.*

En la figura 5.40, se presentan las líneas de inestabilidad correspondientes al grupo de residuos mineros bien graduados con pocos finos. En la gráfica se observa que los materiales que exhiben las resistencias de mayor magnitud corresponden a los residuos SLP y Perú con 9 y 10 % de finos respectivamente. En este grupo de residuos se observa que las líneas de inestabilidad se localizan en la parte superior en la medida en que aumentan los finos independientemente de la procedencia del material. El presente grupo de materiales a diferencia de los dos grupos anteriores, se aprecia que definen una tendencia más clara.

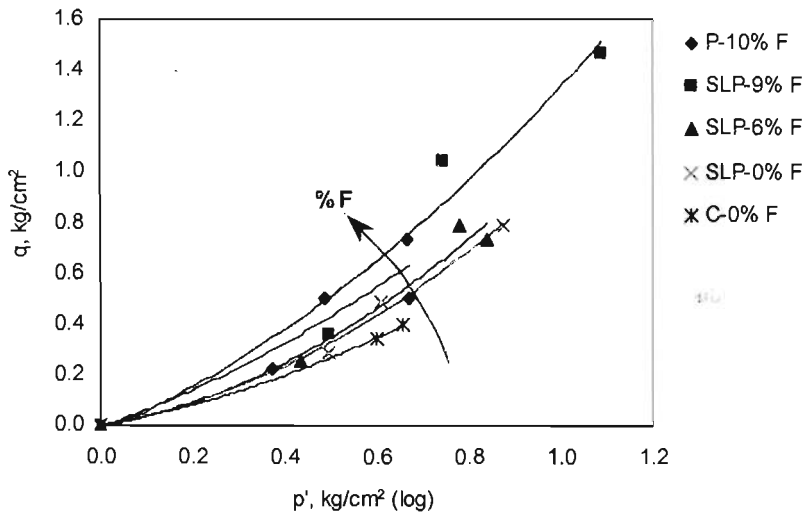


Figura 5.40 Líneas de inestabilidad de los residuos mineros bien graduados con porcentajes de finos bajos y nulos.

- *Resistencias residuales.*

En la figura 5.41, se presentan los valores de las resistencias residuales correspondientes a los residuos mineros bien graduados con porcentajes de finos bajos y nulos, donde se relaciona la resistencia máxima normalizada con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación y la relación de vacíos en la falla. En la figura se observa que al aumentar la relación de vacíos, la resistencia residual tiende a disminuir hasta llegar a valores muy cercanos a cero.

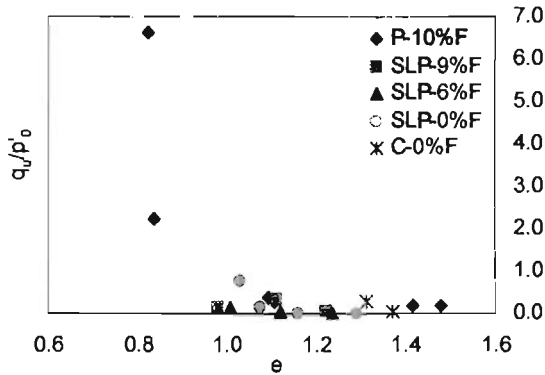


Figura 5.41 Variación de la resistencia residual respecto a la relación de vacíos en residuos mineros bien graduados con porcentajes de finos bajos y nulos.

- *Deformación axial correspondiente a esfuerzos cortantes máximos.*

En la figura 5.42, se presentan los valores de la deformación axial correspondientes los esfuerzos cortantes máximos para residuos mineros bien graduados con porcentajes de finos bajos y nulos. En la gráfica se relacionan las deformaciones axiales y la relación de vacíos en la falla, donde se aprecia que la deformación varía de 0.5 a 6 % y disminuye a medida que aumenta la relación de vacíos, para relaciones de vacíos mayores de 1.1 ( $e > 1.2$ ), las deformaciones son menores del 2 %.

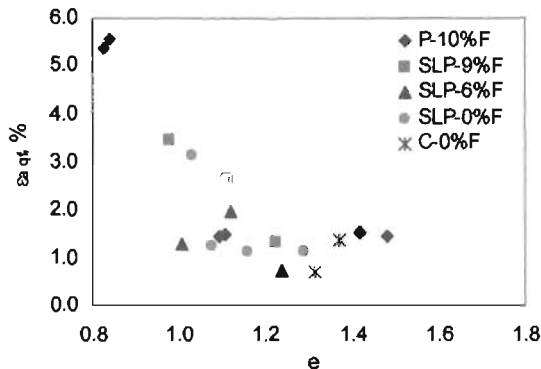


Figura 5.42 Variación de la deformación axial correspondiente a la resistencia máxima con respecto a la relación de vacíos en los residuos mineros en análisis.

- *Diagramas de estado.*

En la figura 5.43, se presentan las líneas de estado estable que se trazaron el residuos mineros bien graduados con porcentajes de finos bajos y nulos. En el diagrama se puede ver que las líneas correspondientes a residuos SLP y Perú con 9 y 10 % de finos respectivamente, están sobrepuestas y se localizan a la derecha de las correspondientes a SLP con 6 y 0 % de finos, es decir estos residuos exhiben resistencias residuales en estado estable de mayor magnitud.

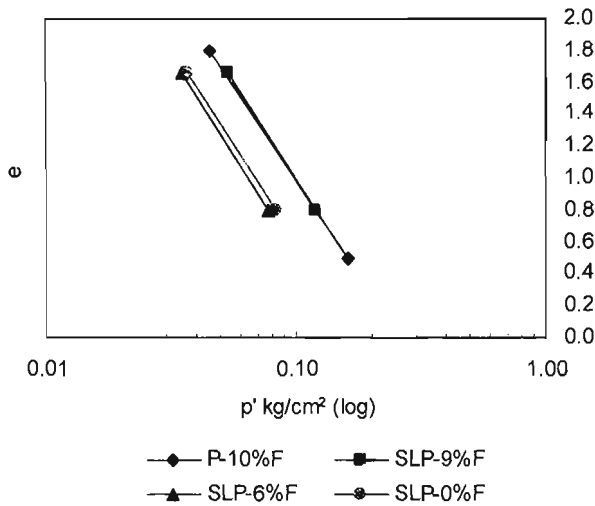


Figura 5.43 Líneas de estado estable de los residuos mineros bien graduados con porcentaje de finos bajo y nulo.

En la tabla 5.10, se resumen los valores de las pendientes correspondientes a cada línea de estado estable,  $\lambda_{SS}$  y se observa que las pendientes son muy aproximadas entre si, por lo que las líneas son aproximadamente paralelas.

Tabla 5.10 Pendientes de la línea de estado estable,  $\lambda_{SS}$  en los residuos mineros bien graduados con porcentaje de finos bajo y nulo.

Procedencia	% Finos	$\lambda_{SS}$
Perú	10	2.360
SLP	9	2.423
SLP	6	2.512
SLP	0	2.451
Caridad	0	-

En la figura 5.44, se presentan las líneas de estado estable en función de la relación de vacíos intergranular correspondientes a los residuos mineros bien graduados con porcentaje de finos bajo y nulo. En la figura 5.45, se presenta un diagrama de estado, en el que se comparan las líneas de estado estable que se obtuvieron con la relación de vacíos natural e intergranular, sin embargo no existe variación entre las líneas comparadas, por lo cual el concepto de la relación de vacíos intergranular no es relevante para los residuos mineros que se analizan en este grupo.

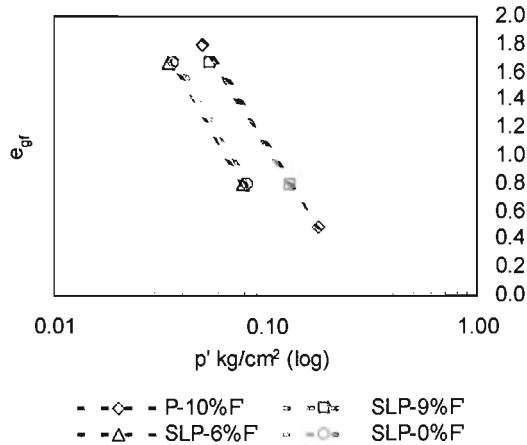


Figura 5.44 Líneas de estado estable en función de la relación de vacíos intergranular de los residuos mineros bien graduados con porcentaje de finos bajo y nulo.

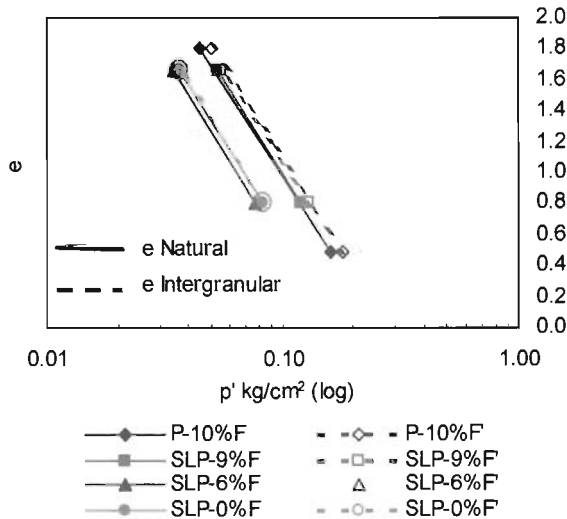


Figura 5.45 Líneas de estado estable con relación de vacíos natural y con relación de vacíos intergranular en los residuos mineros en cuestión.

En la figura 5.46, se presenta la variación de los coeficientes de uniformidad y de curvatura con respecto al porcentaje de finos para los materiales bien graduados que se analizan en este grupo. En la gráfica se observa que hay dispersión en los datos, sin embargo ambos coeficientes siguen la misma tendencia y se observa que a medida que aumentan los finos en los distintos materiales, aumenta el valor de los coeficientes de uniformidad y de curvatura,  $C_u$  y  $C_c$ .

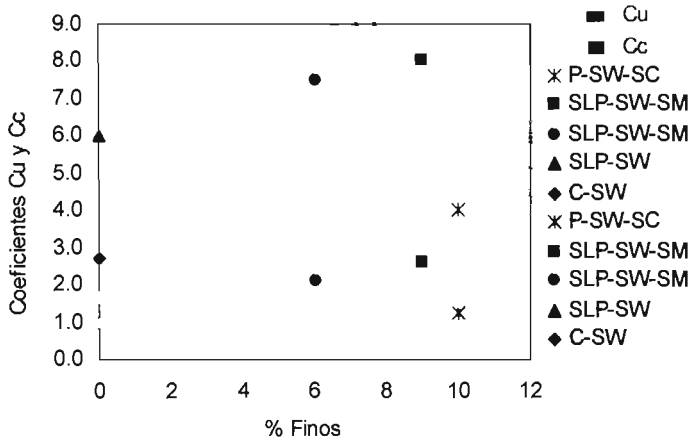


Figura 5.46 Variación de los coeficientes de uniformidad y curvatura respecto al contenido de finos para los residuos mineros en análisis.

En la figura 5.47, se presenta la variación de la pendiente de las líneas de estado estable,  $\lambda_{SS}$  con respecto a los coeficientes de uniformidad y de curvatura,  $C_u$  y  $C_c$ ; los cuales se obtuvieron en los residuos mineros bien graduados con pequeñas cantidades de finos. En la gráfica se observa que la pendiente de las líneas de estado estable aumentan de manera gradual a medida que aumenta el valor del coeficiente, llegando a un valor máximo y después desciende el valor de igual manera, donde el valor máximo de la pendiente registrado es igual a 2.5 para un coeficiente de curvatura,  $C_c = 2$  y coeficiente de uniformidad,  $C_u = 7.5$ . La variación de la pendiente de la línea de estado estable en función de ambos coeficientes siguen la misma tendencia, por lo cual se puede esperar que en los residuos que forman este grupo, el valor máximo de la pendiente de la línea de estado estable sea aproximadamente igual a 2.5, como se puede apreciar en la figura anterior.



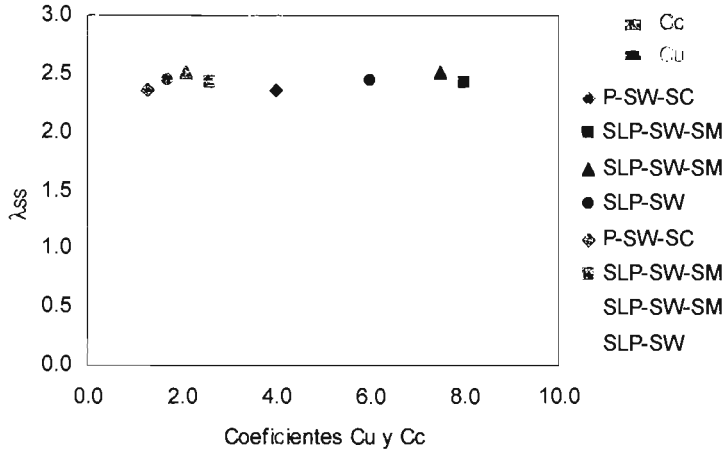


Figura 5.47 Variación de la pendiente de la línea de estado estable respecto a los coeficientes de uniformidad y curvatura para los residuos mineros en análisis.

En la figura 5.48, se presenta la variación de la resistencia movilizada en la falla con respecto a los coeficientes de uniformidad y de curvatura de los diferentes residuos mineros analizados en este grupo. En la gráfica se observa que la resistencia en la falla de los residuos analizados aumenta gradualmente a medida que aumentan los valores de los coeficientes y después desciende también de manera gradual, el valor máximo del ángulo de fricción interna alcanzado en estos residuos es igual a  $37.3^\circ$ , el cual corresponde a un coeficiente de curvatura,  $C_c = 2$  y a un coeficiente de uniformidad,  $C_u = 6$ .

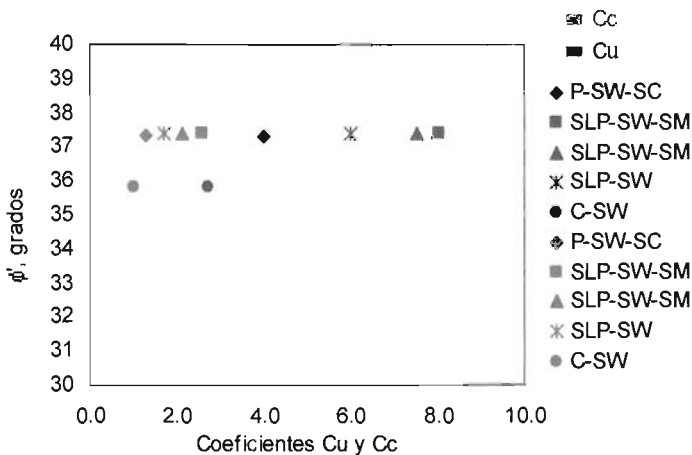


Figura 5.48 Variación del ángulo de fricción interna movilizado en la falla con respecto a los coeficientes de uniformidad y curvatura para los residuos mineros en análisis.

### 5.3 Análisis detallado del comportamiento mecánico de los residuos mineros procedentes de San Luis Potosí

A continuación se realiza un análisis detallado del comportamiento mecánico de los residuos mineros ensayados bajo condiciones de carga estática y consolidados en condiciones no drenadas. El presente análisis tiene como principal objetivo detallar el comportamiento de los residuos mineros procedentes de San Luis Potosí, se decidió analizar este conjunto de resultados, debido a que se trata del conjunto de datos más variado y completo.

En el presente análisis se revisa la resistencia máxima y la resistencia residual normalizadas con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación que exhibe el conjunto de residuos y se observa su variación en función de la relación de vacíos natural e intergranular. También se revisó la variación de la pendiente que se obtuvo en un segmento de las trayectorias de esfuerzo identificado como la zona de resistencia máxima.

#### ○ Resistencia máxima.

En la figura 5.49, se presenta la variación de las resistencias máximas contra su respectiva presión efectiva media, ambas normalizadas con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación. En la figura se indican las resistencias que corresponden a residuos bien graduados y mal graduados y se aprecia que los valores de las resistencias máximas de mayor magnitud corresponden a los residuos mineros bien graduados.

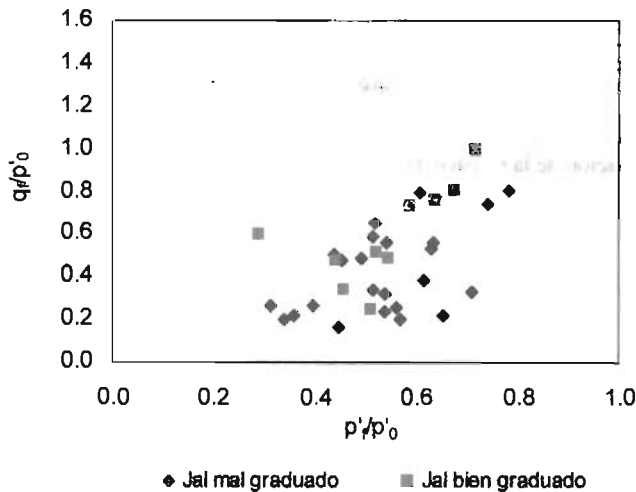


Figura 5.49 Variación de la resistencia máxima con su respectiva presión efectiva media, ambas normalizadas con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación.

En la figura 5.50, se presenta la variación de la resistencia máxima normalizada con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación y la relación de vacíos en la falla. En la gráfica se identifican los valores de acuerdo con la distribución granulométrica del material y se puede ver que en muestras de igual densidad, las resistencias de mayor magnitud se obtienen en los materiales bien graduados, además es importante señalar que el porcentaje de finos que incluyen los residuos bien graduados varían entre 0 y 9 % y las resistencias de mayor magnitud corresponden a residuos con 9 % de finos.

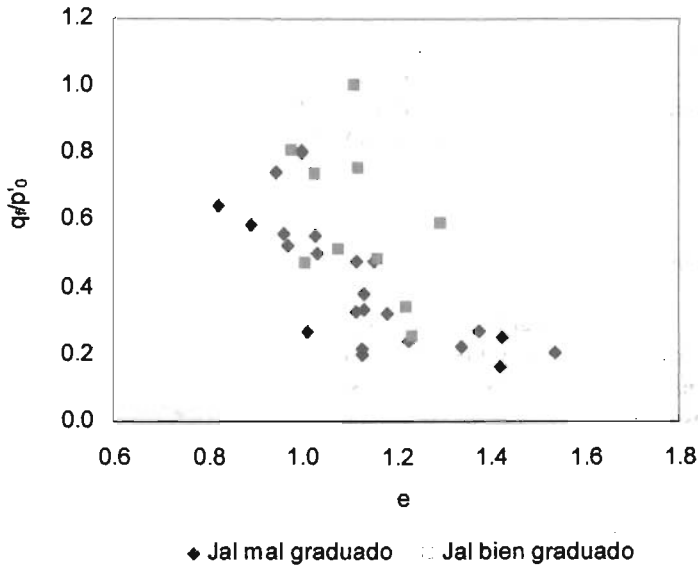


Figura 5.50 Variación de la resistencia máxima con respecto a la relación de vacíos en la falla para los residuos mineros SLP.

En la figura 5.51, se presenta la variación de la resistencia máxima normalizada con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación y la relación de vacíos intergranular. En la gráfica se puede ver que la tendencia que sigue la resistencia es similar a la anterior, a pesar de emplear el concepto de la relación de vacíos intergranular. En la figura se diferencian las resistencias máximas de los residuos bien graduados de las correspondientes a residuos con una mala distribución granulométrica y se aprecia que los residuos mineros bien graduados exhiben resistencias máximas de mayor magnitud, especialmente cuando la relación de vacíos es menor de 1.1 ( $e < 1.1$ ).

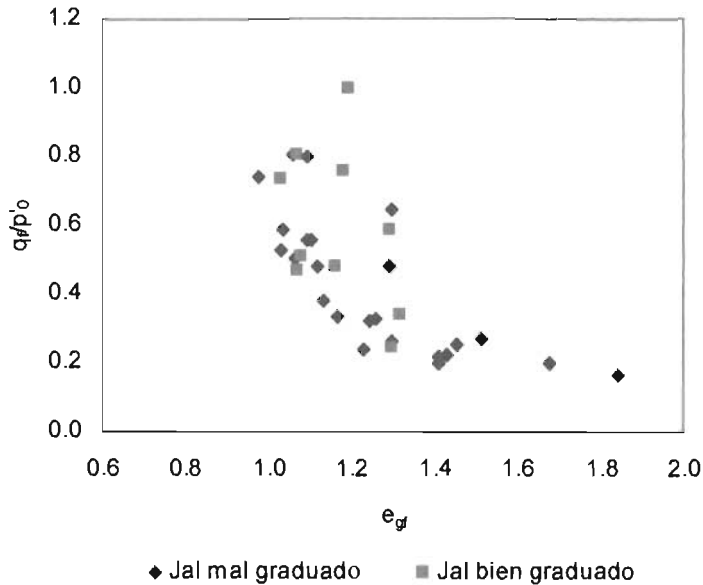


Figura 5.51 Variación de la resistencia máxima con respecto a la relación de vacíos intergranular de los residuos mineros SLP.

En la figura 5.52, se presenta la variación de la resistencia máxima normalizada con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación y el porcentaje de finos que incluyen los residuos. En la gráfica se indican las resistencias de las probetas que se ensayaron con diferentes valores de relación de vacíos y se diferencian las resistencias de acuerdo con la graduación del material.

En la gráfica se observa que la tendencia que sigue la resistencia al variar la cantidad de finos es muy parecida en la mayoría de probetas ensayadas con diferentes valores de la relación de vacíos. La resistencia que exhiben los residuos libres de finos disminuye un poco al agregar pequeñas cantidades de finos, registrando resistencias de baja magnitud en materiales con 6 % de finos; cuando se agregan más finos, la resistencia aumenta nuevamente y se alcanzan las resistencias de mayor magnitud en residuos con 9 % de finos. En materiales con cantidades mayores de finos, la resistencia disminuye y exhibe las resistencias más bajas.

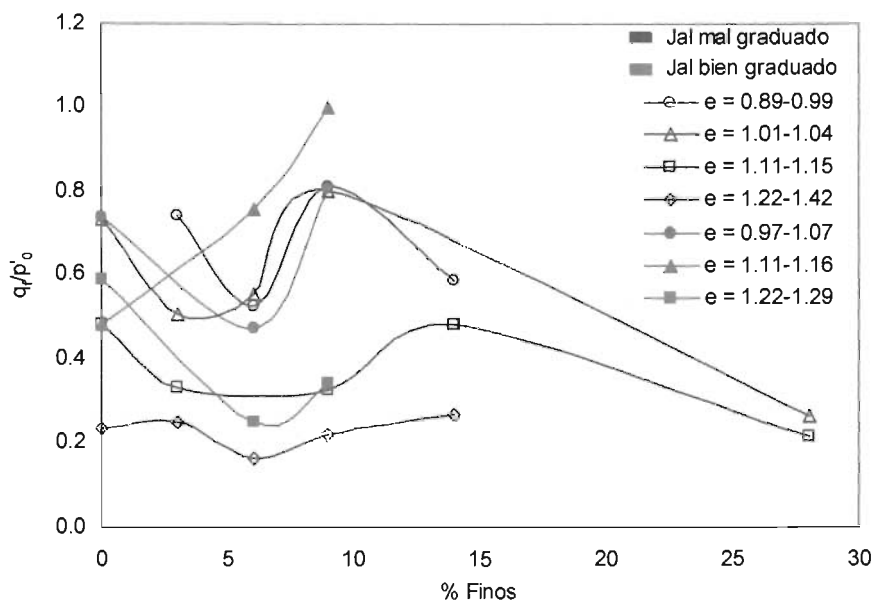


Figura 5.52 Variación de la resistencia máxima con respecto al porcentaje de finos de los residuos mineros SLP.

La tendencia que sigue la resistencia al variar la cantidad de finos en el material se puede atribuir al grado de acomodo entre partículas gruesas y finas. Se considera que, cuando el material contiene cantidades pequeñas de material fino, el grado de acomodo entre partículas no es muy bueno, ya que todas las partículas gruesas que integran el material están en contacto unas con otras. Sin embargo, existe una cierta cantidad de finos (con porcentajes bajos de finos) en el material que ocasiona un buen grado de acomodo entre partículas gruesas y finas, lo cual en la magnitud de la resistencia máxima que alcanzan estos materiales. Por último, se considera que la presencia de muchos finos en el residuo provoca que éstos sean los que toman la carga sin que las partículas de material grueso tengan contacto entre sí, al menos hasta antes de que movilizan su resistencia máxima. Lo anterior se explica gráficamente en la figura 5.53.

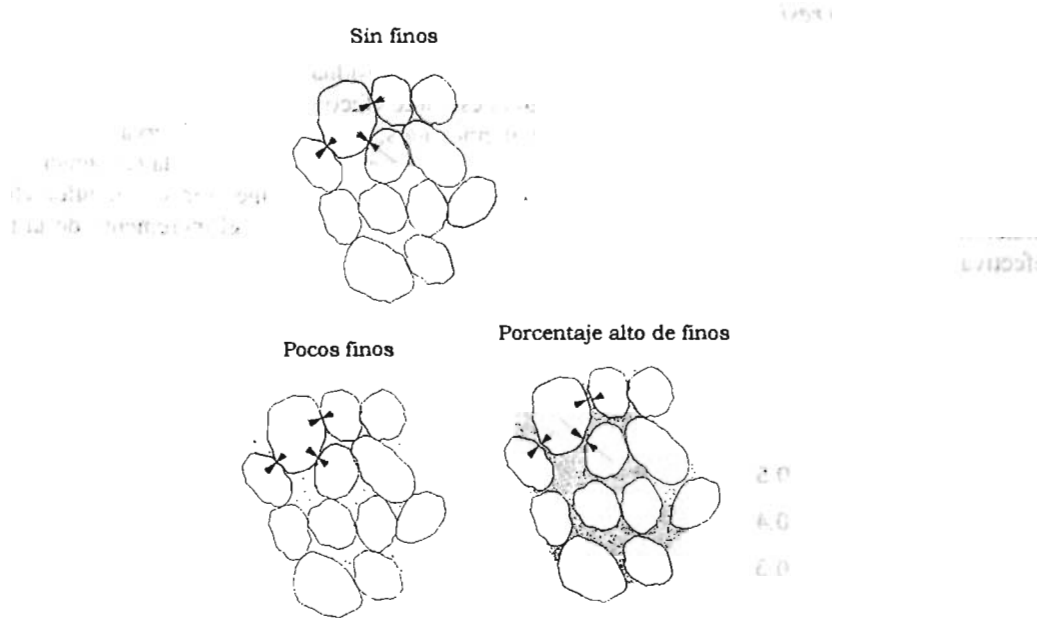


Figura 5.53 Distribución de los granos finos y gruesos que integran los residuos mineros

También se observa que los residuos mineros ensayados con bajas relaciones de vacíos presentan las mayores resistencias máximas, tanto en residuos mal graduados como en los bien graduados. Además se nota que los residuos bien graduados que se ensayaron con relaciones de vacíos que varían entre  $e = 1.11 - 1.16$ , presentan resistencias ligeramente diferentes a las observadas en el resto; ya que en los residuos limpios, la resistencia es ligeramente menor y los residuos con 6 y 9 % de finos presentan resistencias ligeramente superiores al resto.

○ *Resistencia residual*

En la figura 5.54, se presenta la variación de las resistencias residuales con su correspondiente presión efectiva media, ambas normalizadas con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación. En la figura se diferencian los residuos bien graduados de los mal graduados; sin embargo se observa que la magnitud de las resistencias residuales varía en el mismo rango y por tanto la magnitud de la resistencia residual en estos residuos mineros no presenta diferencias considerables al mejorar la granulometría del material. También se aprecia que la resistencia aumenta ligeramente con el incremento de la presión efectiva media.

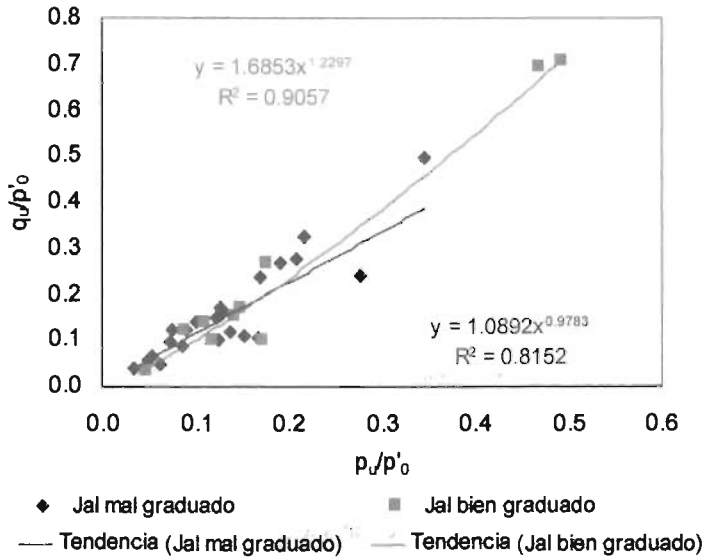


Figura 5.54 Variación de la resistencia residual con su respectiva presión efectiva media, ambas normalizadas con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación.





En la figura 5.56, se presenta la variación de la resistencia residual normalizada con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación en función de la relación de vacíos intergranular. En la figura se observa que la resistencia residual reduce a medida que aumenta la densidad y para relaciones de vacíos mayores de 1.2, la magnitud de la resistencia residual varía en un rango mas pequeño.

En la gráfica se diferencian los datos en función de la graduación del material, donde se puede ver que la resistencia residual correspondiente a residuos bien graduados presentan resistencias residuales ligeramente mayores que aquellos que tienen una mala graduación.

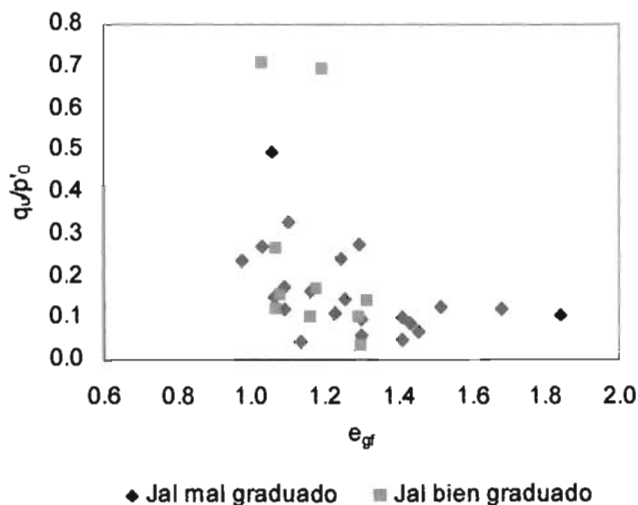


Figura 5.56 Variación de la resistencia residual con respecto a la relación de vacíos intergranular para los residuos mineros SLP.

○ Resistencia residual respecto al porcentaje de finos

En la figura 5.57, se presenta la variación de la resistencia residual con respecto al porcentaje de finos que incluyen los residuos mineros para probetas ensayadas con diferentes valores de relación de vacíos. Las resistencias residuales se normalizan con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación.

En la gráfica se observa que la resistencia residual de mayor magnitud corresponde a residuos mineros ensayados con las relaciones de vacíos más bajas; en el resto del material la resistencia varía en un rango pequeño, donde la variación de la resistencia es prácticamente constante.

También se observa que los residuos que incluyen 9% de finos, exhiben resistencias de magnitud ligeramente mayor. Por otro lado, los residuos bien graduados con relaciones de vacíos que se encuentran en el rango de  $e = 1.11 - 1.16$  presentan pequeñas diferencias en comparación con el resto; ya que se observa que los residuos que no contienen finos presentan resistencias ligeramente menores y en material con 6 y 9 % de finos presentan resistencias ligeramente mayores con respecto a los otros materiales.

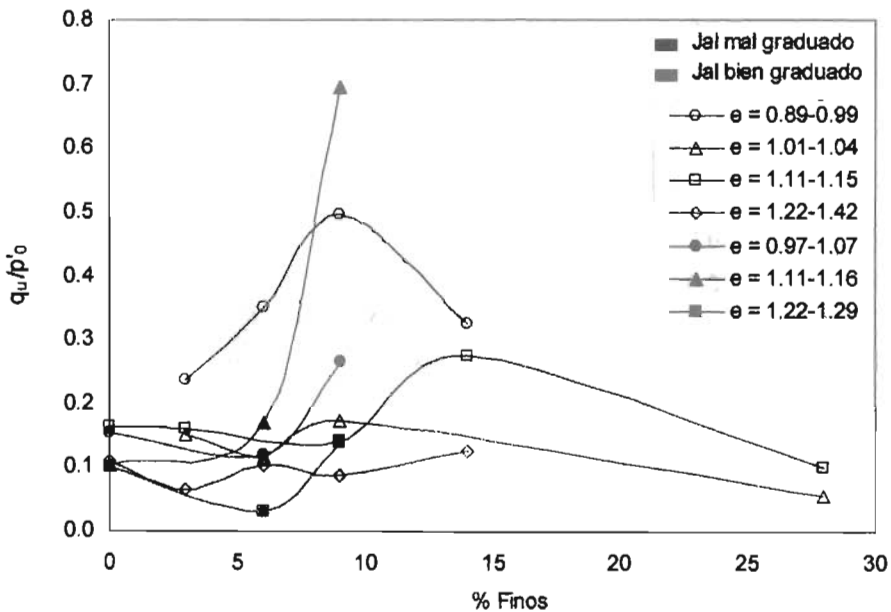


Figura 5.57 Variación de la resistencia residual con respecto al porcentaje de finos para los residuos mineros SLP.

- *Variación de la pendiente obtenida en un segmento de las trayectorias de esfuerzos correspondiente a la zona de resistencia máxima.*

En la figura 5.58, se resumen los valores de las pendientes,  $G_f$  ( $G_f = q_f/p'_f$ ) obtenidas en el segmento de las trayectorias de esfuerzos correspondiente a la zona de resistencia máxima. En la gráfica se relaciona la pendiente con respecto a la relación de vacíos en la falla, donde se observa claramente que al reducir la relación de vacíos, la pendiente en el segmento de las trayectorias de esfuerzos es más grande, lo cual significa que este segmento de las trayectorias de esfuerzos a partir de las cuales se define la resistencia máxima es más pronunciado y por tanto, las resistencias que se obtienen en los materiales más densos son mayores. Además se observa que la mayoría de las resistencias varían entre 0.24 y 0.6, lo cual concuerda con los resultados que obtuvo Alberro, 1992; quien a partir de datos experimentales en arena con ángulo de fricción interna,  $\phi' = 37^\circ$  encontró que la resistencia máxima varía en un rango de 0.24 a 0.6.

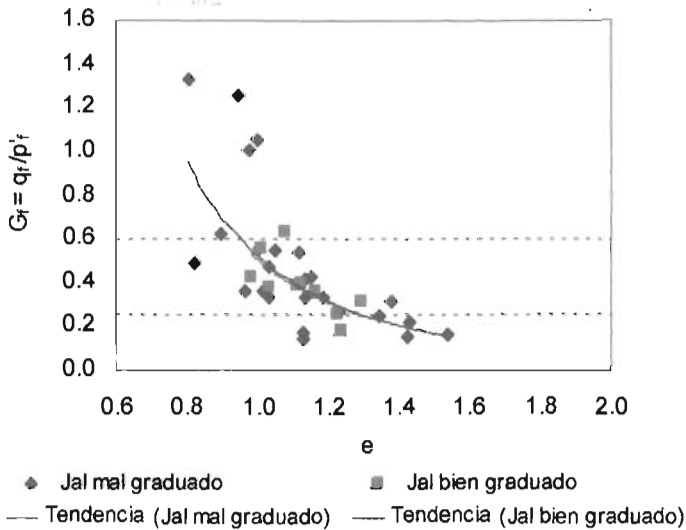


Figura 5.58 Variación de la pendiente,  $G_f$  con respecto a la relación de vacíos en la falla.

En la figura 5.59, se presenta la variación la pendiente de el segmento de las trayectorias de esfuerzos correspondiente a la zona de resistencia máxima en función de la relación de vacíos intergranular. La tendencia de la pendiente,  $G_f$  ( $G_f = q_f/p'_f$ ), es similar a la que se aprecia en la figura anterior, sin embargo al emplear el concepto de relación de vacíos intergranular, la variación de la pendiente con la relación de vacíos correspondiente a residuos bien graduados exhiben resistencias ligeramente menores; sin embargo la variación es muy pequeña y los valores prácticamente varían en el mismo rango.

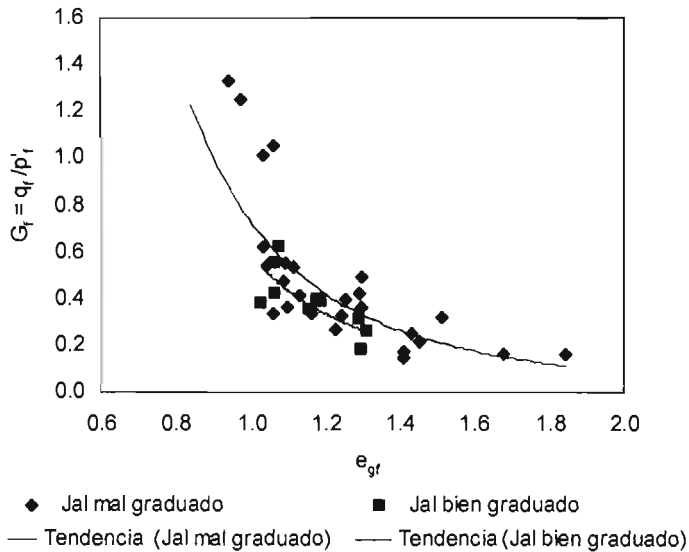


Figura 5.59 Variación de la pendiente,  $G_f$  con respecto a la relación de vacíos intergranular.



## 6. CONCLUSIONES

Tomando en cuenta los análisis realizados enfocados a estudiar el comportamiento estático de residuos procedentes de cinco unidades mineras y con base en el marco teórico adoptado para su descripción, las principales aportaciones de esta tesis al estudio del comportamiento de los residuos mineros son las siguientes:

- Las líneas de inestabilidad en los residuos mineros analizados se definieron claramente presentando una tendencia parabólica, lo cual concuerda con lo que obtuvieron Lade y Yamamura (1997). Es importante destacar que las líneas de inestabilidad de los residuos mineros estudiados se deben analizar para fines de diseño, como envolventes de resistencia ya que dichas líneas permiten elegir la magnitud de la resistencia máxima de diseño. Además es significativo apreciar que las líneas de inestabilidad correspondientes a residuos mineros bien graduados que incluyen pequeñas cantidades de finos se localizan por encima de aquellas que corresponden a residuos mal graduados, lo cual significa que los materiales bien graduados y que contienen pocos finos no plásticos son más estables.
- En el grupo de residuos mineros mal graduados que incluyen porcentajes altos de finos, las resistencias máximas normalizadas con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación relacionadas con las relaciones de vacíos en la falla, varían en un rango que va de 0.26 a 0.60, lo cual concuerda con lo que encontró Alberro, 1992 (para arena con ángulo de fricción interna de  $27^\circ$ ). El rango de variación antes citado también se observó al analizar la pendiente  $G_f$  ( $G_f = q_f / p'_f$ ) hallada en la zona de resistencia máxima en las trayectorias de esfuerzos de los residuos mineros procedentes de San Luis Potosí.
- Al aplicar el concepto de relación de vacíos intergranular no fue posible unificar la interpretación del comportamiento en los residuos mineros que se analizan en el presente trabajo, lo cual se atribuye a que los residuos estudiados en este trabajo se comportan en su mayoría como materiales puramente friccionantes.
- En cuanto a la relación de vacíos, este parámetro influye considerablemente en varios aspectos que definen el comportamiento de los residuos mineros. Se identificó que existe un valor de relación de vacíos crítico de colapso, aproximadamente igual a 1.1 ( $e_c = 1.1$ ) ya que los especímenes que excedieron este valor ( $e_c > 1.1$ ), presentaron un colapso en su estructura, identificándolo como la licuación total de las probetas. Lo que hace interesante este aspecto es que independientemente de la procedencia del material, se observó el mismo fenómeno.
- Al momento del colapso de la estructura, la presión de poro,  $u$  no alcanza nunca la presión confinante en el momento del colapso de las muestras o sea al iniciarse la licuación total o parcial. La mayoría de las muestras alcanzan valores de  $u/p'_0$  entre 0.45 y 0.65, valores que se aproximan al rango:  $0.59 \geq u/p'_0 \geq 0.44$ , de acuerdo con lo que encontró Alberro, 1992.
- Las líneas de estado estable se pueden emplear como referencia y tienen gran utilidad, ya que permiten observar la posición de los parámetros de estado con respecto a ella para evaluar la susceptibilidad de los residuos mineros de sufrir licuación.

Además se obtuvieron otras conclusiones que se enumeran a continuación:

- Los residuos mineros que se estudian en este trabajo son producto de la trituración de la roca; los finos que incluyen estos residuos según se identificaron en el laboratorio son de tipo no plástico.
- La granulometría de los residuos mineros es un factor que influye de manera notable en la resistencia de los residuos mineros. Los materiales bien graduados presentan mayor resistencia máxima y en la falla que los materiales mal graduados, lo cual concuerda con lo que se hubiera esperado a priori.

Los ángulos de fricción interna movilizados cuando se alcanza la resistencia máxima que presentaron mayor magnitud, corresponden a residuos mineros bien graduados que incluyen pequeñas cantidades de finos.

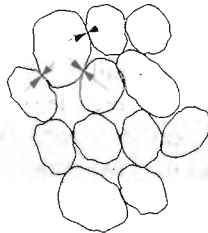
- Con relación a la influencia de los finos en el desarrollo de la resistencia en la falla de los residuos, se encontró que las resistencias de los residuos con altos porcentajes de finos son de menor magnitud que la de los residuos con pocos finos y libres de finos, lo cual se puede verificar al comparar los respectivos ángulos de fricción interna movilizados en la falla. Los ángulos de fricción interna movilizados en la falla se encuentran en el mismo rango de valores que los que han obtenido otros investigadores (Matyas E. L., 1984).

Lo anterior es consistente con lo que encontró Ishihara (1993) y otros investigadores, quienes coinciden en que los efectos de los finos se manifiestan de forma variada dependiendo de su naturaleza. En este caso al tratarse de residuos mineros carentes de cohesión, el incremento de finos reduce su resistencia. Por tanto, hay que destacar que un factor de gran importancia es el índice de plasticidad de los finos, ya que el comportamiento de los residuos depende fundamentalmente de esta propiedad.

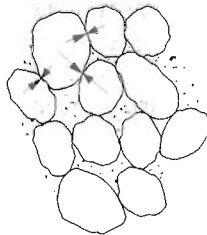
- En el caso particular de los residuos mineros procedentes de San Luis Potosí, al variar la cantidad de finos se encontró que la resistencia máxima que exhiben los residuos libres de finos disminuye un poco al agregar pequeñas cantidades de finos, registrando resistencias de baja magnitud en materiales con 6 % de finos; cuando se agregan más finos, la resistencia aumenta nuevamente y se alcanzan las resistencias de mayor magnitud en residuos con 9 % de finos. En materiales con cantidades mayores de finos la resistencia disminuye y exhibe las resistencias de menor magnitud.

La tendencia que sigue la resistencia al variar la cantidad de finos en el material se puede explicar por el grado de acomodado que existe entre partículas gruesas y finas. En el material que no contiene finos, se considera que sus partículas están en contacto unas con otras, por lo que el grado de acomodado no es muy bueno. Sin embargo, existe un porcentaje bajo de finos en el cual, los residuos tienen un mejor acomodado entre sus partículas gruesas y finas, lo cual se refleja en la magnitud de la resistencia máxima que alcanzan estos materiales. Por último, se considera que la presencia de muchos finos en el residuo provoca que éstos sean los que toman la carga sin que las partículas de material grueso tengan contacto entre si, al menos hasta antes de que movilizan su resistencia máxima. Lo anterior se explica gráficamente en la siguiente figura.

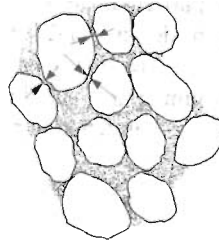
Sin finos



Pocos finos



Porcentaje alto de finos



Distribución de granos finos y gruesos que integran los residuos mineros.

- Como se esperaba, la magnitud de la resistencia máxima aumenta en muestras ensayadas con valores bajos de relación de vacíos, pero también se observa que la resistencia aumenta considerablemente cuando la relación de vacíos es aproximadamente menor de 1.1 ( $e_c < 1.1$ ), independientemente de la procedencia de los residuos.



- En cuanto a la resistencia residual, su magnitud disminuye al aumentar la relación de vacíos, pero cuando las relaciones de vacíos son mayores de 1.1 ( $e_c > 1.1$ ), las resistencias varían en un rango más pequeño y tienden a mantenerse constantes, independientemente de la procedencia del material y de la cantidad de finos que incluyan.
- Las deformaciones axiales correspondientes a los esfuerzos cortantes máximos varían en un rango de 1 a 6 %. En los materiales que contienen porcentajes altos de finos, la deformación es mayor que la que exhiben residuos que contienen cantidades pequeñas de finos.
- La magnitud de la pendiente de las líneas de estado estable aumenta en un rango pequeño a medida que aumenta el contenido de finos en el material, independientemente de su procedencia y se nota que cuando el porcentaje de finos en los residuos es mayor a 28 %, el valor de la pendiente de las líneas tiende a 2.5, independientemente de su procedencia.
- El comportamiento de residuos mineros que contienen pequeñas cantidades de finos y que están bien graduados presenta bastantes similitudes en algunos aspectos de su comportamiento, como son la magnitud de los valores de su resistencia movilizada en la falla ( $\phi'$ ), los valores de la pendiente de las líneas de estado estable ( $\lambda_{SS}$ ) y los valores de la resistencia residual al alcanzar el estado estable. Los residuos procedentes del Perú y SLP con 10 y 9 % de finos respectivamente, presentan resistencias en la falla de igual magnitud y líneas de estado estable aproximadamente iguales.
- Por último, en el caso particular de los residuos mineros procedentes de San Luis Potosí, en relación a la variación de la pendiente,  $G_f (q_f / p'_f)$  obtenida en un segmento de las trayectorias de esfuerzos correspondiente a la zona de resistencia máxima. Como se esperaba, la pendiente tiende a aumentar a medida que se reduce la relación de vacíos y además se encontró que su variación es independiente de la distribución granulométrica de los residuos.

De acuerdo con lo anterior, es importante hacer énfasis en los factores que mayor influencia tienen para que los residuos mineros exhiban un mejor comportamiento estático.

- Los residuos tienen un comportamiento deseable, cuando presentan una buena distribución granulométrica, además de relaciones de vacíos bajas (densidades relativas altas) y porcentajes bajos de finos cuando estos son de tipo no plástico. Los residuos que presentan las características antes citadas desarrollan resistencias máximas de mayor magnitud en comparación con el resto de los residuos analizados.
- También resulta esencial destacar la importancia que tiene la resistencia máxima en el diseño de las estructuras que emplean jales, ya que de ella depende grandemente su estabilidad. Por tanto es importante hacer hincapié en la importancia que tiene la elección de la magnitud de la resistencia máxima en el diseño. Por consiguiente las líneas de inestabilidad, deben analizarse para fines de diseño, como envolventes de resistencia en el diagrama  $p$ - $q$  o bien en el de Mohr.
- Además se insiste en la importancia del valor de relación de vacíos de colapso, ya que marca un límite que permite definir varios aspectos en el comportamiento de los diferentes residuos. En particular permite identificar a los residuos mineros que pueden estar expuestos a sufrir colapso estructural instantáneo (licuación total).

Finalmente, es necesario reflexionar acerca de la importancia que tiene el hacer análisis detallados en los que se defina de manera clara el comportamiento de los residuos mineros, ya que al tratarse de un material inestable debido a su naturaleza y a su origen, es necesario cuidar estrictamente y con responsabilidad todo lo que implica el manejo adecuado en el diseño, construcción y operación de los residuos mineros.



## 7. **REFERENCIAS.**

- Alarcón, G.A., Leonards, A., Chameau, J.L., (1988). "Undrained monotonic and cyclic strength of sands", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 114, GT10, pp 1089-1109.
- Alberro, A. J., (1992). "La licuación en arenas", Instituto de Ingeniería, UNAM. Volumen Raúl J. Marsal, p.p. 133-154.
- Been, K. and Jefferies, M.G. (1985). "A state parameter for sands", Géotechnique, 36, 2, 239-249.
- Been, K., Jefferies, M.G. and Hachey, J. (1991). "The critical state of sands", Géotechnique, 41, 3, 365-381.
- Casagrande, A., (1936). "Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills", Journal of the Boston Society of Civil Engineers, January.
- Casagrande, A. (1975). "Liquefaction and cyclic deformation of sands: A critical review", Harvard Soil Mechanics Series No. 88.
- Castro, G. (1969). "Liquefaction of sands", Harvard Soils Mechanics No. 81, Cambridge Mass., January.
- Castro, G. and Poulos, S.J. (1977). "Factors affecting liquefaction and cyclic mobility", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE Vol. 106 No. GT6, pp. 501-506.
- Castro, G. and Troncoso, J. (1989). "Effects of 1985 Chilean Earthquake on three tailings dams", Proceedings of the 9th Panamerican Conference on Soils Mechanics and Foundations Engineering, Chile, Special Volume, 111-133.
- Cowherd, D.C., Miller, K.C. and Perlea, V.G. (1993). Proceedings: Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis Missouri, June 1-4, 463-468.
- Flores C.O., (1997). "Propiedades Dinámicas de Jales", Tesis de Maestría, DEPI-UNAM, México.
- Flores, C.O., Castellanos H.E. y Romo-Organista. M.P. (2001). "Comportamiento estático y dinámico de residuos mineros con 10 y 48 % de finos". Instituto de Ingeniería-UNAM.
- Fourie, A.B., Blight, G.E. and Papageorgiou, G. (2001), "Static liquefaction as a possible explanation for the Merriespruit tailings dam failure", Canadian Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 38, August, 707-719.
- Fourie, A.B. and Papageorgiou, G. (2001). "Defining an appropriate steady state line for Merriespruit gold tailings", Canadian Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 38, August, 695-705.

- García, B.S. (1999). "Comportamiento drenado cíclico y monotónico de una arena gruesa", Tesis de Maestría, DEPMI-UNAM, México.
- Ishihara, K., (1993). "Liquefaction and flow failure during earthquakes", *Géotechnique* 43, 1, pp 69-89.
- Ishihara K. (1996). "Soils behaviour in earthquake geotechnics", New York, University of Oxford.
- Ishihara, K., Koseki, J. (1989). Cyclic shear strength of fines-containing sands, earthquake geotechnical engineering. Proceedings of the Discussion Session on Influence of Local Conditions on Seismic Response, 12<sup>th</sup> ICSMFE Rio de Janeiro, pp 101-6
- Ishihara, K., Sodekawa, M. y Tanaka, Y. (1978). "Effects of overconsolidation on liquefaction characteristics of sands containing fines", *Dynamic Geotechnical Testing*, ASTM, STP 654, 246-64.
- Ishihara, K., Tatsuoka, F., and Yashuda, S. (1975). "Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses ", *Soil and Foundations*, Vol. 15 No.1 pp. 29-44.
- Ishihara, K.; Troncoso, J., Kawase, Y. and Takahashi, Y. (1980). "Cyclic strength characteristics of tailings materials", *Japanese Society of Soils Mechanics and Foundations Engineering*, Vol. 20 No. 4, December, 127-142.
- Ishihara, K., Yashuda, S. y Kotaka, K. (1981). "Cyclic strength of undisturbed mine tailings", *Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake and Soils Dynamics*, St. Louis, Missouri, 53-58.
- Kenney, T.C., (1977). "Residual strengths of mineral mixtures", *Proc., 9<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mechanics*, Tokyo, 1, 155-160.
- Konrad, J.M., (1990). "Minimum undrained strength versus steady-state strength of sands", *Proc. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, 116, 6, pp 948-963.
- Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*, University of Washington, Prentice Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics.
- Lade, P.V. and Yamamura, J.A., (1997). "Effects of non-plastic fines on static liquefaction of sands", *Canadian Geotechnical Journal*, 34, pp 918-928.
- Lambe, W.T., y Whitman, R.V., (1969). *Soil mechanics*, New York, John Wiley and Sons.
- Marsal, R.J.; León, J.L. (1992). "Propiedades Mecánicas de Desperdicios de Mina (Jales)" Vol. I y II.
- Matyas, E.L. (1984). "Geotechnical parameters and behaviour of uranium tailings", *Journal Canadian Geotechnical*, Vol. 21, 589-504.

- Middlebrooks, T. A. (1942). "Fort Peck Slide", Transactions ASCE, Vol. 107, pp. 723-764.
- Mitchell, J.K. (1976). Fundamentals of soils Behaviour, New York, Wiley & Sons.
- Morgenstern, N.R., Fair, A.E. and McRoberts, E.C. (1988). Geotechnical Engineering beyond soil mechanics—a case study. Canadian Geotechnical Journal. 25: 637-661.
- Orozco, R.V. (1995). "Criterios de proyecto, construcción y operación para presas de Jales en México", Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Vol. 3, Guadalajara México, 1948-1515.
- Ovando-Shelley, E., (1986), "Stress-strain behaviour of granular soils tested in the triaxial cell", Doctoral Thesis, Imperial College of Science and Technology, London.
- Ovando-Shelley E., Romo-Organista., M.P. y Lagunas-T., A.I. (1992). "Comportamiento de los jales de la unidad mina La Caridad". Instituto de Ingeniería-UNAM.
- Ovando-Shelley, E. y Segovia-P., J.A. (1996). "Licuación de Arenas", TGC, Geotecnia S.A. de C.V., México. 55pp.
- Pitman, T.D., Robertson, P.K., and Segoo, D.C. (1994). "Influence of fines on the collapse of loose sands", Canadian Geotechnical Journal, 31: 728-736.
- Poulos, S.J. (1981). "The steady state of deformation", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107 No. G75, pp.553-562.
- Poulos, S.J., Robinsky, E.I. And Séller, T.O. (1985). "Liquefaction resistance of thickened tailings", ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol., GT12, 1380-1394.
- Qiu-Yunxin, J. and Segoo, D.C. (2001). "Laboratory properties of mine tailings", Canadian Geotechnique and Geoenvironmental Engineering, Vol. 38, February, 183-190.
- Ramos-Arroyo, Y.R., Prol-Ledesma, R.M. y Siebe-Grabach, C. (2004). "Características Geológicas y mineralógicas e historia de extracción del Distrito de Guanajuato, México. Posibles escenarios geoquímicas para los residuos mineros". Revista Mexicana de Ciencias Geológicas, V. 21 No. 2. pp.268-284.
- Rodríguez, V.I. (2001). "Influencia del contenido de finos en el comportamiento no drenado de un residuo minero procedente de San Luis Potosí", Tesis de Maestría, DEPI-UNAM, México.
- Romo-Organista, M.P. y Flores-Castrellón, O. (1997). "Comportamiento de los jales de la unidad minera El Herrero". Instituto de Ingeniería-UNAM.
- Roscoe, K.H., Schofield, A.N. and Wroth, C.P., (1958), "On the yielding of soils", Géotechnique, 8, 22-53.
- Sánchez, L.F., (1998). "Marco unificado para el análisis del comportamiento no drenado de arenas en cámara triaxial", Tesis de Maestría, DEPI-UNAM, México.

- Seed, H. B. (1986). "Design problems in soil liquefaction", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 113, No. 8 pp.827-845.
- Seed, B.Y De Alba, P., (1986). "Use of the SPT and CPT test for evaluating the liquefaction resistance of sands", *Proceedings of In Situ '86, ASCE*, pp 281-302.
- Seed, H.B., and Lee, K.L. (1966). "Liquefaction of saturated sands during cyclic loading", *Proc. ASCE*, V. 92, No. SM6:105-134.
- Shofield, A. and Wroth, P., (1968). "Critical State Soil Mechanics", *Lecturers in Engineering at Cambridge University, McGraw-Hill London*.
- Sladen, J.A., D'Hollander, R.D. Y Krahn, J., (1985). "The liquefaction of sands", *Canadian Geotechnical Journal*, 22, pp 564-578.
- Troncoso, J., (1999). "Diseño por abandono de depósitos de residuos mineros", *Geotécnia y Manejo de Residuos Mineros, Editado Por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos*, pp 21-29.
- Troncoso, J. (April, 1995). "State of the art (SOA5) Design and behaviour of tailings dams under seismic conditions", *Proceedings: Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake*.
- Troncoso, J.H. y Verdugo, R., (1985). "Silt content and dynamic behaviour of tailings sands", *In Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Calif., Vol. 3, August*, pp 1311-1314.
- Xia, H. and Hu, T., (1991). "Effects of saturation and back pressure on sand liquefaction", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 117, 9, pp 1347-1362.