



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL**

COMPORTAMIENTO DE ARENAS DE RELAVE A ALTAS PRESIONES

**TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGISTER EN
CIENCIAS DE LA INGENIERIA MENCION INGENIERIA GEOTECNIA**

JOSE ENRIQUE CAMPAÑA ZEPEDA

PROFESOR GUIA:
EDGAR BARD ORTUZAR

MIEMBROS DE LA COMISION:
RAMON VERDUGO ALVARADO
PEDRO ORTIGOSA DE PABLO
LUIS VALENZUELA PALOMO

SANTIAGO DE CHILE
MAYO 2011

Dedicado a mi familia y en especial a mi amada esposa, ya que con su ejemplo, comprensión y empuje, pude llegar a buen término.

Contenido

1	ORGANIZACIÓN DE LA TESIS	12
2	INTRODUCCION Y OBJETIVOS.....	15
2.1	Generalidades.....	15
2.2	Objetivos de la tesis	17
2.3	Metodología	18
3	COMPORTAMIENTO DE SUELOS	21
3.1	Generalidades.....	21
3.2	Cambio volumétrico.....	23
3.3	Resistencia al corte	26
3.3.1	Criterio de falla de Mohr-Coulomb	26
3.3.2	Diagramas p^3 - q	27
3.3.3	Carga drenada y no-drenada	30
3.3.4	Estado crítico	31
3.3.5	Características de la línea de estado crítico	35
3.4	Rotura de partículas	39
3.4.1	Generalidades	39
3.4.2	Trascendencia de la rotura de partículas en materiales granulares.....	46
3.4.3	Medición de la rotura de partículas	48
3.5	Resumen.....	51
4	ESTUDIOS EN ARENAS NATURALES SOMETIDAS A ALTAS PRESIONES	53
4.1	Generalidades.....	53
4.2	Investigaciones relevantes antes de 1959.....	54
4.3	Investigaciones relevantes entre 1960 y 1969.....	56
4.4	Investigaciones relevantes en épocas recientes.....	73
5	PROPIEDADES TÍPICAS DE ARENAS DE RELAVES.....	82
5.1	Generalidades.....	82
5.2	Resistencia drenada.....	83
5.3	Resistencia no drenada.....	85
5.4	Resistencia cíclica	89
5.5	Resumen capítulo.....	95

6	ENSAYOS EN ARENAS DE RELAVES BAJO ALTAS PRESIONES DE CONFINAMIENTO..	97
6.1	Generalidades.....	97
6.2	Caracterización de las arenas ensayadas.....	97
6.2.1	Origen de las muestras ensayadas.....	97
6.2.2	Propiedades de las arenas ensayadas.....	97
6.2.3	Procedimientos de ensayos.....	100
6.3	Ensayos de compresión triaxial monótona.....	101
6.3.1	Resistencia al corte drenado.....	102
6.3.2	Resistencia al corte no drenado.....	111
6.3.3	Envolventes de resistencia al corte.....	125
6.3.4	Módulos de deformación inicial (E_i).....	127
6.3.5	Módulos Corte a pequeñas deformaciones (G).....	135
6.4	Ensayos triaxiales cíclicos.....	144
6.4.1	Procedimientos de ensayo.....	144
6.4.2	Resultados Ensayos Cíclicos – R_c vs N° de ciclos.....	144
6.4.3	Resultados Ensayos Cíclicos – R_c vs σ'_3	146
6.4.4	Comentarios ensayos triaxiales cíclicos.....	149
7	CONCLUSIONES.....	155
7.1	General.....	155
7.2	Envolvente de resistencia.....	155
7.3	Resistencia no-drenada.....	156
7.4	Módulo de deformación (E_i).....	156
7.5	Módulo de Corte (G_{max}).....	157
7.6	Resistencia cíclica.....	157
7.7	Futuras líneas de investigación.....	159
8	AGRADECIMIENTOS.....	161
9	REFERENCIAS.....	163

LISTADO DE FIGURAS

<i>Figura 1. Esquemas de crecimiento de un tranque de relaves tipo</i>	16
<i>Figura 2. Fases y modelo de interacción entre las fases en una masa de suelo</i>	23
<i>Figura 3. Modelo de respuesta de las arenas sometidas a esfuerzo de corte: a) estado suelto a más denso (contractivo), b) estado denso a menos denso (dilatante)</i>	25
<i>Figura 4. Ensayo de corte directo. Razón de vacío v/s desplazamiento horizontal (Roscoe et al., 1958)</i>	25
<i>Figura 5. Representación del criterio de falla de Mohr-Coulomb</i>	27
<i>Figura 6. Diagrama q-p' clásico, caso drenado y no-drenado</i>	28
<i>Figura 7. Diagrama q-p, más usado actualmente. Casos drenado y no-drenado</i>	29
<i>Figura 8. Ejemplo ensayo triaxial no-drenado en suelo granular, en el cual se produce un incremento de presiones de poro positivas (Bard & Campaña, 2004)</i>	30
<i>Figura 9. Respuesta no-drenada en ensayo triaxial, e=cte y p'=variable. Arena de Toyoura (Verdugo 1992)</i>	31
<i>Figura 10. Respuesta no-drenada en ensayo triaxial, con p'=cte y e=variable. Arena de Toyoura (Verdugo 1992)</i>	33
<i>Figura 11. Respuesta no-drenada con significativa pérdida de resistencia</i>	33
<i>Figura 12. Estados iniciales y línea de estado crítico. Arena de Toyoura (Ishihara, 1993)</i>	34
<i>Figura 13. Línea de estado crítico en planos e-q-p'</i>	34
<i>Figura 14-a. Respuesta típica en ensayo triaxial (Drenado)</i>	35
<i>Figura 14-b. Respuesta típica en ensayo triaxial (No-drenado)</i>	36
<i>Figura 15. Línea de estado crítico en plano e-log(p')</i>	37
<i>Figura 16. Línea de estado crítico (LSS), trayectoria odométrica (OED) e isotrópica (Malki 1989, Bard 1991)</i>	38
<i>Figura 17. Ensayo triaxial en arcilla caolinita, normalmente consolidada (Trueba 1988, Bard 1993)</i>	38
<i>Figura 18. Esquemas de apoyo para explicar las interacciones intergranulares de partículas. a) fricción entre partículas planas, b) empuje entre partículas sueltas, c), d) y e) influencia de la forma de las partículas en la dilatancia, Santamarina y Cho (2004), f) Influencia de la rotura de partículas sobre la dilatancia. (Chávez 2004)</i> .	41
<i>Figura 19. Variaciones granulométricas en pruebas triaxiales (Lee y Farhoomand, 1967)</i>	42
<i>Figura 20. Variaciones granulométricas en pruebas triaxiales (Vesic & Barksdale, 1963)</i>	42
<i>Figura 21. Variaciones granulométricas en pruebas odométricas con diferentes amplitudes de carga (Chávez 2004)</i>	43
<i>Figura 22. Variaciones granulométricas en pruebas triaxiales y de compresión isotrópica (Vesic & Barksdale, 1963)</i>	43
<i>Figura 23. Variaciones granulométricas en pruebas triaxiales (Lee & Seed, 1966)</i>	45
<i>Figura 24. Efecto del contenido de humedad en la rotura de partículas en ensayos de corte (Clough, 1964)</i>	45
<i>Figura 25. Comparación del grado de rotura de partícula (%<0.074mm), sobre arena de Toyoura saturada y seca, en estado denso y suelto (Miura & Yamanouchi, 1975)</i>	46

<i>Figura 26. Esquema variación línea de estado crítico por rotura de partícula (Biarez et al, 1997).</i>	47
<i>Figura 27. Influencia de la rotura de granos en la evolución de la línea de estado crítico. a) Le Long (1968; según Biarez & Bard, 1992), b) Colliat (1986).</i>	48
<i>Figura 28. Definición rotura relativa, B_r (Hardin, 1985).</i>	50
<i>Figura 29. Índice rotura relativa en pruebas de extensión y compresión en arena de Cambria (Yamamuro y Lade 1996).</i>	50
<i>Figura 30. Variación del Módulo Edométrico (Constrained Modulus) con la presión vertical en 4 tipos de arenas (Hedron, 1963).</i>	61
<i>Figura 31. Variación del Índice de Vacíos con la Presión Vertical en ensayos uniaxiales. Arena de Pennsylvania (Hendron, 1963).</i>	62
<i>Figura 32. Envolvente de resistencia para varios tipos de suelos (Bishop, 1965).</i>	65
<i>Figura 33. Envolvente de resistencia para presiones de confinamiento de hasta 3.92 MPa, en arenas densas y sueltas (Lee & Seed, 1967).</i>	68
<i>Figura 34. Envolvente de resistencia para presiones de confinamiento de hasta 13.72 MPa, en arenas densas y sueltas (Lee & Seed, 1967).</i>	68
<i>Figura 35. Envolvente de resistencia para presiones de confinamiento de hasta 13.72 MPa, en arenas de Ottawa densa (Lee & Seed, 1967).</i>	69
<i>Figura 36. Presión de confinamiento crítica para diferentes índices de vacíos críticos (Lee & Seed, 1967).</i>	69
<i>Figura 37. Ensayos CID en arena de Sacramento con DR=38% ($e=0.87$) y DR=100% ($e=0.61$). Interpretación del autor, en base a datos reportados por Lee & Seed (1967).</i>	71
<i>Figura 38. Ensayos CID en arena Toyoura con DR=24% ($e=0.83$). Interpretación del autor, en base a datos reportados por Mioura & Yamanouchi (1975).</i>	74
<i>Figura 39. Ensayos CID en arena Toyoura con DR=91% ($e=0.61$). Interpretación del autor, en base a datos reportados por Mioura & Yamanouchi (1975).</i>	75
<i>Figura 40. Ensayos CID en arena Shirasu (Ceniza) con DR=variable. Interpretación del autor, en base a datos reportados por Kitamura & Haruyama (1988).</i>	77
<i>Figura 41. Ensayos CID en arena de Cambria con DR=89.5% ($e=0.533$). Interpretación del autor, en base a datos reportados por Yamamuro & Lade (1996).</i>	79
<i>Figura 42. Ensayos CIU en arena de Cambria con DR=89.5% ($e=0.533$). Interpretación del autor, en base a datos reportados por Yamamuro & Lade (1996).</i>	80
<i>Figura 43. Distribución del ángulo de fricción interna y cohesión de 32 depósitos de relave en Chile (Peters, 2004). Condiciones drenadas.</i>	84
<i>Figura 44. Variación del ángulo de fricción interna con el contenido de finos. a) Verdugo (1983), b) datos de 32 depósitos de relave en Chile. Peters (2004).</i>	84

<i>Figura 45. Variación de la resistencia no drenada peak normalizada (S_{up}/p'), con respecto al índice de plasticidad (I_w), en relaves finos y suelos naturales (Castro, 2003).</i>	86
<i>Figura 46. Resistencia no drenada de relave integral espesado a una concentración de 72% (Cifuentes & Verdugo, 2007)</i>	87
<i>Figura 47. Variación de la resistencia no drenada con la presión de confinamiento (Solans, 2010)</i>	88
<i>Figura 48. Razón de esfuerzo cíclico normalizado a una densidad relativa $DR=50\%$ (SR_{50}) en arenas de relaves (Garga & Mckay, 1984).</i>	90
<i>Figura 49. Variación de la Resistencia cíclica con el contenido de finos (Verdugo, 1983).</i>	91
<i>Figura 50. Efecto del envejecimiento en arenas de relave (Troncoso et.al, 1988)</i>	91
<i>Figura 51. Razón de esfuerzo cíclico y número de ciclos para alcanzar licuación, para 100% exceso de presión de poros (Valenzuela & Barrera, 2003).</i>	92
<i>Figura 52. Razón de esfuerzo cíclico en muestras alteradas e inalteradas de relave espesado (Cifuentes, 2007).</i>	93
<i>Figura 53. Variación de la razón de resistencia cíclica para 20 ciclos (R_{20}) y 100% de presión de poros, para probetas Slurry y Remoldeadas (Osorio, 2009).</i>	93
<i>Figura 54. Variación de la razón de resistencia cíclica para altas presiones de confinamiento, arena de relaves Torito (Solans, 2010).</i>	94
<i>Figura 55. Distribución granulométrica de las arenas ensayadas.</i>	100
<i>Figura 56. Arenas S1 (Tórtolas). Envoltentes de resistencia drenada en plano $q-p'$</i>	107
<i>Figura 57. Arenas S2. Envoltentes de resistencia drenada en plano $q-p'$ a bajas presiones de confinamiento.</i>	108
<i>Figura 58. Arenas S2. Envoltentes de resistencia drenada en plano $q-p'$ a altas presiones de confinamiento.</i>	109
<i>Figura 59. Arenas S3. Envoltentes de resistencia drenada en plano $q-p'$</i>	110
<i>Figura 60. Arenas S4. Envoltentes de resistencia drenada en plano $q-p'$</i>	110
<i>Figura 61. Arenas S1 (Tórtolas). Variación de la resistencia no-drenada (S_u).</i>	111
<i>Figura 62. Arenas S2. Variación de la resistencia no-drenada (S_u).</i>	112
<i>Figura 63. Arenas S3. Variación de la resistencia no-drenada (S_u).</i>	112
<i>Figura 64. Arenas S4. Variación de la resistencia no-drenada (S_u).</i>	113
<i>Figura 65. Variación de la resistencia no-drenada (S_u) residual. Totalidad de arenas con 12% de Finos.</i>	121
<i>Figura 66. Variación de la resistencia no-drenada (S_u) residual. Totalidad de arenas con 15% de Finos.</i>	121
<i>Figura 67. Variación de la resistencia no-drenada (S_u) residual. Totalidad de arenas con 18%-21% de Finos.</i>	122
<i>Figura 68. Variación de la resistencia no-drenada (S_u) residual. Totalidad de arenas con 30% de Finos.</i>	122
<i>Figura 69. Variación de la resistencia no-drenada (S_u) con el índice de vacíos (e) y el contenido de finos de baja plasticidad. Totalidad de las muestras de arenas ensayadas.</i>	123
<i>Figura 70. Variación promedio de la resistencia no-drenada (S_u) con el índice de vacíos (e) y el contenido de finos. Totalidad de las muestras de arenas ensayadas (S1 a S4).</i>	124
<i>Figura 71. Envoltentes de resistencia drenada y no-drenada: a) arenas S1, b) arenas S2</i>	126

<i>Figura 72. Envolventes de resistencia drenada y no-drenada: a) arenas S3, b) arenas S4</i>	126
<i>Figura 73. Ejemplo de determinación variación de E_s con la presión de confinamiento (σ'_3). Arena S1, con 21% de finos y densidad de probeta $DR=45\%$</i>	128
<i>Figura 74. Variación del módulo tangente inicial normalizado. Arena S3, con 12% de Finos: a) caso drenado, b) No-drenado</i>	130
<i>Figura 75. Variación del módulo tangente inicial normalizado. Arenas con 15% de Finos: a) caso drenado, b) No-drenado</i>	131
<i>Figura 76. Variación del módulo tangente inicial normalizado. Arenas con 18%-21% de Finos: a) caso drenado, b) No-drenado</i>	133
<i>Figura 77. Variación del módulo tangente inicial normalizado. Arenas con 30% de Finos: a) caso drenado, b) No-drenado</i>	134
<i>Figura 78. Variación del módulo tangente inicial normalizado. Totalidad de arenas ensayadas: a) caso drenado, b) No-drenado</i>	135
<i>Figura 79. Arenas S1 (Tórtolas). Variación del módulo de corte a pequeñas deformaciones, ensayos triaxial a pequeñas deformaciones.</i>	137
<i>Figura 80. Arenas S3. Variación del módulo de corte a pequeñas deformaciones, ensayos triaxial a pequeñas deformaciones.</i>	139
<i>Figura 81. Arena S3. Variación del módulo de corte a pequeñas deformaciones, ensayos en columna resonante.</i> ..	140
<i>Figura 82. Arena S3y S1. Comparación de resultados de ensayos en columna resonante y triaxial a pequeñas deformaciones.</i>	141
<i>Figura 83. Arena S3 y S1. Comparación de resultados de ensayos en columna resonante y triaxial a pequeñas deformaciones, separados por presión de confinamiento inicial.</i>	142
<i>Figura 84. Comparación de resultados de ensayos en columna resonante y triaxial a pequeñas deformaciones (arena S3), con arenas Ottawa, Toyoura y Monterrey, para $\sigma'_0 \leq 3 \text{ kg/cm}^2$</i>	143
<i>Figura 83. Arena S1 (Tórtolas). Variación de la Razón de esfuerzo cíclico (R_c) para 100% de presión de poros ($\Delta u = \sigma'_0$) y consolidación isotrópica ($K_c=1$)</i>	144
<i>Figura 84. Arena S2. Variación de la Razón de esfuerzo cíclico (R_c) para 100% de presión de poros ($\Delta u = \sigma'_0$) y consolidación isotrópica ($K_c=1$)</i>	145
<i>Figura 85. Arena S2. Variación de la Razón de esfuerzo cíclico (R_c) para 100% de presión de poros ($\Delta u = \sigma'_0$) con consolidación isotrópica ($K_c=1$) y anisotrópica ($K_c=0.5$ y 0.67)</i>	145
<i>Figura 86. Arena S3. Variación de la Razón de esfuerzo cíclico (R_c) para 100% de presión de poros ($\Delta u = \sigma'_0$) y consolidación isotrópica ($K_c=1$)</i>	145
<i>Figura 87. Arena S3. Variación de la Razón de esfuerzo cíclico (R_c) para 100% de presión de poros ($\Delta u = \sigma'_0$) y consolidación anisotrópica ($K_c=0.5$)</i>	146

<i>Figura 88. Arena S4. Variación de la Razón de esfuerzo cíclico (Rc) para 100% de presión de poros ($\Delta u = \sigma'_0$) con consolidación isotrópica ($K_c = 1$) y anisotrópica ($K_c = 0.5$).</i>	146
<i>Figura 89. Número de ciclos equivalentes asociados a la magnitud del sismo (Seed et al. 1975, citado por Kramer, 1996).</i>	147
<i>Figura 90. Arena S1 (Tórtolas). Variación de la Razón de esfuerzo cíclico (Rc) para 100% de presión de poros ($\Delta u = \sigma'_0$) con la presión de confinamiento ($K_c = 1$).</i>	147
<i>Figura 91. Arena S2. Variación de la Razón de esfuerzo cíclico (Rc) para 100% de presión de poros ($\Delta u = \sigma'_0$) con la presión de confinamiento ($K_c = 1, 0.5$ y $2/3$).</i>	148
<i>Figura 92. Arena S3. Variación de la Razón de esfuerzo cíclico (Rc) para 100% de presión de poros ($\Delta u = \sigma'_0$) con la presión de confinamiento ($K_c = 0.5$ y 1).</i>	148
<i>Figura 93. Arena S4. Variación de la Razón de esfuerzo cíclico (Rc) para 100% de presión de poros ($\Delta u = \sigma'_0$) con la presión de confinamiento ($K_c = 0.5$ y 1).</i>	148
<i>Figura 94. Resumen de todos los resultados. a) $\sigma'_3 \leq 5$ (kg/cm²), b) $\sigma'_3 \geq 10$ (kg/cm²), $K_c = 1.0$.</i>	150
<i>Figura 95. Resumen de todos los resultados. Variación de Rc con σ'_3, para $N = 30$.</i>	150
<i>Figura 96. Variación de Rc con la anisotropía (K_c) y presión de confinamiento (σ'_3).</i>	151
<i>Figura 97-a. Comparación de K_σ con la presión efectiva vertical (σ'_v).</i>	152

LISTADO DE TABLAS

<i>Tabla 1. Alturas de diseño de algunos Depósitos de Relave en Chile y el extranjero</i>	17
<i>Tabla 2. Resumen materiales ensayados por Kjaernsli and Sande (1963)</i>	58
<i>Tabla 3. Variación del ángulo de fricción interna con la presión de confinamiento. Arena del río Chattahoochee (Clough 1964)</i>	63
<i>Tabla 4. Parámetros de resistencia al corte en arenas de relaves de cobre (Lara et al, 1999)</i>	83
<i>Tabla 5. Parámetros de resistencia al corte en relaves de oro (Nicol, 2009).</i>	85
<i>Tabla 6. Valores típicos de resistencia no drenada (Castro 2003).</i>	87
<i>Tabla 7. Minerales presentes en muestras de arenas de relave.</i>	98
<i>Tabla 8. Propiedades Indices Arenas de Relave Ensayadas</i>	98
<i>Tabla 9. Arena S1- Las Tórtolas. Resumen resultados ensayos CID.</i>	104
<i>Tabla 10. Arena S2. Resumen resultados ensayos CID.</i>	105
<i>Tabla 11. Arena S3. Resumen resultados ensayos CID.</i>	106
<i>Tabla 12. Arena S4. Resumen resultados ensayos CID.</i>	106
<i>Tabla 13. Resumen resultados ensayos CIU. Arena S1- Las Tórtolas.</i>	114
<i>Tabla 14. Resumen resultados ensayos CU, anisotrópico. Arena S1- Las Tórtolas.</i>	114
<i>Tabla 15. Resumen resultados ensayos CIU. Arena S2.</i>	115
<i>Tabla 16. Resumen resultados ensayos CIU. Arena S3.</i>	116
<i>Tabla 17. Resumen resultados ensayos CIU. Arena S4.</i>	117

CAPITULO 1

1 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

El trabajo de tesis se ha organizado de la siguiente forma:

Capítulo 2

En este capítulo se hace una breve descripción de lo que son los depósitos de relave, la motivación para realizar este trabajo, los objetivos de la tesis y la metodología aplicada para su desarrollo.

Capítulo 3

El objetivo de este capítulo es entregar un breve resumen sobre el comportamiento de los suelos granulares, abordando aspectos asociados al cambio volumétrico y su efecto sobre el comportamiento de los suelos, el criterio de falla de Mohr-Coulomb y las diferencias entre cargas tipo drenadas y no-drenadas. También en este capítulo se introduce el concepto de estado crítico y el efecto de la rotura de partículas sobre la resistencia al corte de los materiales granulares.

Capítulo 4

En este capítulo se presenta un resumen cronológico sobre las investigaciones efectuadas en arenas de origen natural, sometidas a altas presiones de confinamiento, presentando resultados los cambios volumétricos, resistencia al corte y rotura de granos, entre otros.

Al final de este capítulo se presenta una re-interpretación de ensayos triaxiales efectuados a altas presiones de confinamiento sobre arenas de origen natural por otros investigadores, los que originalmente no incluían representaciones en los planos $q-p'$ y $e-p'$. Cabe señalar que estos ensayos cubren un rango de presiones que superan con creces las esperadas en un depósito de relaves.

Los capítulos 2, 3 y 4, permitirán al lector contextualizar el comportamiento típico esperable de las arenas naturales sometidas a altas presiones de confinamiento, entregando una base de

conocimiento para comprender lo que sucede con las arenas de relaves a altas presiones de confinamiento.

Capítulo 5

En este capítulo se entrega un resumen de las propiedades geotécnicas típicas de las arenas de relaves, en cuanto a la resistencia drenada, resistencia no-drenada y resistencia cíclica que han sido reportadas por distintos autores. Se han incluido resultados asociados a altas y bajas presiones de confinamiento.

Capítulo 6

En este capítulo se incluyen los resultados inéditos de ensayos geotécnicos realizados sobre arenas de relave de cobre, bajo altas presiones de confinamiento. Los ensayos corresponden a 4 diferentes tipos de relave, provenientes de 4 operaciones mineras distintas. Se ensayó un amplio rango de presiones, densidades y contenidos de finos, de modo de cubrir la mayor diversidad de casos. Los ensayos que se reportan incluyen: granulometría, propiedades índices, compactación, triaxiales estáticos (drenados y no-drenados), triaxiales cíclicos, triaxiales a pequeñas deformaciones y ensayos en columna resonante.

Capítulo 7

En este capítulo se presentan las conclusiones del estudio y se hace mención a las futuras líneas de investigación que se recomiendan cubrir.

CAPITULO 2

2 INTRODUCCION Y OBJETIVOS

2.1 Generalidades

La necesidad de incrementar o al menos mantener los actuales niveles de producción de la gran minería del cobre en Chile, sumado a la constante búsqueda de reducción de costos de explotación y a la paulatina disminución de las leyes de los minerales, ha provocado un creciente aumento en la cantidad de residuos derivados del proceso de extracción de cobre. Actualmente estos residuos se manejan como botaderos de estériles, botaderos de mineral de baja ley, botaderos de ripios lixiviados y depósitos de relaves. Asimismo, el incremento en los costos de transporte y las crecientes restricciones ambientales, conllevan a la necesidad de diseñar botaderos de estéril y depósitos de relaves de mayor altura y capacidad

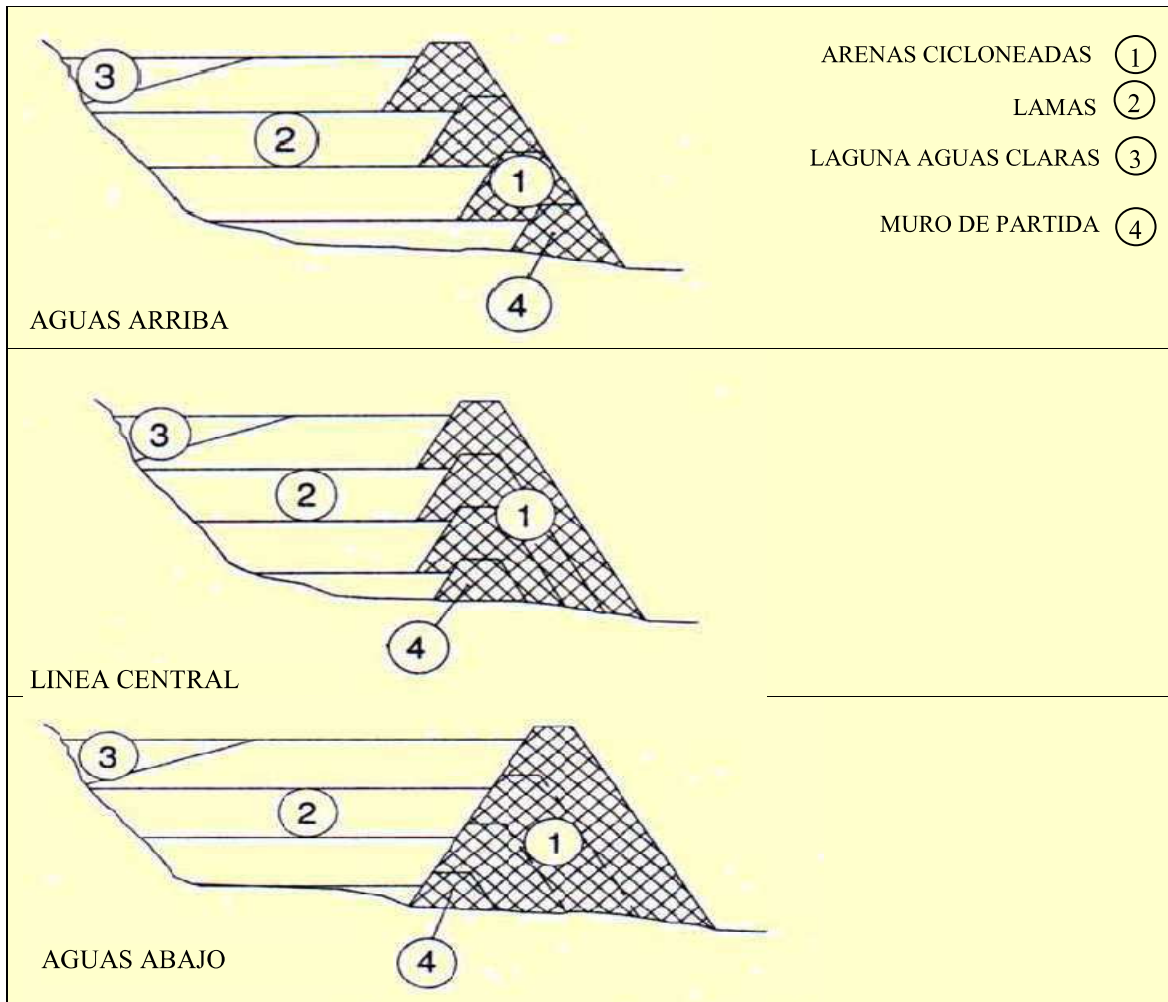
El relave es el residuo que se genera como resultado del proceso de flotación de los sulfuros de cobre. Corresponde a una mezcla de arenas, limos y arcillas con agua, la cual se transporta en forma hidráulica hacia su disposición final en depósitos de relaves, en términos simples, corresponde principalmente a una mezcla de roca finamente molida y agua.

En Chile, los depósitos de relaves¹ se diseñan utilizando la técnica de crecimiento por línea central o aguas abajo, predominando esta última. El principio de ambos diseños es utilizar la fracción gruesa del relave (que clasifica como arena fina) para construir el prisma resistente, para lo cual antes de ingresar al depósito, parte o el total de los relaves son separados, por medio de ciclones, en fracción gruesa y fina. La fracción gruesa corresponde una arena limosa y la fracción fina, denominada “lomas”, a una mezcla de donde predominan los limos. En la Figura 1, se ilustra esquemáticamente el proceso de formación de un depósito de relaves, el cual se inicia con

¹ Según el DS 248, los depósitos de relaves, cuyo elemento de contención es arena cicloneada, se denominan depósitos. Aquellos que utilizan un muro de contención de material de empréstito, se denominan embalses. El término “depósito”, involucra a ambos casos y para efectos de este trabajo, se utilizará el término depósito de relaves.

la construcción de un muro de partida, de material de empréstito, sobre el cual se deposita la fracción gruesa de los relaves (arena).

Figura 1. Esquemas de crecimiento de un tranque de relaves tipo



Los depósitos de relaves que operan en la actualidad, fueron diseñados originalmente para alturas máximas, que en general no superan los 150 m. Sin embargo, por las razones anteriormente expuestas, actualmente en Chile se están diseñando depósitos de relave con alturas superiores a 250 m. A nivel mundial, son escasos los antecedentes de construcción y del comportamiento de depósitos de relaves de cobre de similares alturas. En la Tabla 1, se entregan las alturas de diseño de algunos Depósitos de Relaves construidos en Chile y en el extranjero.

Cabe señalar que realizar ensayos de laboratorio que reproduzcan el comportamiento de las arenas de relaves para las presiones de confinamiento que se esperan en terreno en estos depósitos, requiere de equipos especialmente acondicionados, los que sólo hace algunos años se encuentran disponibles en Chile.

Tabla 1. Alturas de diseño de algunos Depósitos de Relave en Chile y el extranjero

Depósito	Altura Final de Diseño (m)	Observación
<i>en Chile</i>		
Pérez Caldera N°1	90	En etapa de repulpeo
Pérez Caldera N°2	120	En etapa de repulpeo
Las Tórtolas	150	En operación
Ovejería	120	En operación
Quillayes	198	En etapa de cierre
El Mauro	240	En operación
<i>en otros países</i>		
Upper Mammoth	213	AZ, USA
Thompson Creek	220	Idaho, USA
Last Chance (Mt. Tolman)	240	WA, USA
Highland Valley	180	BC, Canadá
Brenda	167	BC, Canadá
Endako Mines	106	BC, Canadá
Quellaveco	290	En etapa de diseño

2.2 Objetivos de la tesis

La ausencia de antecedentes respecto al comportamiento de arenas de relaves a altas presiones, para efectos de diseño, hacía presuponer que su comportamiento podría ser similar al de las arenas de origen natural. En estas últimas, existe una abundante literatura técnica que ha permitido identificar los siguientes fenómenos:

- Detrimento de las propiedades de resistencia al corte por efecto de rotura de partículas a altas presiones,
- Envolvente de resistencia al corte del tipo bilineal o potencial ($\tau = a \cdot [\sigma'_n]^b$), junto con la variación de la curva de estado crítico o plasticidad perfecta, también

atribuible al efecto de la rotura de partículas. Esta situación dificultaría la aplicación de los modelos vigentes de comportamiento tensión-deformación,

- Anulación de la dilatancia y por ende un comportamiento predominantemente contractivo. En el caso del diseño actual de los depósitos de relaves, el grado de compactación exigido al prisma resistente es aquel que permite mantener un comportamiento predominantemente dilatante de las arenas,
- Disminución de la rigidez,
- Incremento del potencial de licuación por efecto de las altas presiones (disminución de la resistencia cíclica)
- Disminución de la capacidad drenante, por efecto del incremento del contenido de finos,

La necesidad de ratificar o descartar que el comportamiento bajo altas presiones de confinamiento observado en las arenas de origen natural, también eran aplicables a las arenas de relaves, motivó la ejecución de esta tesis. Una motivación personal lo constituye el hecho que el autor ha participado como Ingeniero Geotécnico, en los equipos profesionales que han diseñado depósitos de relaves en Chile con alturas mayores a 150 m.

2.3 Metodología

La metodología aplicada en el desarrollo de este trabajo fue la siguiente:

- Establecer el actual estado del arte respecto al conocimiento del comportamiento de arenas a altas presiones, a través de la búsqueda y análisis de publicaciones en revistas especializadas, internet, información disponible de compañías mineras y consultoras, entre otras instituciones.
- Recopilar y realizar un análisis e interpretación y/o reinterpretación de ensayos de laboratorio efectuados para el diseño de Depósitos de Relaves actualmente en operación y/o diseño.

- Análisis de los resultados de ensayos de laboratorio realizados sobre 4 tipos de relaves de cobre, efectuados a altas presiones de confinamiento, donde se incluyen ensayos del tipo:
 - Ensayos de compresión triaxial a altas presiones de confinamiento, para muestras de arena cicloneada acondicionadas con contenidos de finos de hasta 30%,
 - Análisis de ensayos de compresión triaxial cíclico para muestras de arenas de relaves cicloneada acondicionadas con diferentes contenidos de finos,
 - Análisis de ensayos efectuados a pequeñas deformaciones (triaxial y columna resonante), con el objeto de determinar el módulo de corte, de deformación y amortiguamiento,
- Comparación de resultados de ensayos a altas presiones de confinamiento en arenas de relaves, con las arenas de origen natural.
- Determinación de los parámetros que caracterizan un modelo de comportamiento tensión-deformación para las arenas de relaves con distinto contenido de finos y sometida a altas presiones de confinamiento.

CAPITULO 3

3 COMPORTAMIENTO DE SUELOS

3.1 Generalidades

Los suelos consisten en un arreglo aleatorio de partículas minerales de diferentes tamaños y formas, los cuales conforman un esqueleto granular cuyos espacios se encuentran rellenos de líquido, aire o gas. El comportamiento que tendrá la masa de suelo dependerá, principalmente, de la distribución de estos tres componentes y del arreglo del esqueleto granular. Además, tanto el aire como el agua pueden fluir a través de los intersticios entre las partículas del esqueleto del suelo.

La clasificación clásica de los materiales se basa en los tamaños de las partículas que componen la masa de suelo. Partiendo de un tamaño menor hacia uno mayor se tiene: finos (arcilla y/o limo), arenas (fina, media o gruesa), grava (gravilla, grava), bolones y bloques. La fracción fina se clasifica en arcillas o limos de acuerdo a la carta de Plasticidad de Casagrande.

Para la fracción gruesa, de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, la clasificación por tamaños de los suelos es la siguiente:

- Gravas: Diámetro (D) > 5mm
- Arenas: $0.074 \text{ mm} < D < 5 \text{ mm}$
- Finos: $D < 0.074 \text{ mm}$

Las tensiones transmitidas a nivel del esqueleto granular son convencionalmente denominadas “tensiones efectivas” y las tensiones tomadas por el fluido se denominan “presiones de poro” o “presiones neutras”. Las variaciones en la magnitud de las tensiones efectivas principales son responsables de los cambios de volumen de la masa de suelo y de la magnitud de la resistencia

friccionante. En la década del 20 del siglo pasado, Terzagui² propuso la expresión que relaciona las tensiones efectivas en una masa de suelo saturada, la cual se reproduce a continuación:

$$\sigma' = \sigma - \Delta u$$

Ecuación 1

Dónde:

σ' : tensiones efectivas o intergranular,

σ : tensiones totales,

Δu : presiones de poro, presión neutra o presión del fluido intersticial,

La tensión total, corresponde a la tensión que ejerce la masa de suelo si esta se asume como un medio continuo (peso de la columna de suelo). Es importante notar que la tensión efectiva no es exactamente la tensión transmitida en los puntos de contacto entre partículas, y que esta puede llegar a valores muy superiores, inclusive a valores que pueden producir la rotura de granos. Otro hecho esencial en los medios granulares, es que la presión efectiva no puede ser medida, sino que puede ser sólo calculada. Además, el principio de las tensiones efectivas, tal como lo definió Terzaghi, es válido para suelos con un grado de saturación superior al 90%. Para suelos parcialmente saturados, se deben introducir factores que toman en cuenta las tensiones capilares, las características del suelo, el grado de saturación, etc.

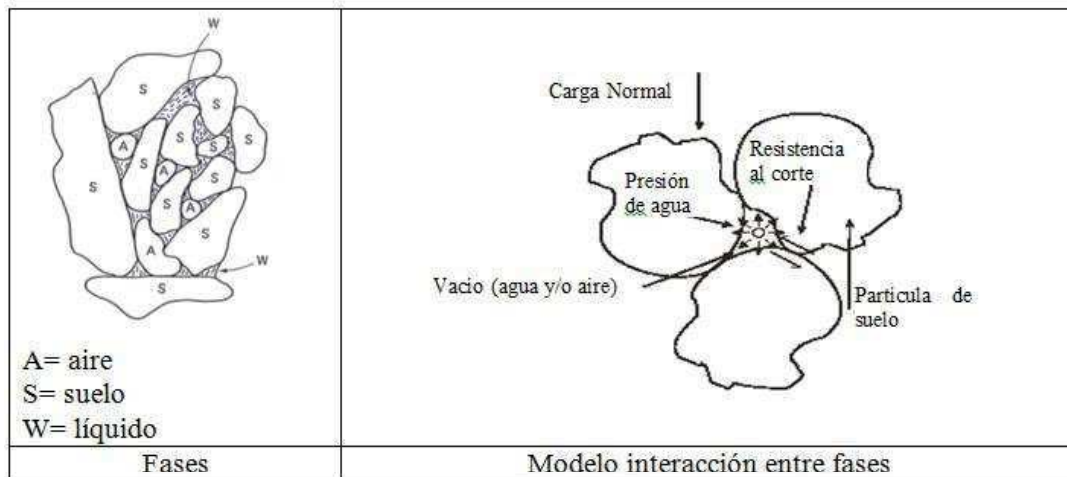
Asimismo, existen mayores incertidumbres acerca del comportamiento de los suelos parcialmente saturados, dado que los modelos constitutivos que los representan son limitados y complejos, razón por lo cual, en la mayoría de los casos para efectos prácticos, el comportamiento tensión-deformación de los suelos se estudian para condiciones completamente drenadas o completamente saturadas.

En la Figura 2 se ilustra las diferentes fases presentes en una masa de suelo, además de un modelo de tensiones a nivel del esqueleto granular. En un suelo saturado, cuando las condiciones de drenaje libre prevalecen, las presiones de poro dependen sólo de las condiciones hidráulicas y

² En algunas referencias se indica que fue el año 1923, otras 1925 e inclusive 1936

son independientes de la respuesta del esqueleto de suelo a las cargas externas. Por el contrario, en el caso donde no prevalece el drenaje libre, la acción de cargas externas produce una interacción entre el esqueleto granular y el fluido, generándose presiones de poro, adicionales a las generadas por condiciones puramente hidráulicas. Este fenómeno adquiere una considerable importancia en la investigación del comportamiento de depósitos de suelos granulares saturados, sometidos a cargas cíclicas (sismos).

Figura 2. Fases y modelo de interacción entre las fases en una masa de suelo



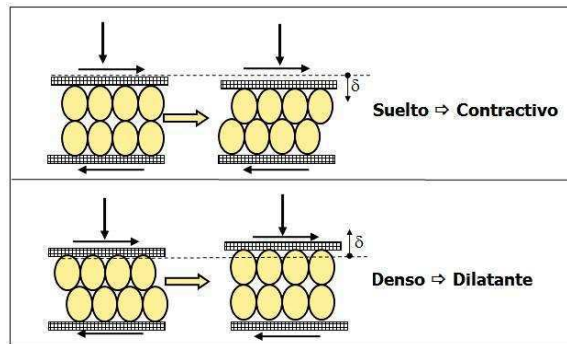
3.2 Cambio volumétrico

Los suelos consisten en un agregado de partículas de diferentes tamaños y formas que interactúan unas con otras a través de fuerzas (normales y tangenciales) en los puntos de contacto. Considerando partículas esencialmente incompresibles, en condiciones drenadas, la deformación de una masa de suelo ocurre cuando los granos de suelo se deslizan y/o giran, rompiéndose los puntos de contactos. Como resultado de este proceso se obtiene una redistribución de las fuerzas de contacto y de la densidad del esqueleto, las cuales se manifiestan en un complejo comportamiento de la masa de suelo: deformaciones permanentes, anisotropía e inestabilidades localizadas (Deresiewicz (1958), Oda (1972), Oda and Konishi (1974), Vardoulakis (1988)).

Los materiales convencionales de uso en ingeniería, como el acero, el hormigón o la madera, no manifiestan cambios volumétricos importantes al ser sometidos a esfuerzos de cortes significativos antes de alcanzar la falla o rotura. En cambio, los suelos pueden alcanzar importantes cambios de volumen al ser sometidos a esfuerzos de corte, cuya magnitud dependerá del estado inicial de esfuerzos y su densidad. Esta tendencia al cambio de volumen, ya sea como expansión o contracción, tiene una fuerte incidencia en la resistencia al corte de la masa de suelo, especialmente si esta es impedida de desarrollarse. Por ejemplo, solicitaciones suficientemente rápidas en suelos saturados, en relación a su capacidad de drenaje, pueden impedir que el proceso de cambio de volumen se desarrolle, debido a que no existe suficiente tiempo para el agua que ocupa los intersticios pueda fluir. En este caso, la respuesta de la masa de suelo será el incremento de las presiones de poro.

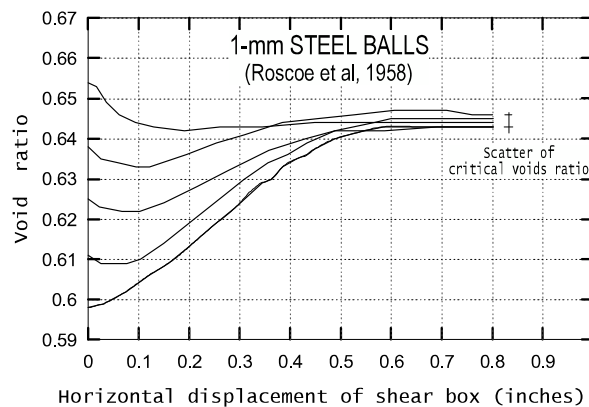
Los cambios de volumen que tienen lugar por acción del esfuerzo de corte fueron descritos primeramente por Reynolds (1885), quien observó que las arenas densas tienden a incrementar su volumen cuando son sometidas a esfuerzos de corte. Reynolds llamó a este fenómeno dilatancia. Sin embargo, Casagrande (1936) demostró la fuerte dependencia entre el ángulo de fricción interna máximo (ϕ_{peak}) y el cambio de volumen. A partir de ensayos de corte directo, Casagrande observó que durante la aplicación del esfuerzo de corte las arenas densas dilatan, incrementando el índice de vacíos, esto debido a que los granos de suelo se encuentran muy trabados. En el caso de las arenas sueltas, éstas reducen su volumen y como consecuencia una disminución en el índice de vacíos, ya que la masa de suelo tiende a una estructura más estable. Basado en esta observación, Casagrande desarrolló el concepto de razón de vacíos crítica o densidad crítica: cuando arenas densas o sueltas son sometidas a esfuerzos de corte, cambian su razón de vacíos hasta que un volumen constante es alcanzado. Este último valor común fue denominado razón de vacíos crítica. En este estado, la masa de suelo continúa deformándose bajo un esfuerzo y volumen constante, comportándose como un elemento plástico. En la Figura 3 se ilustra este comportamiento.

Figura 3. Modelo de respuesta de las arenas sometidas a esfuerzo de corte: a) estado suelto a más denso (contractivo), b) estado denso a menos denso (dilatante)



Posteriormente, usando un ensayo de corte directo simple, Roscoe et. al. (1958), presentan un estudio concluyente sobre el concepto de razón de vacíos crítica y lo extienden a suelos arcillosos. En la Figura 4, se presenta un resultado típico del ensayo de corte ejecutado por Roscoe et. al., donde utilizó esferas de acero de 1mm de diámetro, en términos de razón de vacíos y desplazamiento horizontal para un esfuerzo normal constante de 1.41 kg/cm^2 (0.14 MPa). Como se observa de este resultado, el cambio volumétrico puede ser positivo o negativo dependiendo del valor de la razón de vacíos inicial y nivel de deformación, pero cuando el estado último es alcanzado, el cambio volumétrico se detiene y la deformación continua a volumen constante, alcanzando la razón de vacíos crítica asociada al esfuerzo normal con el cual se efectuó el ensayo. Similar comportamiento se observó para distintos esfuerzos normales.

Figura 4. Ensayo de corte directo. Razón de vacío v/s desplazamiento horizontal (Roscoe et al., 1958).



3.3 Resistencia al corte

La resistencia al corte de las arenas fue presentada inicialmente por Coulomb en 1773, proponiendo la clásica ecuación que relaciona la resistencia al corte (τ), con la presión normal (σ_n) y el ángulo de fricción interna (ϕ):

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan\phi \quad \text{Ecuación 2}$$

Coulomb se basó en los resultados de Amontons, quién mediante simples ensayos de resistencia a la fricción de trozos de madera contra madera, demostró que la resistencia de fricción se incrementa linealmente con la presión normal. Coulomb asumió que la misma ley seguía siendo válida en el caso de los suelos.

3.3.1 Criterio de falla de Mohr-Coulomb

Tradicionalmente, la envolvente de resistencia al corte de un material granular se aproxima a una línea recta en el plano τ - σ_n , siguiendo el criterio de falla de Mohr-Coulomb cuya representación gráfica se muestra en la Figura 5, y la expresión que la define es la siguiente:

$$\tau = c' + \sigma'_n \cdot \tan\phi' \quad \text{Ecuación 3}$$

Donde:

τ = Resistencia al corte,

σ'_n = Tensión efectiva normal al plano de falla,

c' = Intercepción de la envolvente de resistencia al corte con el eje de las ordenadas. Término que se denomina cohesión.

ϕ' = Ángulo de fricción interna del material

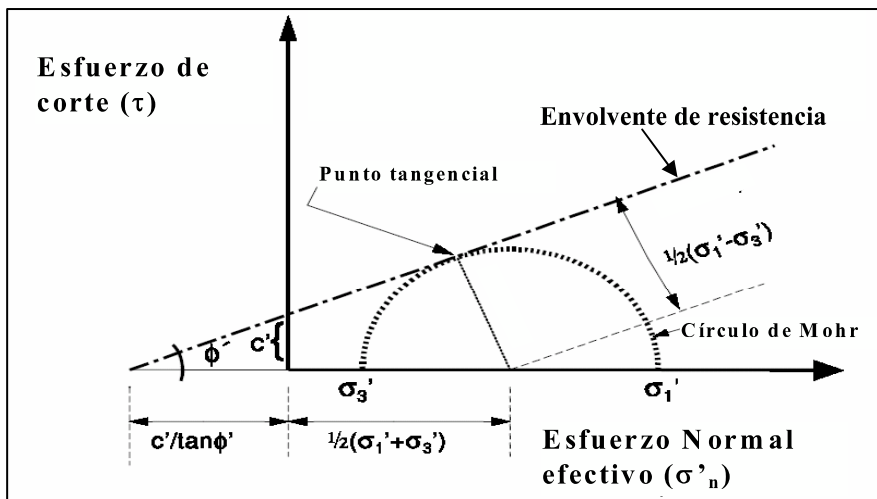
Los términos (c', ϕ') ³ corresponden a los parámetros que definen la envolvente de resistencia al corte del suelo en tensiones efectivas. El término cohesión se presenta en suelos con una matriz de suelo fino en estado parcialmente saturado, o en estado preconsolidado o en suelos granulares

³ La relación también es válida en tensiones totales, pero con valores distintos de c' , ϕ'

con una fuerte trabazón mecánica. También se presenta en suelos de todo tipo con algún grado de cementación.

El ángulo de fricción interna máximo (ϕ_{\max}) para un suelo determinado, está controlado principalmente por la densidad del material y por el nivel de presión de confinamiento. El hecho que ϕ_{\max} varíe con la presión de confinamiento implica que la envolvente de resistencia de Mohr-Coulomb no es exactamente una línea recta.

Figura 5. Representación del criterio de falla de Mohr-Coulomb



3.3.2 Diagramas p'-q

Como en un ensayo triaxial el estado de esfuerzos es conocido, a partir de sus resultados es posible construir el círculo de Mohr, ya sea para cada punto medido, para un nivel de deformación predeterminada y/o sólo para los valores máximos o residuales. Sin embargo, habitualmente es complejo trazar una envolvente que representa el criterio de falla de Mohr-Coulomb. Por lo anterior, es más conveniente dibujar los resultados en el denominado "círculo de Mohr modificado", siendo el más común el diagrama p'-q.

El diagrama p'-q consiste en hacer el siguiente cambio de variables⁴:

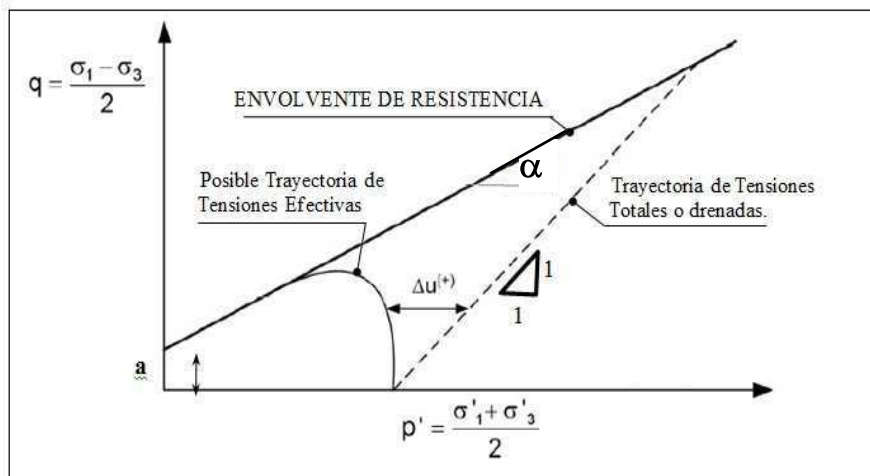
$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad \text{y} \quad p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \Delta u \quad \text{Ecuación 4}$$

Donde (σ_1, σ_3) y (σ'_1, σ'_3) , corresponden a las tensiones principales (totales y efectivas respectivamente) y Δu a las presiones de poros (exceso de presión de poro), determinadas en el ensayo triaxial. De esta forma, la relación entre los parámetros resistentes (c' , ϕ') y los parámetros que definen la envolvente de resistencia en el plano p'-q, es la siguiente:

$$\text{sen}(\phi') = \tan(\alpha) \quad \text{y} \quad c = \frac{a}{\cos(\phi')} \quad \text{Ecuación 5}$$

Las variables α y a se definen en la Figura 6.

Figura 6. Diagrama q-p' clásico, caso drenado y no-drenado.



Una variante de lo anterior, la cual se está imponiendo por las ventajas que incorpora al análisis de los resultados, es hacer la siguiente transformación⁵:

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad \text{y} \quad p' = \frac{\sigma'_1 + 2 \cdot \sigma'_3}{3} = \frac{\sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3}{3} - \Delta u = p - \Delta u \quad \text{Ecuación 6}$$

⁴ Conocida como notación MIT

⁵ Conocida como notación Cambridge

En cuyo caso la relación entre los parámetros resistentes del suelo y la envolvente de resistencia es la siguiente:

$$q = A + M \cdot p' \quad \text{Ecuación 7}$$

$$A = \frac{6 \cdot c \cdot \cos(\phi')}{3 - \text{sen}(\phi')} \quad M = \frac{6 \cdot \text{sen}(\phi')}{3 - \text{sen}(\phi')}$$

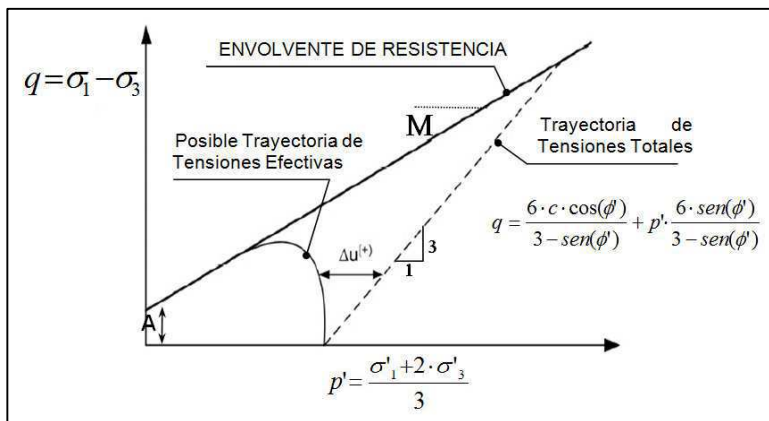
Si $c=0$ (cohesión nula), se tiene:

$$\frac{q}{p'} = M = \frac{6 \cdot \text{sen}(\phi')}{3 - \text{sen}(\phi')} \quad \text{ó} \quad \text{sen}(\phi') = \frac{3 \cdot M}{6 + M} \quad \text{Ecuación 8}$$

Las variables A y M, se definen en la Figura 7. Esta notación fue sugerida en primera instancia por Roscoe et. al (1958).

Otra ventaja de esta notación, es que permite representar en todo momento el estado de tensiones de la probeta ensayada, tanto en el estado de consolidación como durante la aplicación del esfuerzo de corte. A lo anterior se denomina trayectoria de tensiones, las cuales pueden estar asociadas a las tensiones efectivas como a las tensiones totales.

Figura 7. Diagrama q-p, más usado actualmente. Casos drenado y no-drenado.



3.3.3 Carga drenada y no-drenada

En la naturaleza los suelos se presentan en estado saturado, parcialmente saturado o casi seco, con densidades que pueden variar desde un estado completamente suelto a uno denso. La combinación de estas dos variables puede controlar la respuesta de una masa de suelo frente a diferentes sollicitaciones y, con ello, su resistencia al corte.

Por ejemplo, en suelos de baja densidad y saturados, las sollicitaciones rápidas como la que ejerce un sismo, producen condiciones de mal drenaje del agua de los intersticios, generando una condición de carga no-drenada o una respuesta no-drenada. Este tipo de carga se caracteriza por un incremento temporal en las presiones de poro (positivas), induciendo una reducción de las presiones efectivas y, como consecuencia, en la resistencia al corte. Bajo este tipo de carga, tampoco se produce cambio de volumen. El actual estado del arte, indica que la resistencia al corte última no-drenada (residual) es sólo función de la densidad del material y no del nivel de presión confinante. En la Figura 8, se muestra la respuesta típica de una carga no-drenada en un ensayo triaxial y en la Figura 9 se reproducen los resultados de Verdugo (1992), quien mediante ensayos triaxiales en la arena de Toyoura, demuestra que la resistencia ultima no drenada no depende de la presión de confinamiento inicial.

Figura 8. Ejemplo ensayo triaxial no-drenado en suelo granular, en el cual se produce un incremento de presiones de poro positivas (Bard & Campaña, 2004).

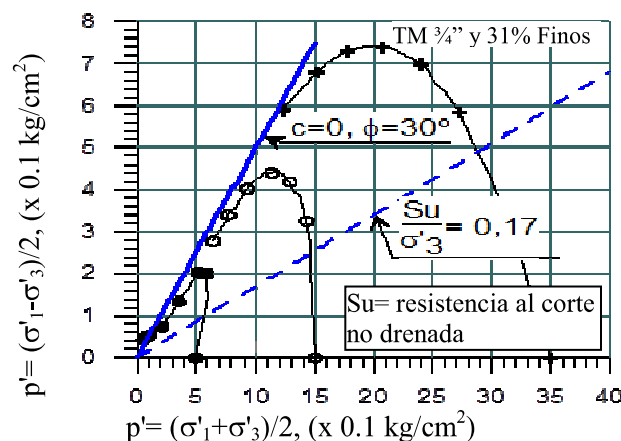
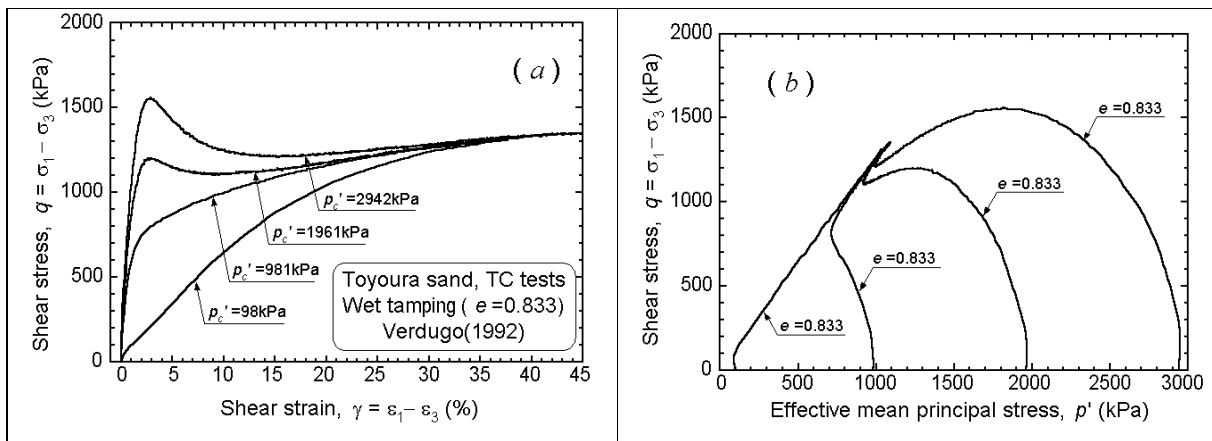


Figura 9. Respuesta no-drenada en ensayo triaxial, $e=cte$ y $p'=variable$. Arena de Toyoura (Verdugo 1992).



La respuesta drenada del suelo es contraria a la respuesta no-drenada. En efecto, la aplicación de una carga lenta, que permita la disipación de cualquier incremento de presión de poros que se produzca, no se traduce en una reducción en la resistencia al corte, pero sí en un cambio de volumen. En este caso, la resistencia al corte depende de la presión de confinamiento y la trayectoria de tensiones impuesta.

Materiales muy permeables, como gravas gruesas y limpias, rellenos de bloques y pedraplenes, suelen presentar una respuesta drenada aun frente a cargas rápidas, ya que su alta permeabilidad permite disipar las presiones de poros rápidamente.

3.3.4 Estado crítico

Como se indicó anteriormente, la naturaleza particulada y porosa del suelo originan cambios de volumen cuando este es sometido a esfuerzos de corte. Este cambio de volumen, puede ser desde instantáneo (granulares gruesos) o a largo plazo (suelos finos).

La teoría del estado crítico (steady state) o plasticidad perfecta permite disponer de un modelo unificado de comportamiento del suelo en el que los estados de esfuerzo y cambios de volumen se interrelacionan. Al trabajo inicial de Casagrande (1936) le siguieron los trabajos de Roscoe et.

al. (1958), quienes propusieron este concepto por primera vez, luego le siguieron los trabajos de Parry (1960), Roscoe y Burland (1968), Castro (1969), Casagrande (1970 y 1975), Atkinson y Bransby (1978), Poulos (1981), Atkinson (1981, 1989), Verdugo (1996), entre otros.

El estado crítico se caracteriza por la deformación continua de una masa de suelo sometida a un estado tensional constante, sin la ocurrencia de cambio de volumen (volumen constante) y a una velocidad constante de deformación. Esta condición de “estado crítico” o de deformación continua se observa a grandes deformaciones, estado bajo el cual se alcanza la resistencia última. En este estado existe una relación directa entre densidad (índice de vacíos, e), presión efectiva media (p') y resistencia al corte (q), denominándose línea de estado crítico o plasticidad perfecta o steady state.

En la Figura 9 se presenta el resultado típico de un ensayo triaxial no-drenado para una densidad constante y en la Figura 10 el resultado para una presión de confinamiento constante y densidad variable. En ambos ejemplos, se verifica que la resistencia última no-drenada es sólo dependiente de la densidad. En efecto, los resultados experimentales indican la existencia de una relación directa entre el índice de huecos y la resistencia última no-drenada.

Otro aspecto de gran importancia que es necesario tener presente, se refiere a las condiciones bajo las cuales una probeta de suelos presenta una respuesta no-drenada fuertemente contractiva, con una curva tensión-deformación que evidencia una significativa pérdida de resistencia. Este tipo de respuesta fue estudiada inicialmente por Castro (1969) y se ha asociado a fallas globales por inestabilidad repentina de la masa de suelos. Casagrande definió a este tipo de falla como “licuación verdadera” o “falla fluida”, pues efectivamente en terreno involucra el flujo del material por varias decenas de metros. Este tipo de fallas puede gatillarse por efecto de sollicitaciones cíclicas (sismos, vibraciones) o por incremento de las presiones de poro, que pueden modificar un estado drenado a no-drenado. En la Figura 11 se presenta en forma esquemática este comportamiento.

Figura 10. Respuesta no-drenada en ensayo triaxial, con $p' = \text{cte}$ y $e = \text{variable}$. Arena de Toyoura (Verdugo 1992).

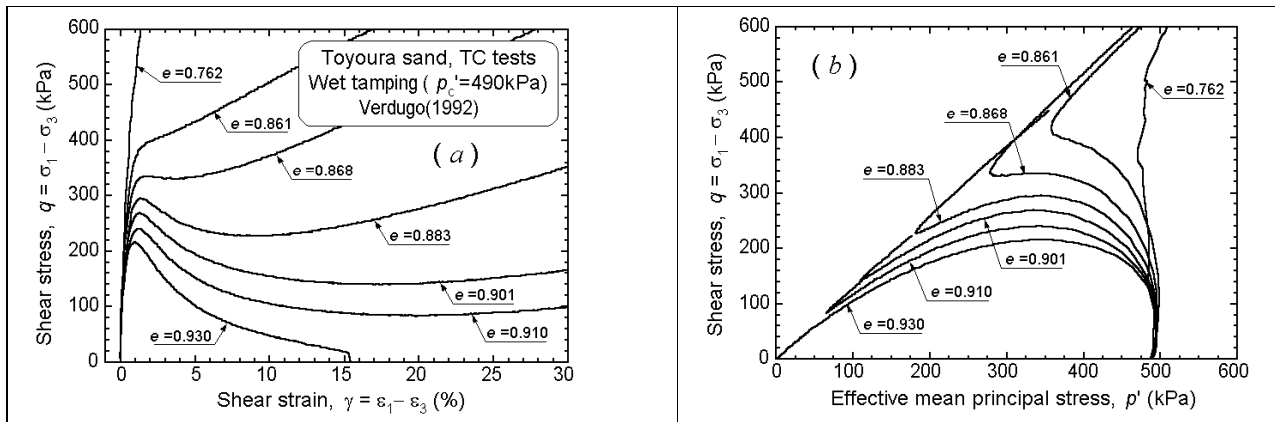
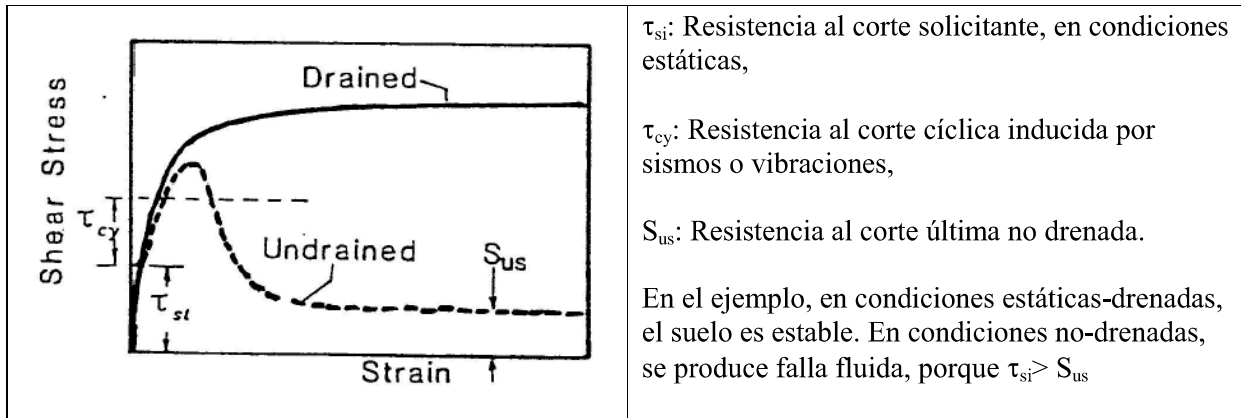
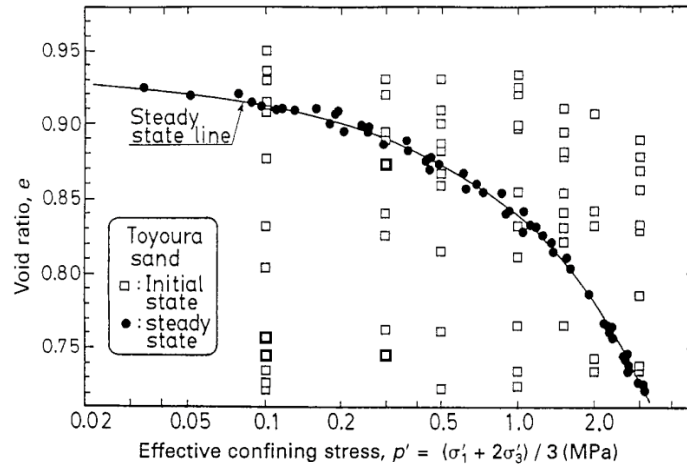


Figura 11. Respuesta no-drenada con significativa pérdida de resistencia.



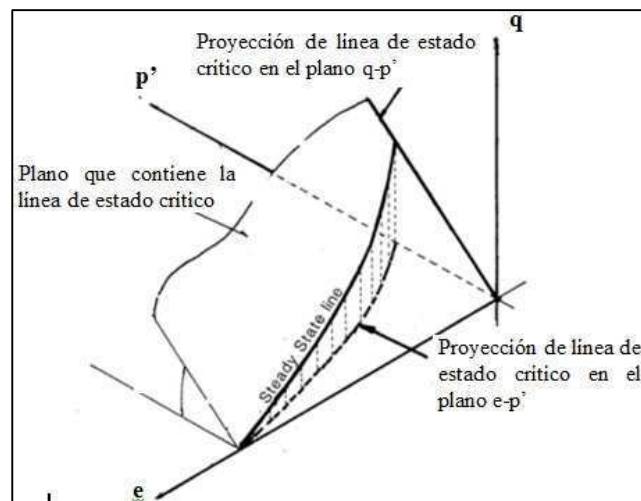
La Figura 12 muestra la curva de deformación continua o de estado crítico para la arena de Toyoura, indicándose mediante cuadrados blancos el estado inicial, antes de aplicar el corte y mediante círculos negros el estado final, asociado a la resistencia última. Los datos experimentales permiten definir una frontera entre las combinaciones de densidad y presión de confinamiento media, para lo cual la arena ensayada presenta una respuesta contractiva o dilatante, esta frontera es la línea de estado crítico o steady state.

Figura 12. Estados iniciales y línea de estado crítico. Arena de Toyoura (Ishihara, 1993).



En la práctica, la posición de la línea de estado crítico se describe mediante 3 variables: e , p' y q . En efecto, lo que se observa como envolvente de resistencia en el plano q - p' es la proyección de la línea de estado crítico. En la Figura 13, se ilustra la línea de estado crítico en las tres dimensiones.

Figura 13. Línea de estado crítico en planos e - q - p'



3.3.5 Características de la línea de estado crítico

La caracterización de la línea de estado crítico, se puede efectuar a partir de resultados de ensayos triaxiales, siempre que se alcance la resistencia última en donde existe deformación continua sin cambio de volumen o presiones de poros. Dado que generalmente este estado se alcanza para grandes deformaciones, es difícil determinarla experimentalmente sin adoptar una serie de precauciones en la ejecución del ensayo. En la Figura 14, se ilustra en forma esquemática diferentes trayectorias de tensiones que se presentan en el ensayo triaxial y que permiten definir la línea de estado crítico.

Figura 14-a. Respuesta típica en ensayo triaxial (Drenado)

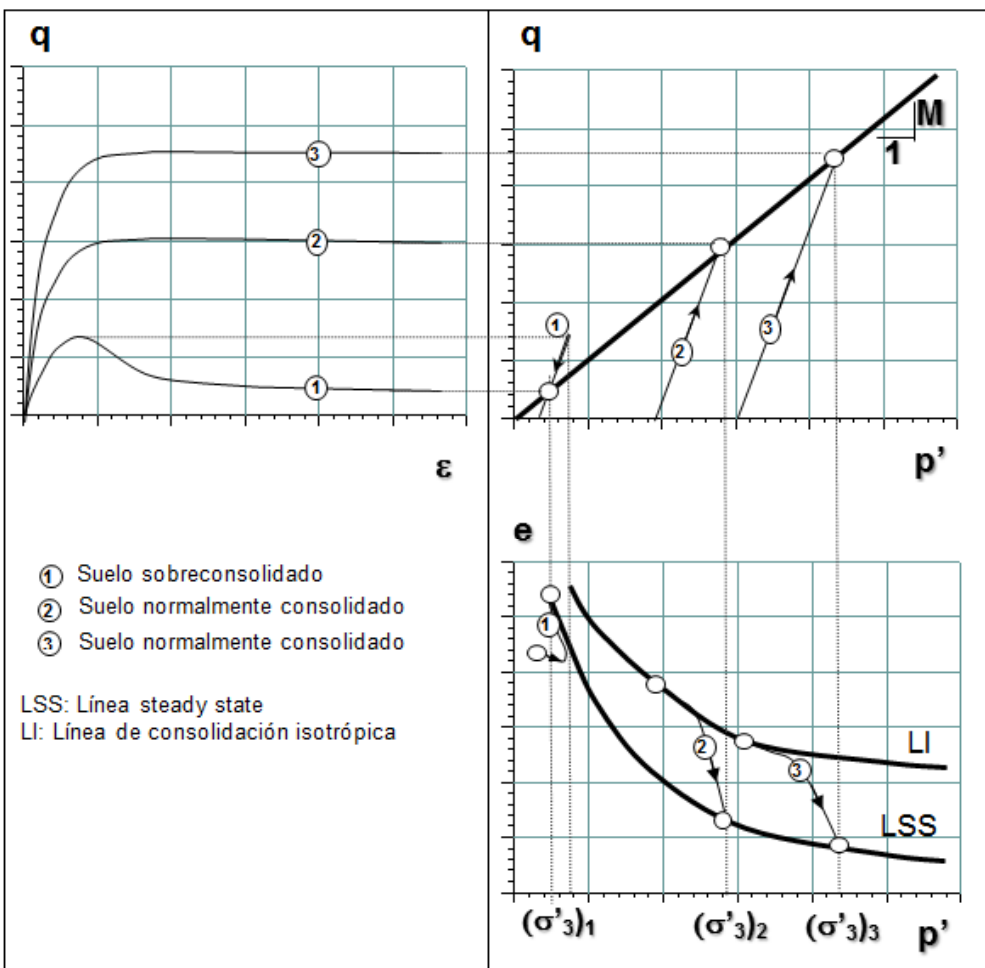
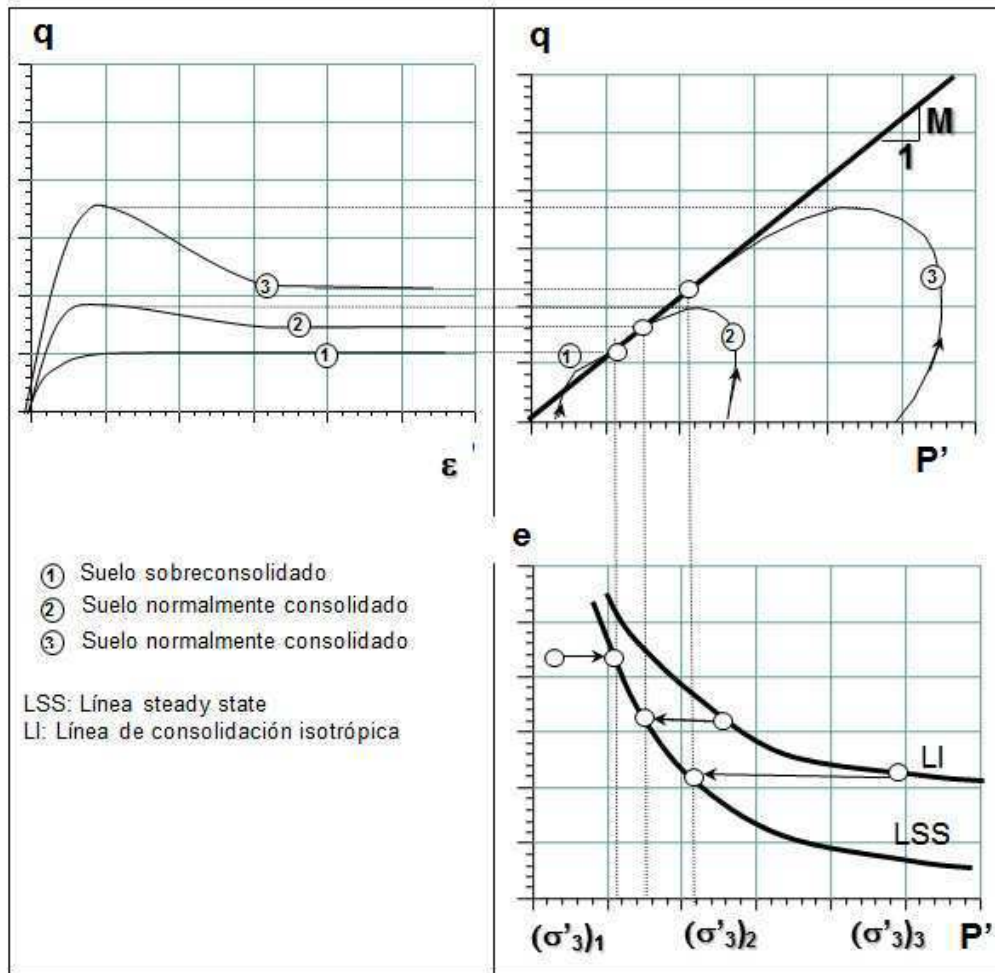


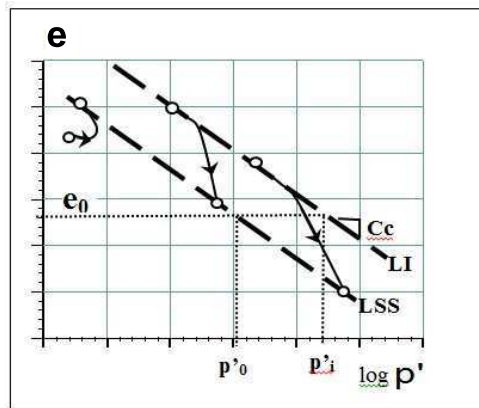
Figura 15-b. Respuesta típica en ensayo triaxial (No-drenado)⁶



Típicamente la línea de estado crítico se presenta en el plano $e-\log(p')$ o $e-\ln(p')$, tal como indica en la Figura 16. No obstante, es necesario destacar que para bajas presiones, la línea de estado crítico tiende a curvarse (ver Figura 12) y también se observa una curvatura para grandes presiones por efecto de rotura de partículas, por lo tanto, cuando se muestra la línea de estado crítico como una línea recta en el plano $e-\log(p')$, esta representación es válida para un acotado rango de presiones.

⁶ Existen diversas posibilidades, las que se muestran son a título informativo.

Figura 16. Línea de estado crítico en plano e-log(p')



Las ecuaciones que gobiernan la línea de estado crítico, para un rango acotado de presiones de confinamiento, son las siguientes:

$$e = e_0 - c_c \cdot \log \left(\frac{p'}{p'_i} \right) \quad LI \quad \text{Ecuación 9}$$

$$e = e_0 - c_c \cdot \log \left(\frac{p'}{p'_0} \right) \quad LSS \quad \text{Ecuación 10}$$

$$q = M \cdot p' \quad \text{Ecuación 11}$$

En la Figura 17 se presenta la línea de estado crítico de dos tipos de materiales⁷ obtenidos mediante ensayos triaxiales, en donde además se incluyen las trayectorias de tensiones isotrópicas y odométricas. En la Figura 18 se presenta el resultado de un ensayo triaxial a $p' = \text{cte}$, sobre una arcilla normalmente consolidada, en la cual también se determinó la línea de estado crítico.

⁷ Corresponden a material granular utilizado en mezclas para concreto asfáltico.

Figura 17. Línea de estado crítico (LSS), trayectoria odométrica (OED) e isotrópica (Malki 1989, Bard 1991).

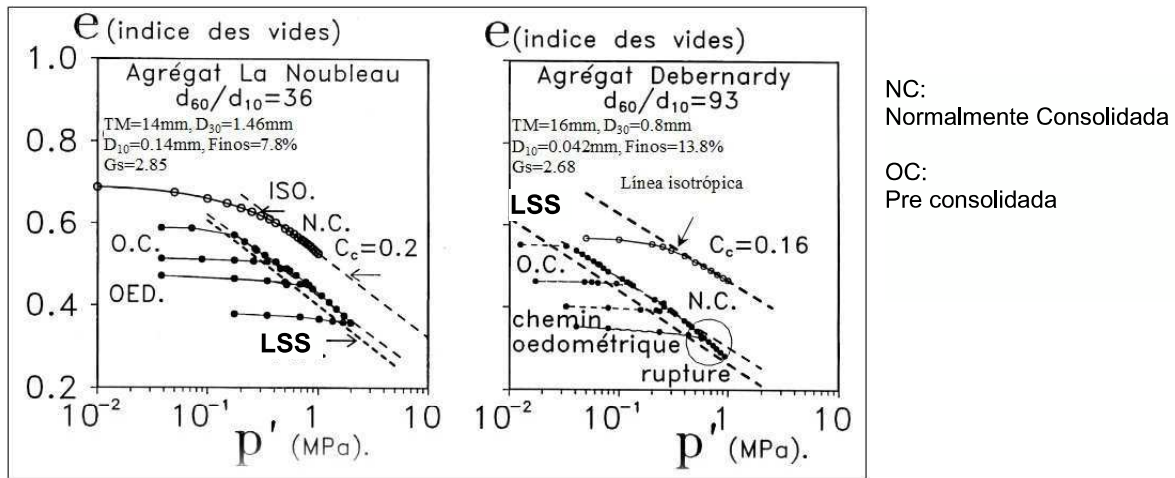
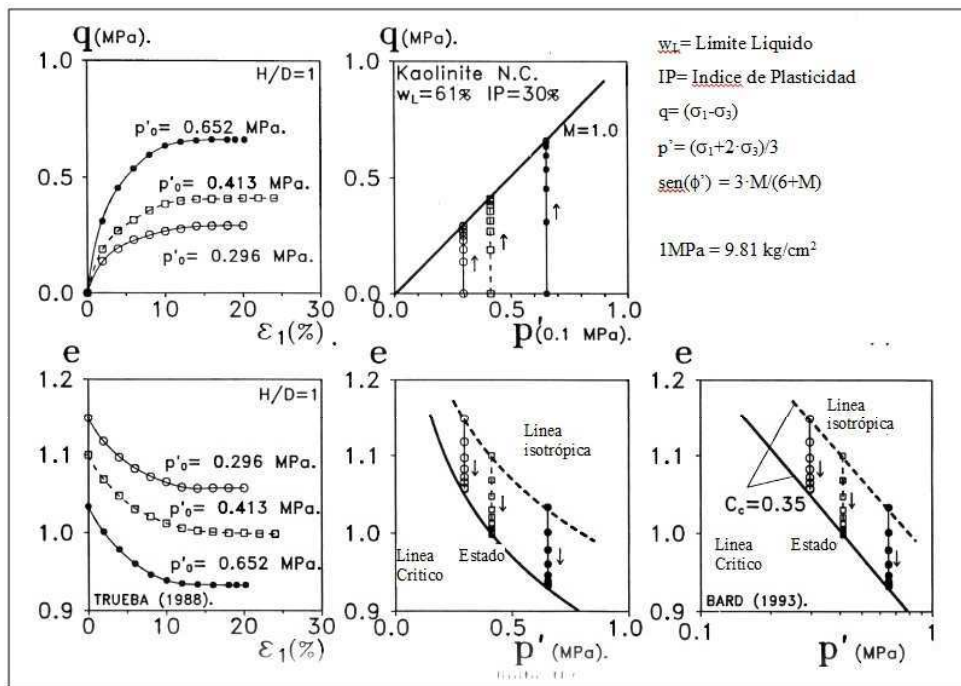


Figura 18. Ensayo triaxial en arcilla caolinita, normalmente consolidada (Trueba 1988, Bard 1993)



3.4 Rotura de partículas

3.4.1 Generalidades

Los materiales al estar sometidos a altas presiones cambian sus propiedades, lo cual se atribuye en gran medida a la rotura de partículas (Marsal 1963, Marachi et al. 1969, Nobari y Duncan 1972, Biarez y Hitcher 1997, MacDowell y Bolton 1998, entre otros). Este fenómeno se explica porque el área de contacto entre partículas es muy pequeña y en esta situación las tensiones son tan elevadas que pueden provocar la rotura del material. Al provocarse la rotura, aumentan los puntos de contacto y disminuye la magnitud de las fuerzas de contacto. Marsal (1963) estimó esta magnitud en una arena ($D=0.2$ mm) y un material de escollera⁸ ($D=20$ cm), ambas de granulometría uniforme, sometidas a una presión hidrostática de 98 kPa. Las magnitudes promedio obtenidas fueron 1.96×10^{-3} kN para la arena y 3,92 kN para la escollera, con lo cual verificó que el fenómeno de rotura de partículas se presentará en forma preferencial en el material de escollera.

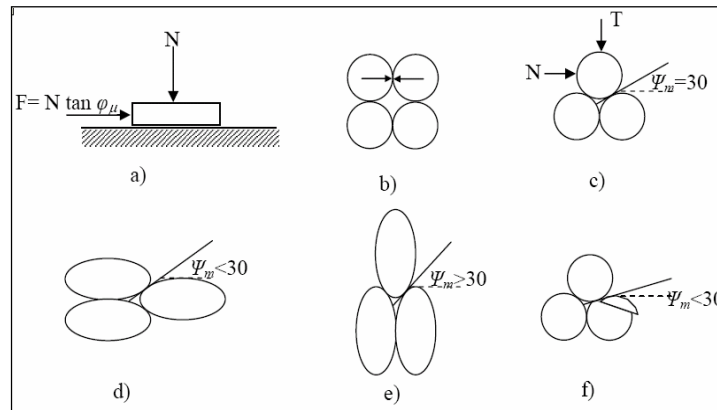
El comportamiento que presenta un material ante esfuerzos externos, se explica a través de las interacciones entre partículas. En un ensayo triaxial, la envolvente de resistencia última está determinada por el ángulo de fricción interna (ϕ), la cual suele ser ligeramente curvada si se presenta el fenómeno de rotura de partículas. Esta curvatura se puede explicar a través de la mecánica intergranular: el ángulo de fricción interna ϕ , depende de la fricción entre partículas (ϕ_u) y de la interferencia geométrica (ϕ_g) (Terzaghi, Peck y Mesri 1996).

La fricción intergranular depende directamente de la textura del material en cuestión, en efecto, mientras mayor rugosidad presenten las partículas, mayor es la fricción que se genera. El concepto de las interacciones intergranulares de partículas se puede explicar de la siguiente forma:

⁸ Obra hecha con bloques de rocas echadas al fondo del agua, para formar un dique de defensa contra el oleaje, para servir de cimiento a un muelle o para resguardar el pie de otra obra.

- Para mover un bloque sometido a una carga normal (Figura 18-a), es necesario aplicar una fuerza horizontal que supere la fuerza de fricción del bloque con la superficie. En la medida que el coeficiente de fricción crezca, será necesario aplicar una fuerza mayor para iniciar el movimiento del bloque.
- Otro aspecto importante es la interferencia geométrica ($\phi_g = \phi_e + \phi_d$), que depende del grado de acomodo entre partículas (ver Figura 19-b y c). Cuando un material se encuentra en un estado suelto, esta interferencia se traduce a un empuje entre partículas (ϕ_e). En el caso en la cual exista un acomodo más denso, al empuje se le suma la componente de dilatación (ϕ_d), producida por la tendencia a montarse una partícula sobre la otra. La dilatación depende fuertemente de la forma de las partículas y su orientación (Santamarina y Cho 2004, Figura 19-d y e).
- En el caso donde las partículas alargadas, con su dimensión mayor orientada en sentido horizontal, la dilatación se reducirá ya que las partículas tienden a montarse por el lado menor. En el caso donde la dimensión mayor de la partícula corresponda con la vertical, la dilatación se incrementa, ya que el ángulo a superar es mayor. Cuando existe una combinación de presión de confinamiento y fuerzas intergranulares, tal que, en algún punto se sobrepase la resistencia de la partícula y exista rotura de partículas (Figura 19-f), se presenta un reacomodo que hace disminuir la dilatación.

Figura 19. Esquemas de apoyo para explicar las interacciones intergranulares de partículas. a) fricción entre partículas planas, b) empuje entre partículas sueltas, c), d) y e) influencia de la forma de las partículas en la dilatancia, Santamarina y Cho (2004), f) Influencia de la rotura de partículas sobre la dilatancia. (Chávez 2004)



Los principales factores que afectan la magnitud de la rotura de partículas son:

Litología: El tipo de roca con el cual están compuestas las partículas de suelo, así como su grado de meteorización, afecta la magnitud de la rotura de partículas. En la Figura 19, se presentan las granulometrías de gravas de origen granítico, las cuales fueron acondicionadas en tamaños máximos entre 19.1mm y 0.149mm, y fueron sometidas a corte triaxial con altas presiones de confinamiento, observándose claramente la variación de la distribución de la granulometría antes y después del ensayo. Situación similar se observa en los resultados reportados por Vesic & Barksdale, en ensayos triaxiales de hasta 720 kg/cm² de presión de confinamiento (Figura 21).

Granulometría: Granulometrías uniformes, son más susceptibles a la rotura de partículas que granulometrías bien graduadas. De la misma forma, partículas de mayor tamaño son más susceptibles, debido a que la probabilidad que estas contengan defectos o grietas aumenta. A título de ejemplo, en la Figura 22, se presenta la variación en la rotura de granos que experimenta una grava de origen basáltico sometida a diferentes amplitudes de cargas cíclicas en un ensayo odométrico y en la Figura 22, se ilustra el caso de un ensayo triaxial comparado con una

trayectoria isotrónica. La Figura 23, presenta la rotura de granos que se manifiesta en la arena de Ottawa y en la arena del río Sacramento, ante trayectorias triaxiales a diferentes presiones de confinamiento.

Figura 20. Variaciones granulométricas en pruebas triaxiales (Lee y Farhoomand, 1967)

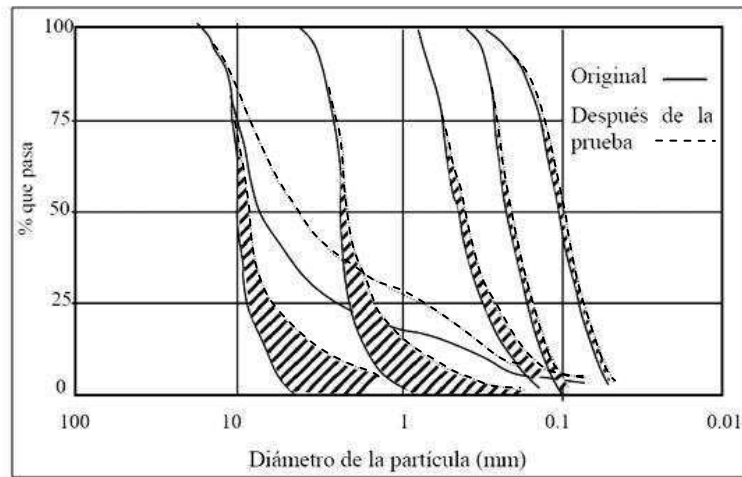


Figura 21. Variaciones granulométricas en pruebas triaxiales (Vesic & Barksdale, 1963)

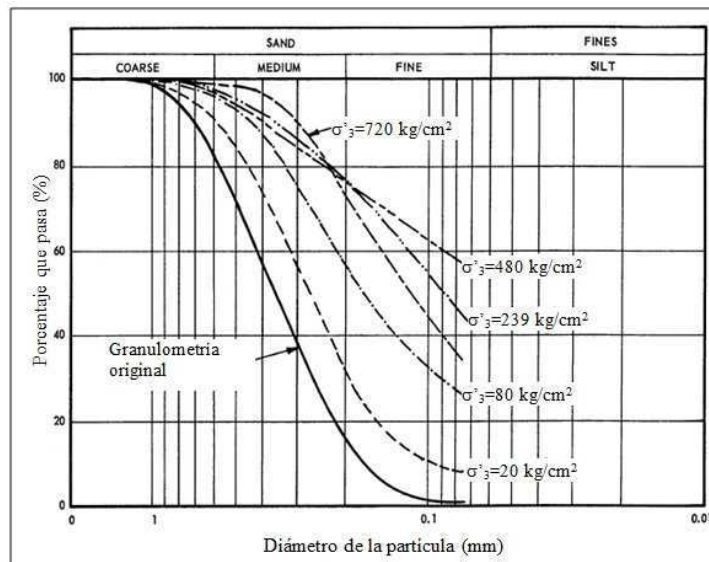


Figura 22. Variaciones granulométricas en pruebas odométricas con diferentes amplitudes de carga (Chávez 2004)

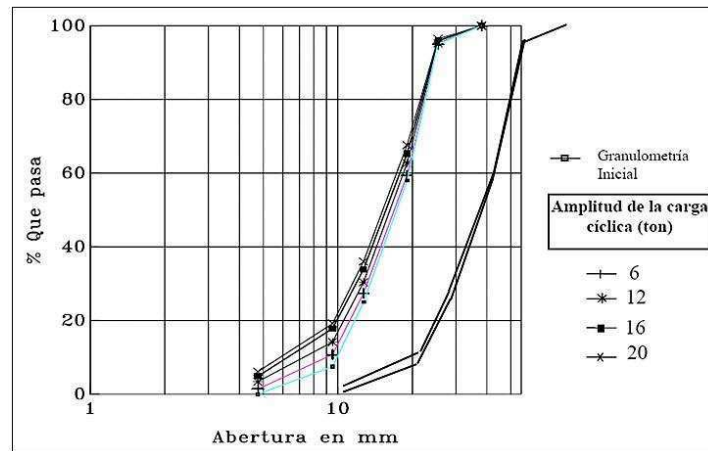
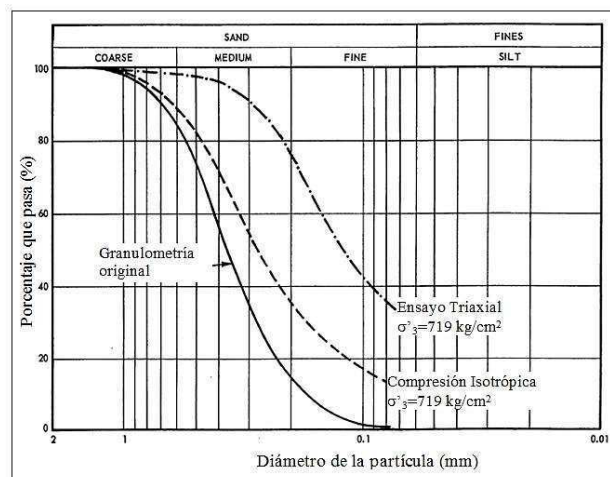


Figura 23. Variaciones granulométricas en pruebas triaxiales y de compresión isotrópica (Vesic & Barksdale, 1963)



Forma de las partículas: Debido a que existe una mayor incidencia de cargas excéntricas en partículas angulares que en partículas redondeadas, las primeras experimentan un mayor grado de rotura y esta se presenta a menores presiones.

Densidad: a mayor densidad relativa, menor es la rotura de partículas, ya que mientras más partículas tenga en su entorno un grano individual, los puntos de contacto intergranular aumentan y como consecuencia la tensión de contacto media disminuye. En suelos densos la rotura de partículas se produce a presiones más altas que en suelos sueltos.

Tipo de sollicitación: La rotura de granos dependerá del tipo de sollicitación que se imponga, es decir, triaxial (isotrópica, anisotrópica), triaxial cíclica (ciclos alternados simétricos, asimétricos, isotrópicos o anisotrópicos, etc.), saturado o no, etc. Por ejemplo, en un ensayo triaxial con materiales granulares susceptibles a la rotura, la dilatación disminuye, inclusive puede anularse y el grado de rotura será mayor que en una trayectoria odométrica.

Grado de saturación: Los cambios en el contenido de humedad también afectan la magnitud de la rotura de partículas. En general, un aumento en el contenido de humedad facilita la rotura de los granos del suelo. En la Figura 23 a 25, se presentan resultados de ensayos que ilustran esta situación. La rotura de granos por cambios en el contenido de humedad se ha explicado en base a dos mecanismos: la fractura de los minerales que componen el material (Coop y Lee 1995, Oldecop y Alonso 2001), o debido a la reducción significativa de la succión que pudiera existir dentro de algunos minerales de arcilla, en partículas compuestas de amalgamas de minerales (Lee et al. 1967, Coop y Lee 1995). En partículas heterogéneas se pueden presentar los dos mecanismos. Por un lado existe la disminución de la succión, que provoca el reblandecimiento de zonas específicas de las partículas, y por otro, pueden existir fracturas que se activen con el cambio de distribución de tensiones dentro de la partícula o por la corrosión provocada por factores ambientales.

Figura 24. Variaciones granulométricas en pruebas triaxiales (Lee & Seed, 1966)

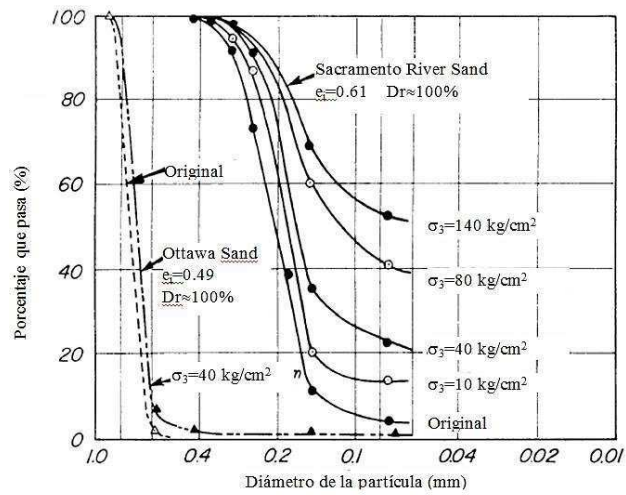


Figura 25. Efecto del contenido de humedad en la rotura de partículas en ensayos de corte (Clough, 1964)

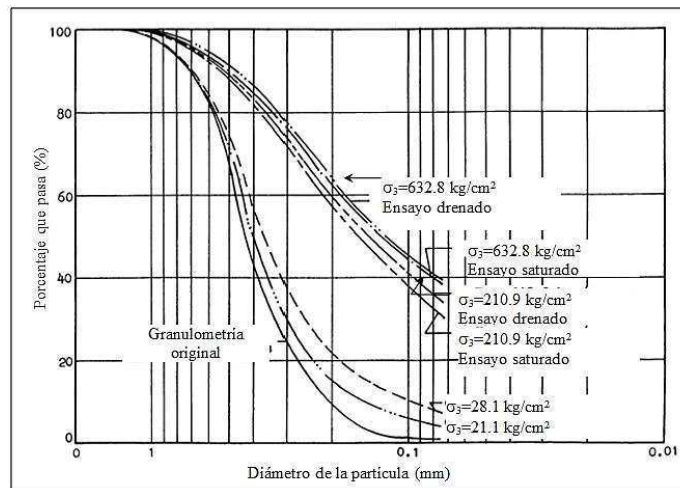
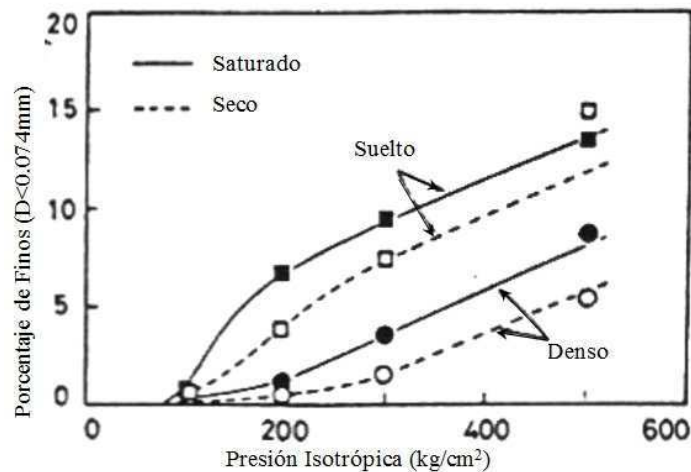


Figura 26. Comparación del grado de rotura de partícula ($\% < 0.074\text{mm}$), sobre arena de Toyoura saturada y seca, en estado denso y suelto (Miura & Yamanouchi, 1975)



3.4.2 Trascendencia de la rotura de partículas en materiales granulares

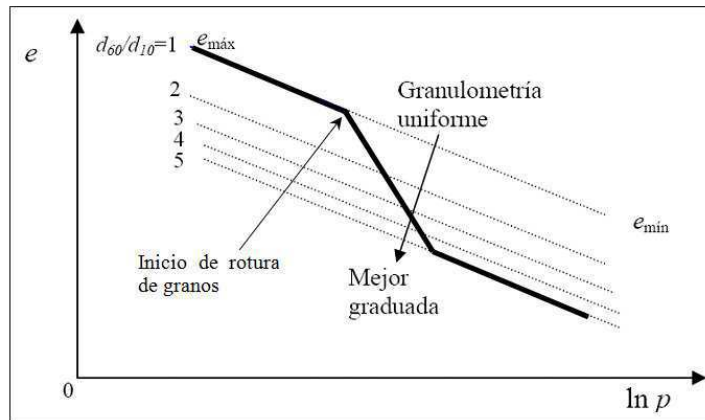
Un suelo con una granulometría dada puede presentar un amplio rango de densidades, por lo tanto, los parámetros de rotura de partículas no pueden correlacionarse en forma directa con la resistencia al corte, es decir, no se puede establecer una evolución precisa entre la rotura de partículas y el esfuerzo de corte.

La existencia de este fenómeno hace que sea más complejo modelar el comportamiento de suelos, y medios granulares en general, ya que para cierto nivel de tensiones se modifican las ecuaciones que gobiernan el estado crítico o último, el cual además es, generalmente, obtenido a bajas presiones. Se ha observado que para altas presiones la línea de estado crítico puede ser del tipo bi-lineal o tri-lineal.

Biarez et al (1997) para explicar el cambio de pendiente de la línea de estado crítico, toma la línea de estado crítico de un suelo granular que se encuentra acotada, en forma referencial, entre la relación de vacíos máxima y mínima posible para un material, sin que se produzca rotura de partícula alguna. Biarez et. al, postulan que para otras granulometrías con una mayor graduación ($> D_{60}/D_{10}$) con relaciones de vacíos límites menores, sin que se produzca rotura de granos, se

obtendrán curvas sensiblemente paralelas a la anterior. A medida que el coeficiente de uniformidad se incrementa (Figura 26) la relación de vacíos correspondiente disminuye.

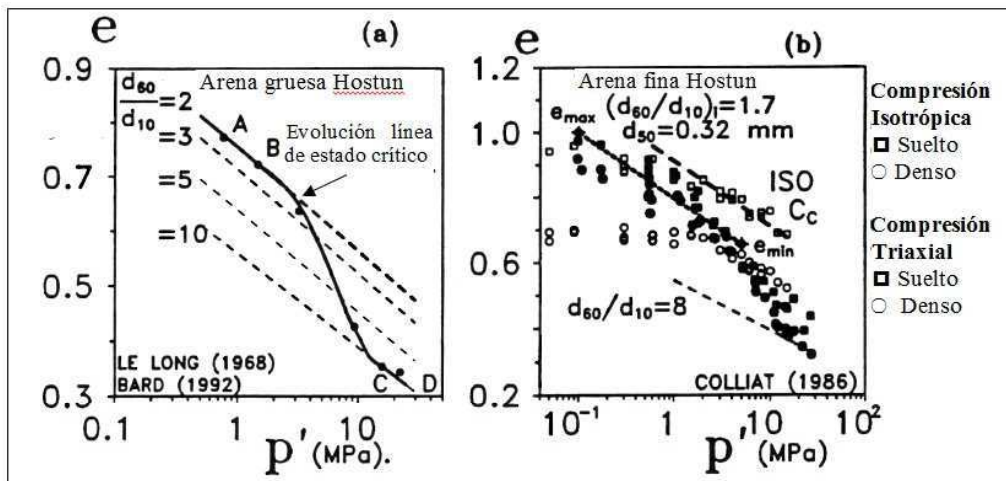
Figura 27. Esquema variación línea de estado crítico por rotura de partícula (Biarez et al, 1997)



En un ensayo real, a altas presiones, cuando se produce rotura de partículas, se incrementa el D_{60}/D_{10} del material, la relación de vacíos en el estado crítico se sale de los límites acotados pasando a otras líneas de estado crítico (asociada a su nueva granulometría), hasta alcanzar el equilibrio para cada nivel de tensiones. Se observa que existe una tensión de confinamiento donde comienza la rotura de granos y otra en la cual esta cesa (cuando D_{60}/D_{10} es del orden de 10) o es poco significativa. Esta situación se ilustra en la Figura 27, que corresponde a resultados de ensayos triaxiales practicados con arena Hostun.

El cambio en la línea de estado crítico por la rotura de partículas, trae como consecuencia una disminución en el ángulo de fricción interna y un aumento de la compresibilidad del material. Además, por efecto del mayor contenido de finos se produce una disminución en la permeabilidad del material.

Figura 28. Influencia de la rotura de granos en la evolución de la línea de estado crítico. a) Le Long (1968; según Biarez & Bard, 1992), b) Colliat (1986)



3.4.3 Medición de la rotura de partículas

A partir de las curvas granulométricas derivadas de los ensayos triaxiales de compresión y extensión drenados y no-drenados, antes y después de ser ensayado, Marsal (1967), Lee & Farhoomand (1967) y Hardin (1985), propusieron diferentes factores de rotura de partículas, a objeto de poder cuantificar su magnitud, los cuales se relacionan con la evolución granulométrica de los materiales. Entre estos se encuentran los siguientes:

- Marsal (1967), parámetro B: Define el índice B, como la suma de las diferencias entre el porcentaje retenido por cada tamiz para la granulometría inicial y final.
- Lee y Farhoomand (1967), factor de rotura, FR: Estos investigadores expresan la evolución de la granulometría mediante la variación en el tamaño de partículas que representa el 15% en peso de los granos (D_{15}), antes y después de ser ensayados.

$$FR = \frac{D_{15(inicial)}}{D_{15(final)}} \quad \text{Ecuación 12}$$

- Hardin (1985), rotura relativa B_r : Hardin definió el indicador como la relación entre la rotura total B_t y el potencial de rotura B_p .

$$B_r = \frac{B_t}{B_p} \quad \text{Ecuación 13}$$

Donde:

Potencial de rotura, B_p : Área entre la curva granulométrica original y el tamiz #200 (0.074mm). Esta área representa el cambio total posible si todas las partículas pasan de su tamaño original a un tamaño menor que el tamiz #200,

Rotura total, B_t : Área entre la curva granulométrica original y la final.

En la Figura 28, se ilustra en forma esquemática esta relación y en Figura 29, la variación del índice B_r con respecto a la presión de confinamiento media. Tal como se indicó en el acápite anterior, la magnitud de la rotura de partícula depende de la trayectoria de tensiones aplicadas, en el ejemplo que se muestra corresponde a triaxiales en extensión y compresión.

- Yamamuro et al, B_{10} (1996): Yamamuro et al, propusieron el factor B_{10} , que relaciona la rotura de granos en función del diámetro efectivo D_{10} , obtenido de la granulometría inicial y post-ensayo, según la siguiente relación:

$$B_{10} = 1 - \frac{D_{10(final)}}{D_{10(inicial)}} \quad \text{Ecuación 14}$$

Del análisis de este factor se desprende que si $B_{10}=0$, implica que no se produce rotura de partículas y si $B_{10}=1$, existen infinitas partículas rotas.

A la fecha no existe consenso respecto a cuál de los indicadores de rotura es el más apropiado para correlacionarlo con las variaciones que experimentan los

parámetros resistentes (c' , ϕ' , S_u) o la conductividad hidráulica (porosidad, permeabilidad).

Yamamuro y Lade 1996, aplicaron este indicador para cuantificar la rotura de granos en la arena de Cambria, en ensayos triaxiales en compresión y extensión (Figura 30), observándose que en este último tipo de ensayos, la rotura de granos es de inferior magnitud.

Figura 29. Definición rotura relativa, B_r (Hardin, 1985)

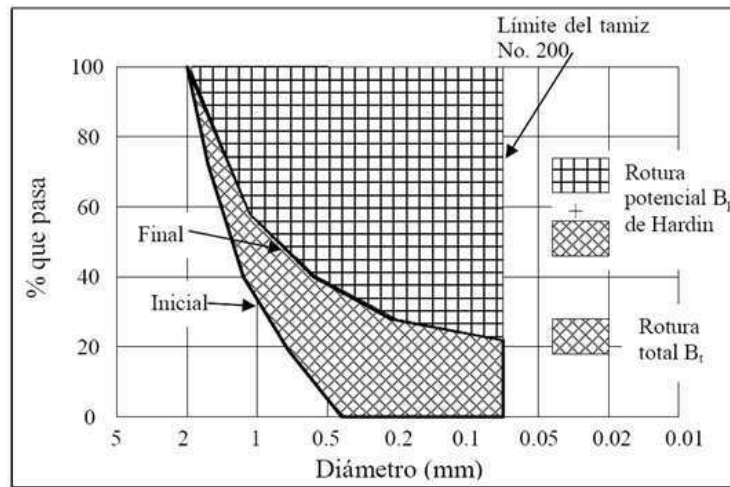
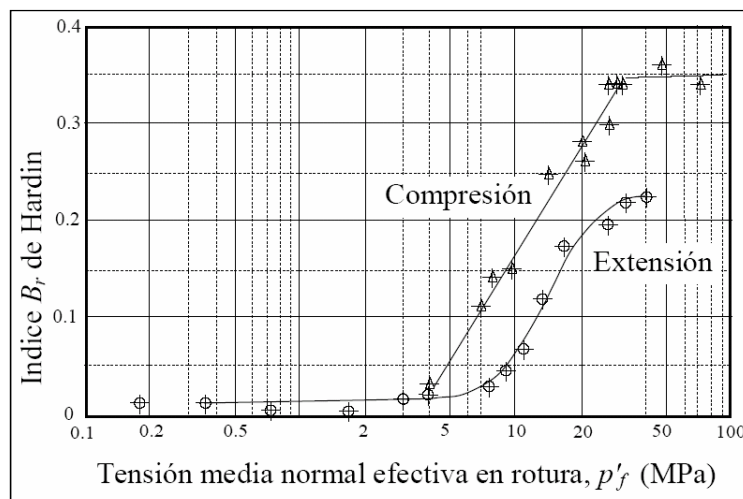


Figura 30. Índice rotura relativa en pruebas de extensión y compresión en arena de Cambria (Yamamuro y Lade 1996)



3.5 Resumen

El objetivo de este capítulo fue entregar un breve resumen sobre el comportamiento de los suelos granulares, abordando aspectos asociados al cambio volumétrico y su efecto sobre el comportamiento de los suelos, el criterio de falla de Mohr-Coulomb y las diferencias entre cargas tipo drenadas y no-drenadas. También en este capítulo se introdujo el concepto de estado crítico y el efecto de la rotura de partículas sobre la resistencia al corte de los materiales granulares.

En el siguiente capítulo se presentaran los resultados de las investigaciones más relevantes efectuadas en arenas de origen natural, sometidas a altas presiones de confinamiento.

CAPITULO 4

4 ESTUDIOS EN ARENAS NATURALES SOMETIDAS A ALTAS PRESIONES

4.1 Generalidades

La investigación del comportamiento de suelos granulares a altas presiones comenzó en la década del 50, del siglo XX, con ensayos en arenas con presiones de confinamiento relativamente bajas para el estándar de hoy, pero altas para los equipos disponibles en aquella época.

El término "alta presión" es bastante genérico y subjetivo. Con el propósito de hacerlo más objetivo Vesic y Clough (1968) propusieron la siguiente definición:

- Bajas presiones: $0 < \sigma'_3 < 1 \text{ MPa}$ ($\approx 10 \text{ kg/cm}^2$),
- Elevadas presiones: $1 \text{ MPa} < \sigma'_3 < 10 \text{ MPa}$ ($\approx 100 \text{ kg/cm}^2$),
- Altas presiones: $10 \text{ MPa} < \sigma'_3 < 100 \text{ MPa}$ ($\approx 1,000 \text{ kg/cm}^2$),
- Muy altas presiones: $100 \text{ MPa} < \sigma'_3 < 1,000 \text{ MPa}$ ($\approx 10,000 \text{ kg/cm}^2$),
- Ultra altas presiones: $\sigma'_3 > 10,000 \text{ MPa}$ ($\approx 100,000 \text{ kg/cm}^2$),

No obstante, el término "alta presión" ha continuado utilizándose para presiones de confinamiento de elevadas hacia arriba.

Actualmente en los países líderes en investigación del comportamiento de los suelos, existen una serie de aparatos para ensayar materiales granulares a elevadas presiones o más, pero restringidas por el tamaño de la probeta: mientras mayor sea la presión de confinamiento requerida, menor será la probeta factible de ensayar.

4.2 Investigaciones relevantes antes de 1959

En 1953 Bishop y Eldin, estudiaron los efectos sobre el ángulo de fricción interna de la trayectoria de tensiones bajo consolidación isotrópica y anisotrópica. Para ello efectuaron ensayos triaxiales de compresión y extensión, en condiciones drenadas y no-drenadas, con presiones máximas de confinamiento inferiores a 0.7 MPa. Estos ensayos se efectuaron sobre la arena denominada “Folkestone Bed”, en estado completamente saturado y seco. Esta corresponde a una arena media a fina, bien graduada, obtenida del lecho Folkestone ubicado cerca del río Darent en Kent (Inglaterra); las porosidades máxima y mínima eran 46.2% y 33.2% respectivamente. Para el rango de presiones ensayadas, los autores concluyeron: (1) el ángulo de fricción interna era independiente de la magnitud de la presión de confinamiento, (2) al aumentar la porosidad inicial se observó una disminución en el ángulo de fricción.

Los autores determinaron que los ángulos de fricción obtenidos en muestras secas y completamente saturadas eran diferentes, para una presión que confinamiento de 37 kPa; los ángulos de fricción para el estado seco fueron 2° más altos para el estado suelto y de 6° para el estado denso. Concluyeron que estas diferencias podrían deberse al diferente arreglo que alcanza la arena por las diferentes técnicas usadas para preparar las muestras saturadas y secas.

En 1953, Nash efectuó ensayos de compresión triaxial en muestras saturadas y secas al aire, sobre una arena de río que tenía porosidades máximas y mínimas de 47% y 38%, respectivamente. La presión de confinamiento máxima utilizada en los ensayos fue del orden de 1 MPa. Nash concluyó que: (1) la respuesta a una compresión hidrostática son iguales tanto para un estado completamente saturado y como para uno seco (2) si los ensayos se efectúan bajo las mismas condiciones, los ángulos de fricción interna saturado y seco son iguales (contrario a la conclusión de Bishop y Eldin, 1953). Nash puso en evidencia una disminución constante del ángulo de fricción con el incremento de la porosidad inicial, similar a la conclusión de Bishop y Eldin (1953).

Roberts y de Souza (1958) reportan la ejecución de ensayos de compresión unidimensional efectuadas en suelos secos y saturados, con presiones verticales de hasta 69 MPa. Estos ensayos

de consolidación se efectuaron en muestras de diámetro de 28.7 o 69.8mm y 8.9 a 19.1mm de altura. Se ensayaron muestras de la arcilla azul de Boston, arcillas venezolanas, la arena de Ottawa 20-40, una arena graduada de granos redondeados y otra arena uniforme de granos angulares, ambas de cuarzo. Los autores utilizaron el término "presión crítica" para definir el nivel de tensión vertical en el cual los granos de arena comienzan a romperse y se incrementa la compresibilidad en forma importante. Para niveles de presión mayores que la presión crítica, los autores concluyeron: (1) el índice de compresión C_c de las arenas eran iguales o mayores que el de las arcillas ensayadas (2) las deformaciones eran dependientes del tiempo, durante cada incremento de la carga. Esto último fue atribuido a un proceso de fractura y chancado del grano, seguido por la redistribución de las tensiones que producían una rotura adicional del grano. La determinación de la granulometría post-ensayos, indicó que la arena de cuarzo uniforme llega a ser mejor graduada con cada incremento adicional de tensión vertical. Los autores concluyeron que, para una arena con una angularidad inicial dada, la magnitud de la presión crítica era "dependiente casi exclusivamente del índice de vacíos inicial" y la presión crítica se incrementaba al disminuir el índice de vacíos inicial.

De las investigaciones presentadas, cabe destacar las siguientes conclusiones:

- la respuesta a una compresión hidrostática son iguales tanto para un estado completamente saturado y como para uno seco,
- si los ensayos se efectúan bajo las mismas condiciones, los ángulos de fricción interna saturado y seco son iguales,
- disminución constante del ángulo de fricción con el incremento de la porosidad inicial (Nota: se entiende que es para valores peak),
- existencia de una presión para lo cual comienzan a romperse los granos,

4.3 Investigaciones relevantes entre 1960 y 1969

Schultze y Moussa (1961) efectuaron ensayos de compresión odométrica con presiones verticales máximas de 1.1 MPa, sobre 25 muestras de arenas limpias, con variedad de formas del grano, distintas gradaciones y un amplio rango de densidades relativas iniciales (0 a 100%). Las probetas ensayadas eran inicialmente de 112.8mm de diámetro y 45mm de espesor. Los diámetros de las partículas variaban entre 0.06 a 5 mm. Schultze y Moussa concluyeron que la respuesta tensión-deformación de todas las arenas se podría representar matemáticamente por la siguiente expresión:

$$\varepsilon = a \cdot p^k \qquad \text{Ecuación 15}$$

Donde:

ε : deformación vertical,

p : presión vertical,

a, k : constantes para cada tipo de material,

Para las arenas investigadas, los autores determinaron un comportamiento tensión-deformación similar para las muestras secas y completamente saturadas.

En 1963, Hall y Gordon reportan los resultados de ensayos triaxiales drenados y no-drenados efectuados sobre varios tipos de suelos, utilizados en la construcción de la presa de Oroville. Los materiales ensayados se agrupan en cinco categorías: una arena arcillo-gravosa (SC), una grava arcillo-arenosa (GC), una grava areno-limosa (GP-GM), una grava arcillosa (GP-GC) y una grava pobremente graduada (GP). Las presiones de confinamiento máximo fueron de 4.5 MPa. Se utilizaron probetas de diámetro 305mm y 701mm de altura, para presiones de confinamiento bajo 0.9 MPa. Para presiones de confinamiento superiores a 0.9 MPa, se utilizaron probetas de diámetro 152mm y 351mm de alto. Los cambios volumétricos medidos en las gravas durante la aplicación del esfuerzo desviador, indicaron dilatancia para bajas presiones de confinamiento (< 1.4 MPa) y comportamiento contractivo para presiones de confinamiento entre 1.4 MPa

y 3.4 MPa. En cambio, en los ensayos sobre la grava areno-limosa mostraron todos comportamientos dilatantes, aun para presiones de confinamiento de hasta 4.5 MPa.

Los materiales permeables, es decir, la grava areno-limosa, la grava arcillosa y la grava pobremente graduada, exhibieron una reducción del ángulo de fricción interna con el incremento de la presión de confinamiento. Del trabajo efectuado, Hall y Gordon concluyeron: (1) la disminución del ángulo de fricción interna fue atribuido a la rotura de partículas, el cual ocurrió principalmente durante la aplicación del esfuerzo de corte; (2) la magnitud de la rotura de partículas era dependiente de la granulometría inicial y (3) los materiales arcillosos y limosos no presentaron una reducción en el ángulo de fricción interna.

Hirschfeld y Poulos (1963) efectuaron pruebas de compresión triaxial drenadas con presiones de confinamiento máximas de 3.9 MPa en una arena glacial y en muestras inalteradas de limo de Cannonsville. Los autores describieron al limo de Cannonsville como compuesto de partículas angulares a sub-angulares, no-plástico, con un contenido de humedad natural entre 20 a 22%. La arena fue obtenida de un depósito glacial, presentando índices de vacíos mínimo y máximo entre 0.41 y 0.85, respectivamente; las muestras ensayadas presentaban una densidad relativa media de 20%. En ambos materiales se aplicó una razón constante de deformación y el cambio volumétrico fue medido tanto durante la etapa de consolidación como durante la aplicación del esfuerzo desviador. Los autores observaron que en los niveles más altos de presión de confinamiento, ambos materiales presentaron comportamiento contractivo para deformaciones de 16 a 20%, aunque hubiesen presentado dilatancia para los niveles más bajo de confinamiento. También los autores observaron que el ángulo de fricción interna de ambos materiales disminuyó para presiones de confinamiento mayor a 0.1 MPa y hasta los 3.9 MPa de presión de confinamiento investigados. Adicionalmente, los autores indicaron que si la resistencia alcanzada en los niveles más altos de presión de confinamiento, fueran extrapolados a los niveles más bajos, la resistencia del limo habría sido sobrestimada en un 35% y en el caso de la arena en un 10%. Los autores no investigaron el efecto de la rotura de partícula en la respuesta de los materiales. Usando la metodología propuesta por Rowe, los autores corrigieron la envolvente de resistencia de la arena, la cual fue lineal en todo el rango de presiones que se aplicó en los ensayos, concluyendo que

“los cambios de volumen que ocurren durante la aplicación del esfuerzo de corte son la principal causa de la curvatura de la envolvente de resistencia de la arena”. La misma teoría no podría explicar completamente la curvatura de la envolvente de resistencia del limo.

Kjaernsli y Sande (1963), efectuaron ensayos de compresión unidimensional hasta una tensión máxima de 2.65 MPa en varias muestras de roca chancada y gravas. Los materiales ensayados se componían de partículas angulares de sienita, gneis y calizas, partículas de grava redondeada y materiales morrénicos de partículas subredondeadas. El máximo tamaño de las partículas de todos los materiales era menor a 128mm. Las pruebas fueron ejecutados en un consolidómetro de tensión controlada, de diámetro interior 500 mm, altura 250 mm y un grosor de pared del molde de 20 mm. En la Tabla 2 se resume las propiedades de los materiales ensayados. El índice “chancado”, es una medida de la rotura de partículas ocurrida por efecto del ensayo y corresponde al porcentaje que pasa en el tamiz donde previo al ensayo pasaba un 0%. Un ensayo duró un año, siendo inundado con agua dos veces. De este ensayo los autores concluyeron: (1) las deformaciones bajo cada incremento de carga eran dependiente del tiempo, (2) se observó un incremento en las deformaciones cuando se introdujo agua y (3) la rotura de partículas fue la principal causa del cambio de volumen. Las conclusiones globales del estudio fueron: (1) la compresión volumétrica disminuye en la medida que se incrementa la dureza del material, (2) los suelos con granos de superficie liso se comprimen menos que los suelos con granos rugosos, (3) la magnitud de la compresibilidad volumétrica es inversamente proporcional a la densidad relativa y (4) los suelos bien graduados se comprimen menos que los suelos mal graduados.

Tabla 2. Resumen materiales ensayados por Kjaernsli and Sande (1963)

Material	Nº Ensayos	Coefficiente de uniformidad	“chancado” (%)	Porosidad inicial (%)	Densidad Relativa (%)
Syenite	7	1.4 – 26	44	28 – 51	7 -100
Gneis	3	1.4 – 56	42	34 – 57	1 – 41
Caliza	2	1.4 – 30	40	33 – 45	Na
Gravas	7	1.4 – 57	10	19 – 43	4 – 100
Morrena	1	100	0	26.7	87

Kolbuszewski y Frederick (1963) investigaron el efecto del tamaño y forma de la partícula en la compresibilidad y resistencia al corte. Se reporta la ejecución de ensayos de compresión hidrostática y corte directo efectuados sobre esferas de vidrio y dos tipos de arena: Leighton Buzzard (grano redondeado) y Biddulph (de grano medio anguloso). La máxima presión aplicada fue de sólo 0.5 MPa. Para diversos tamaños de partículas con la misma forma, los autores determinaron: (1) la compresibilidad y la componente de dilatación aumentaron con el aumento del tamaño de partícula y (2) el ángulo de fricción interna era insensible al tamaño de la partícula. Para el caso de partículas de igual tamaño, pero con distinta angularidad, se obtuvo que (1) la compresibilidad de las muestras de baja densidad aumentan fuertemente y en las muestras densas se observó una leve disminución en la compresibilidad y (2) el ángulo de fricción interna y la componente de la dilatación aumentaron.

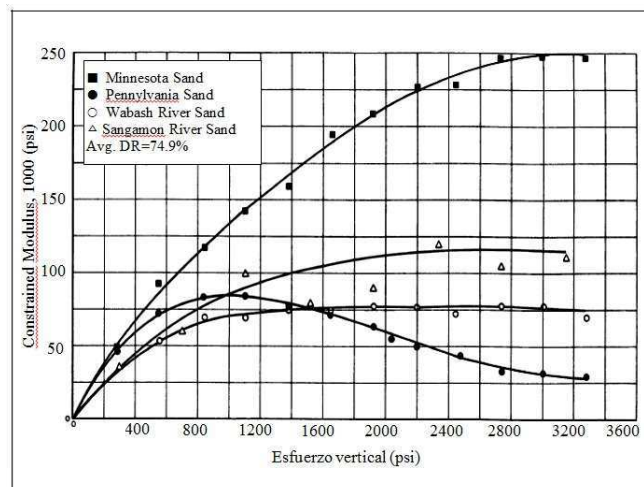
Leslie (1963) reportó ensayos triaxiales tipo CID efectuadas por la División del Pacífico Sur del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de USA (US Army Corps of Engineers) de muestras saturadas, en una variedad de suelos granulares con granulometría natural y artificial. Los suelos ensayados incluyeron la arena de Ottawa, enrocado de granito, suelos aluviales con partículas subredondeadas y subangulares. Las probetas ensayadas eran de 152 y 352 mm de diámetro, con tamaños máximo de partículas de 38 y 76 mm. La serie de ensayos consideró cinco materiales con granulometrías paralelas y coeficiente de uniformidad de $C_u=3.3$. Todas las probetas se ensayaron con una presión de confinamiento de $\sigma'_3=0.42$ MPa. De la serie de ensayos, el autor concluyó: (1) la densidad máxima se incrementa con el aumento del tamaño máximo de partícula (2) el ángulo de fricción interna aumenta con el aumento de la densidad y (3) la densidad y el ángulo de fricción máximo se obtuvo en un material de granulometría intermedia. El autor comparó los ángulos de fricción interna de dos suelos que tenían igual granulometría (aunque de distinta mineralogía y rango de índice de vacíos). El autor concluyó que el material más denso y menos friable presentaba el mayor ángulo de la fricción. Con el propósito de cuantificar la rotura de partículas, el autor comparó las granulometrías postensayos, concluyendo: (1) la rotura de partículas se incrementa con el aumento de la presión de confinamiento (2) la mayor rotura de partícula se produjo durante la etapa de corte, y no durante la carga isotrópica y (3) para una presión de confinamiento $\sigma'_3=0.41$ MPa, los materiales de igual coeficiente de uniformidad y

mineralogía presentaron incrementos en la rotura de partículas con el aumento del tamaño máximo. Sobre el rango de presiones de confinamiento de los ensayos (hasta $\sigma'_3 = 4.48$ MPa), el autor también determinó que el ángulo de fricción interna disminuye con el aumento de la presión de confinamiento para todos los materiales ensayados y concluyó que "el esfuerzo de corte de los suelos gravosos aluviales bajo altas presiones de confinamiento, podrían no exceder de 35° y 40°."

Vesic y Barksdale (1963) serían los primeros investigadores en publicar los resultados de ensayos de compresión triaxial, con presiones de confinamiento de hasta 69 MPa. Se reporta la ejecución de ensayos triaxiales drenados y de esfuerzo normal constante, sobre arena del río Chattahoochee (USA), en condiciones secas y saturadas. Todas las probetas fueron preparadas en estado seco a una densidad de DR=78%. La muestra de arena tenía $C_u=2.5$, $D_{50}=0.37$ mm, $e_{max}=1.10$ y $e_{min}=0.61$. Los resultados mostraron una considerable curvatura de la envolvente de resistencia, en efecto, se determinó un ángulo de fricción interna secante de 44° para $\sigma'_3 < 0.07$ MPa, de 39° para $\sigma'_3 = 0.49$ MPa y 30° para $\sigma'_3 < 69$ MPa. Los autores propusieron que la componente dilatante del esfuerzo de corte contribuye a la curvatura de la envolvente de resistencia; siendo la componente dilatante más grande para $\sigma'_3 = 2.45$ MPa e insignificante para $\sigma'_3 > 4.90$ MPa. Durante los ensayos de esfuerzo normal constante, hasta 4.71 MPa, los autores observaron que no se producía cambio de volumen durante el corte y para valores más altos, las probetas experimentaban un comportamiento contractivo. Adicionalmente, se observó una significativa rotura de partículas en los ensayos, siendo mayor durante la aplicación del esfuerzo desviador que durante la aplicación de presiones isotrópicas (ver Figura 21 y Figura 22). Las conclusiones del estudio fueron: (1) suelos densos no cohesivos sólo exhiben dilatancia a bajas presiones de confinamiento, (2) sobre una "presión crítica", que para la arena del río de Chattahoochee fue $\sigma'_3 = 4.9$ MPa, la rotura de partículas fue dominante durante la aplicación del esfuerzo de corte, (3) la componente friccional de la fuerza de corte es proporcional a la tensión normal, en el rango de presiones investigadas y (4) la componente de dilatancia de la fuerza de corte es insignificante sobre la "presión crítica" y alcanza un máximo de aproximadamente la mitad de la presión crítica.

En 1963, Hendron publicó los resultados de pruebas de compresión uniaxial con presiones verticales máximas de 22.7 MPa, efectuadas en cuatro muestras de arenas secadas al horno. Las pruebas se efectuaron con el propósito de investigar los efectos de la densidad relativa inicial en el coeficiente de empuje en reposo (k_0) y la capacidad de absorción de energía de cada arena. El equipo utilizado por Hendron permitía medir la tensión radial, es decir, el tensor de tensión completo podía ser medido. Las cuatro arenas ensayadas fueron: arena de Minnesota (arena silícea redondeada uniforme), arena de Pennsylvania (arena silícea angular gruesa), arena del río Sangamon (arena subangular media a fina) y la arena del río de Wabash (arena subangular bien graduada a subredondeada). El autor encontró que la rigidez inicial de todas las arenas se incrementa con el aumento de densidad relativa. Al comparar los resultados de los ensayos en los cuatro tipos de arenas, Hendron también demostró que las características de los granos de arena influenciaron perceptiblemente en la magnitud del módulo edométrico (confinado). Por ejemplo, el módulo de edométrico de la arena redondeada de Minnesota, fue 9-10 veces mayor que el obtenido para la arena angular de Pennsylvania para la misma densidad relativa, tal como puede observarse en la Figura 31.

Figura 31. Variación del Módulo Edométrico (Constrained Modulus) con la presión vertical en 4 tipos de arenas (Hendron, 1963)

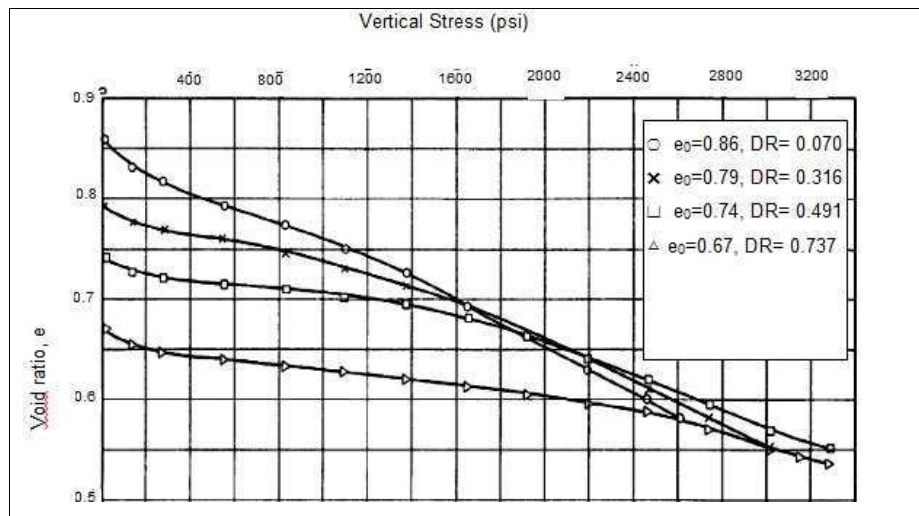


En la evaluación de los esfuerzos verticales y radiales en las cuatro arenas, Hendron encontró lo siguiente: (1) la magnitud de k_0 fue constante para presiones bajas e intermedias (2) para

presiones más altas, se detectó un leve aumento en los valores de k_0 (3) durante la etapa de descarga, las tensiones verticales disminuyeron a una tasa mayor que las tensiones radiales y (4) durante últimas fases de descarga, las tensiones radiales superaron a las tensiones verticales. A bajas e intermedias presiones, los valores de k_0 se incrementan al disminuir la densidad relativa inicial. Debido a que el ángulo de fricción interna disminuye con el incremento de la presión de confinamiento en muchos tipos de suelos, Hendron estimó inicialmente que los valores de k_0 deberían aumentar con la presión. Sin embargo, los ensayos que efectuó demostraron claramente que k_0 tenía una relación inversamente con el ángulo de fricción interna.

Hendron también indicó que para cierto nivel de tensión "todas las propiedades físicas medibles son iguales e independientes del índice de vacíos inicial antes de ser cargadas." Por ejemplo, cuando los valores tensión-deformación de la arena de Pennsylvania fueron graficados como índice de vacíos versus el esfuerzo vertical, se observó que los datos de los ensayos para diversas densidades relativas iniciales tendieron a juntarse en una curva única, tal como se observa en la Figura 32.

Figura 32. Variación del Índice de Vacíos con la Presión Vertical en ensayos uniaxiales. Arena de Pennsylvania (Hendron, 1963).



Clough (1964) extendió el trabajo de investigación de Vesic y Barksdale (1963) efectuando ensayos triaxiales drenados adicionales y de esfuerzos normal constante, en muestras de arenas del río Chattahoochee saturadas y secas. De la misma forma que en los ensayos de Vesic y Barksdale, la tensión de confinamiento máxima aplicada fue de $\sigma'_3 = 69$ MPa. El objetivo del estudio de Clough era investigar (1) la forma de la superficie de la falla, (2) el efecto de la densidad inicial en la compresibilidad y esfuerzo de corte, (3) rotura de partículas durante el esfuerzo de corte y de compresión isotrópica y (4) el cambio de volumen durante la compresión isotrópica, compresión triaxial y ensayos de tensión normal constante. Las propiedades de la arena ensayada fueron: $e_{\max} = 1.09$, $e_{\min} = 0.593$, $G_s = 2.67$ y clasifica como una arena de cuarzo, levemente micácea, uniforme y de grano medio. Los ensayos de corte se efectuaron con densidades relativas de $DR = 18.1$ y 78.5% .

Del análisis de los ensayos Clough concluyó: (1) las muestras de baja densidad quedan bien representadas por una envolvente de falla lineal para todo el rango de presiones de confinamiento aplicadas (hasta 69 MPa), (2) en el caso de las muestras densas, la envolvente de resistencia presenta una significativa curvatura aún para bajos niveles de presión de confinamiento (< 3 MPa), tal como se observa en la Tabla 3, donde se presentan los valores del ángulo de fricción interna secante para cuatro rangos de presión y (3) para ambos estados de densificación, la envolvente de resistencia era lineal para presiones de confinamiento mayores a 4.9 MPa y quedaba caracterizada por un ángulo de fricción interna de 32.4° .

Tabla 3. Variación del ángulo de fricción interna con la presión de confinamiento. Arena del río Chattahoochee (Clough 1964)

Presión de confinamiento (MPa)	Angulo Fricción Interna, ϕ ($^\circ$)
0 – 0.07	44
0.07 – 1.20	39.1
1.20 – 2.94	27.9
2.94 – 62.1	32.4

Durante la etapa de compresión isotrópica, el cambio de volumen fue similar tanto para las muestras saturadas como secas. También se observó que para este tipo de carga, el cambio volumétrico era dependiente del tiempo para presiones mayores a 2.1 MPa. Este comportamiento se atribuyó a la rotura de partículas y al reacomodo de la estructura granular.

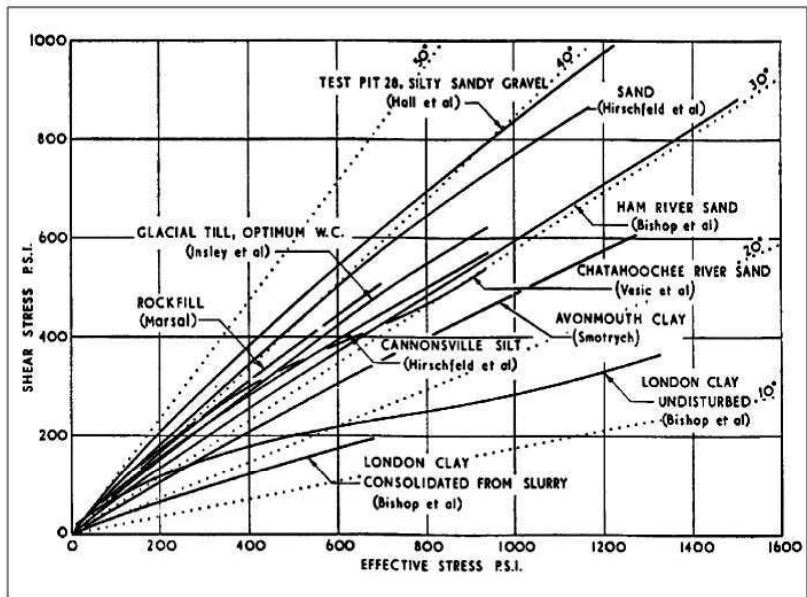
Clough comparó las granulometrías postensayos para evaluar la magnitud de la rotura de partículas (Figura 25), concluyendo que la densidad inicial y el contenido de humedad no influenciaban la rotura de partículas. Tal como concluyeron previamente otros investigadores, la magnitud de la rotura de partículas es mayor durante la etapa de corte que durante la etapa de compresión isotrópica.

En 1965, los investigadores Bishop, Webb, y Skinner presentaron los resultados de ocho ensayos (3 CID, 3 CIU y 2 ensayos especiales) efectuados en muestras de arena del río Ham, en estado suelto y saturado. Los índices de vacíos máximos y mínimos eran 0.923 y 0.613, respectivamente. La presión de confinamiento máxima aplicada fue de 6.9 MPa. Los tres ensayos drenados presentaron un leve cambio en el ángulo de fricción interna desde $\phi=33.5$ a $\phi=30.2$, con el incremento de la presión de confinamiento. Se necesitaron deformaciones axiales entre 25% y 30% para alcanzar la falla en las muestras. En todos los ensayos CIU se generaron presiones positivas de poro durante la aplicación del esfuerzo desviador. Un ensayo no-drenado, con una presión de confinamiento efectiva de 6.83 MPa, presentó un ángulo de fricción interna de sólo 21.3° en el peak del esfuerzo desviador y un ángulo de fricción interna de 34.2° en la falla. Los autores notaron que este comportamiento entraba en conflicto con la teoría del estado crítico, atribuyendo las diferencias a la rotura de partículas o "rotura estructural".

En la Rankine Lecture de 1965, Bishop (1965) proporcionó un resumen del comportamiento de suelos bajo altos niveles de tensión. La mayoría de los resultados presentados eran de ensayos triaxiales CIU y CID efectuadas en Imperial College sobre muestras de arena saturadas del río Ham, con presiones de confinamiento máxima de 27 MPa. Bishop presentó la Figura 33, en la cual se graficaron envolventes de resistencia drenadas reportadas en la literatura técnica a la fecha, indicando que para los materiales granulares (arenas, gravas y enrocados) la curvatura de la envolvente de resistencia estaba asociada a la rotura de partículas y esta variaba para materiales

que (a) "están en un estado denso inicial" y (b) "con un tamaño de grano relativamente uniforme." La rotura de partículas disminuye la dilatancia y por ende se verifica un ángulo de fricción interna reducido en la falla.

Figura 33. Envolvente de resistencia para varios tipos de suelos (Bishop, 1965).



Al comparar los ángulos de fricción interna en ensayos drenados en muestras de arena del río Ham sueltas y densas, Bishop encontró una diferencia de 5° para $\sigma_3=0.7$ MPa, pero una diferencia de sólo 0.2° a $\sigma_3=6.9$ MPa, es decir, el ángulo de fricción interna tiende a converger hacia un valor único con la presión de confinamiento. Las muestras densas, que presentaron dilatancia para $\sigma_3 < 3.4$ MPa, mostraron densificación para tensiones mayores. Bishop encontró una fuerte correlación entre el ángulo de fricción interna y la razón de dilatancia ($d\varepsilon_v/d\varepsilon_a$), concluyendo que "la curvatura de la envolvente de resistencia se debe en gran parte a la disminución de la razón de dilatancia con el incremento de las presiones de confinamiento".

Bishop también indicó que la rotura de partículas ocurrió a altos niveles de presiones y esta fue más severa durante la aplicación del esfuerzo de corte que durante la compresión isotrópica. Bishop comentó que las granulometrías postensayos se acercaban a una morrena glacial, la cual presenta un ángulo de fricción interna constante sobre una amplia gama de presiones (Insley e

Hillis 1965). Bishop también comentó que en los ensayos de compresión triaxial no-drenados, sobre muestras de arena suelta del río Ham, presentaban un comportamiento inestable similar a las "quick clay". Para una muestra con $\sigma_3' = 6.2$ MPa, el ángulo de fricción interna durante el esfuerzo máximo movilizado fue un 62% de la resistencia última.

En 1965, Bishop, ahora como panelista de la Sexta Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos, trató otra vez aspectos del comportamiento del suelo bajo altas presiones de confinamiento, definiendo a estos como tal para niveles entre 7 y 70 MPa.

Insley e Hillis (1965) efectuaron ensayos triaxiales CID y CIU, en probetas de diámetro 152 mm, utilizando una morrena glacial bien graduada, con plasticidad leve y con tres contenidos de humedad de compactación. Las presiones de confinamiento efectivas fueron desde 0.35 a 3.10 MPa. Los autores encontraron poca variación en el ángulo de fricción interna, sobre el rango de presiones aplicado, para los tres contenidos de humedad de compactación. Este comportamiento fue atribuido a la presencia de finos, la granulometría del material y el similar comportamiento del cambio de volumen durante la aplicación del esfuerzo de corte. Los finos habrían inhibido las fluctuaciones en la respuesta volumétrica del material durante la aplicación del corte.

Lee y Seed (1966, 1967) documentaron una serie de pruebas de compresión triaxial efectuadas con el propósito de investigar "la relación entre esfuerzo y cambio de volumen, en ensayos drenados a altas presiones de confinamiento." Los ensayos se efectuaron en dos tipos de suelos: arena del río Sacramento y arena de Ottawa. La mayor serie de ensayos se efectuó sobre la arena del río Sacramento, la cual corresponde a una arena uniforme fina, de granos subangulares a subredondeados, compuesta principalmente de granos de feldespatos y cuarzo, con $e_{\max} = 1.03$ y $e_{\min} = 0.61$. La arena de Ottawa corresponde a granos redondeados, los cuales exhiben una alta resistencia a la rotura de partículas. Las muestras fueron ensayadas en estado saturado, en probetas de diámetro 35.6 mm y 86.4 mm de altura, con presiones máximas de confinamiento de hasta 13.73 MPa. Los autores observaron que la granulometría de las arenas hizo innecesaria la corrección por la penetración de membrana.

Las probetas a ser ensayadas fueron compactadas a una densidad relativa de 100% y ensayadas con presiones de confinamiento de 0.098 a 11.77 MPa. Lee & Seed presentaron las siguientes conclusiones, asociadas al incremento de la presión de confinamiento: (1) las curvas tensión-deformación pasan desde un comportamiento frágil a dúctil, (2) la tensión axial se incrementa hasta la falla y (3) la arena exhibió menos dilatación. Todos los ensayos drenados con presiones de confinamiento sobre 2.9 MPa presentaron un comportamiento contractivo durante el corte. En relación al comportamiento tensión-deformación indicaron: (1) "las características del cambio de volumen de una arena densa a altas presiones, no es muy distinto al de una arena suelta a bajas presiones" y (2) "para cada presión de confinamiento, el cambio de volumen que se produce por las deformaciones por corte, tienden a un mismo índice de vacíos en la falla, aun cuando los índices de vacíos iniciales fueran muy diferente."

Lee & Seed indicaron que el ángulo de fricción interna decrece con el aumento de la presión de confinamiento hasta $\sigma_3=3.92$ MPa. En el caso de la arena densa, disminuyó desde $\phi=41$ a 24° y en la arena suelta decreció desde 34 a 24° (ver Figura 34 y Figura 35). Para presiones de confinamiento mayores que 3.92 MPa, la envolvente de resistencia presentó un leve aumento en la pendiente y para las presiones de confinamiento más altas, la envolvente era aproximadamente lineal (Figura 35). Para las presiones de confinamiento más altas, las muestras sueltas y densas tenían fuerzas resistentes equivalentes, es decir, los esfuerzos alcanzados eran independientes de la densidad inicial de la probeta ensayada. En contraste con la arena del río de Sacramento, los resultados de los ensayos en la arena densa de Ottawa, mostraron que la pendiente de la envolvente de resistencia tiende a disminuir gradualmente en todo el rango de presiones de confinamiento ($\sigma_3=0.10$ a 13.73 MPa). Lee & Seed atribuyeron estas diferencias a la alta resistencia a la rotura de partículas de la arena de Ottawa (ver Figura 36).

Figura 34. Envolvente de resistencia para presiones de confinamiento de hasta 3.92 MPa, en arenas densas y sueltas (Lee & Seed, 1967).

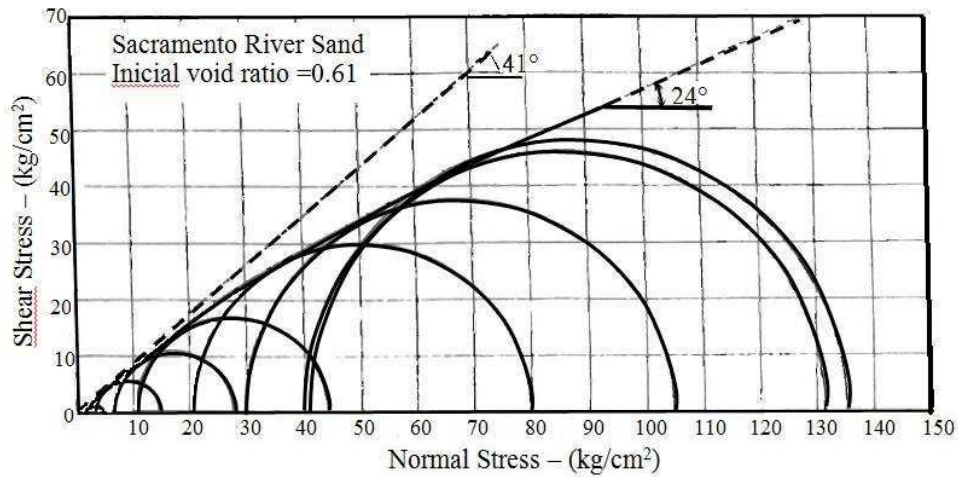
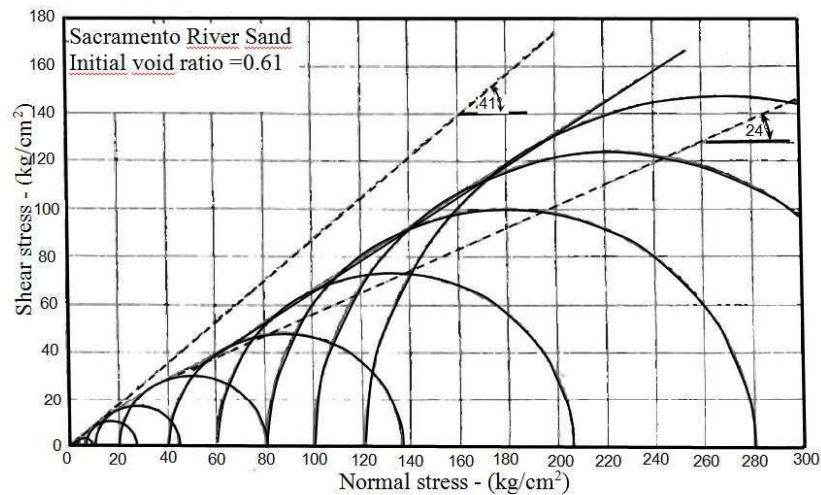


Figura 35. Envolvente de resistencia para presiones de confinamiento de hasta 13.72 MPa, en arenas densas y sueltas (Lee & Seed, 1967).



Para la arena del río Sacramento, Lee & Seed determinaron el índice de vacíos crítico, la presión de confinamiento crítica y la envolvente de resistencia a volumen constante (ver Figura 37). Para presiones de confinamiento bajo 3.92 MPa, los autores encontraron que el índice de vacíos crítico y la presión de confinamiento crítica estaban relacionadas y eran "totalmente independientes del índice de vacío inicial de la muestra ensayada."

Figura 36. Envolvente de resistencia para presiones de confinamiento de hasta 13.72 MPa, en arenas de Ottawa densa (Lee & Seed, 1967).

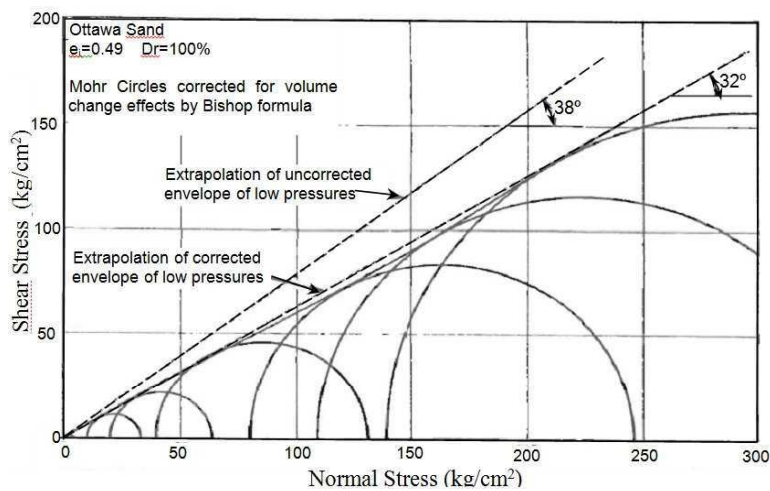
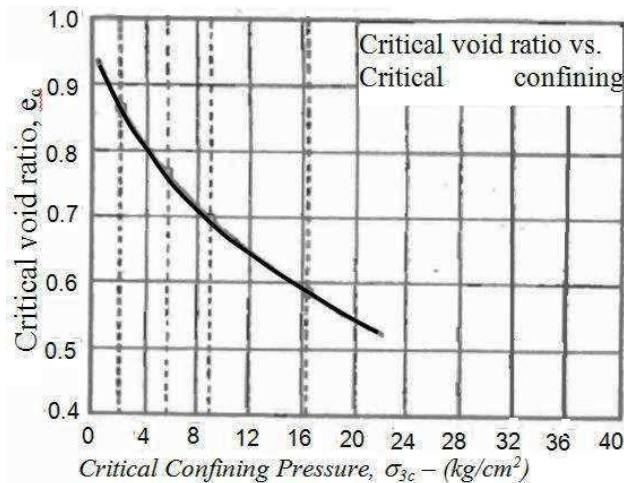


Figura 37. Presión de confinamiento crítica para diferentes índices de vacíos críticos (Lee & Seed, 1967).



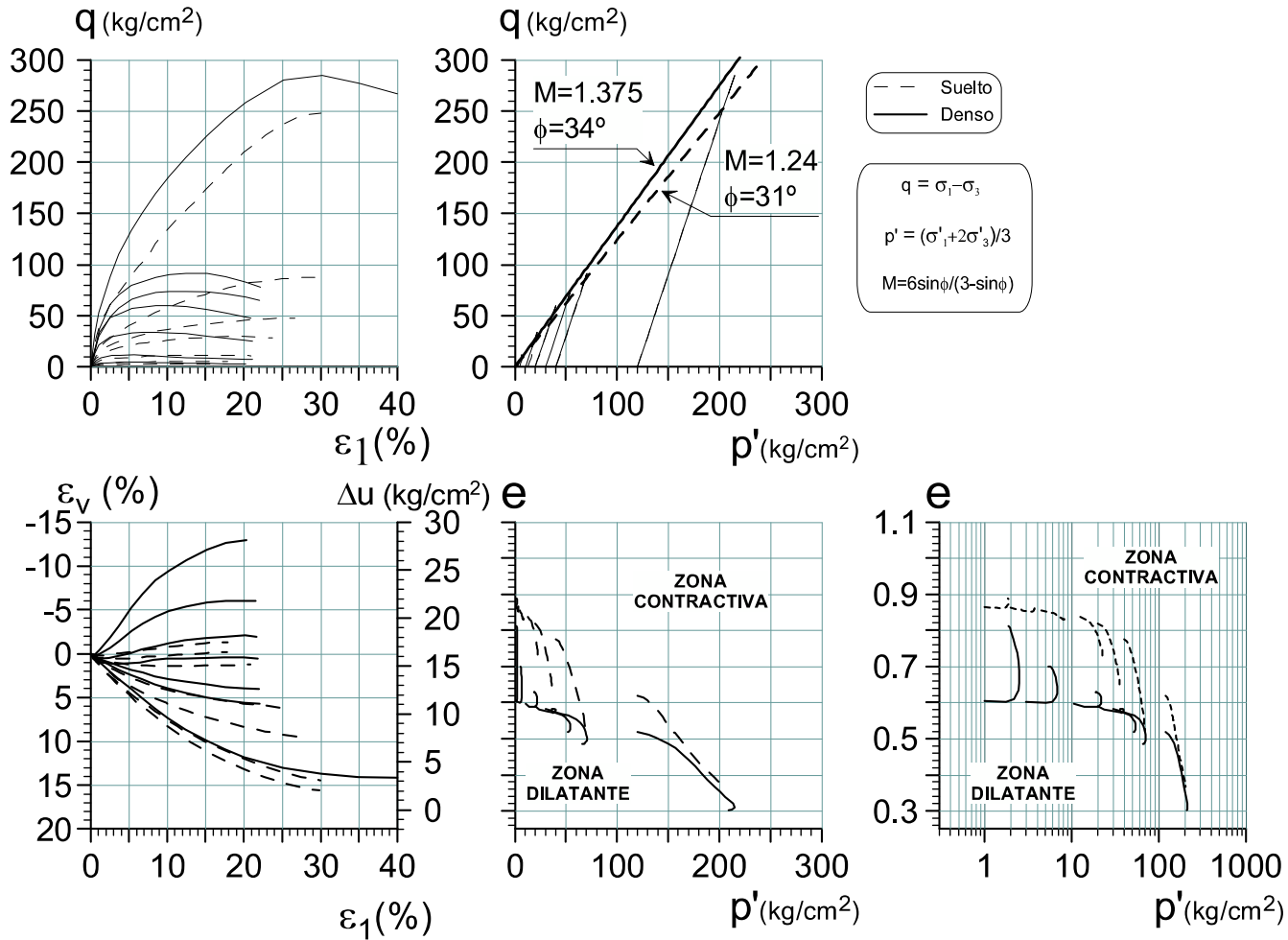
A contar de los datos reportados por Lee & Seed, de ensayos de compresión triaxial tipo CID sobre muestras inicialmente densas y sueltas, se dedujeron las trayectorias de tensiones en el plano $q-p'$, así como la evolución del cambio volumétrico en el plano $e-p'$, $e-\log(p')$, los cuales se muestran en la Figura 38. Se observa que aun cuando claramente no se alcanzaron las resistencias últimas o estado crítico en gran parte de los ensayos, en el plano $e-\log(p')$ se observa

que existe una frontera que limita las combinaciones de densidad y presión de confinamiento media, para el cual el material presentará un comportamiento contractivo o dilatante. Además, es necesario destacar que para presiones de confinamiento sobre 20 kg/cm^2 , aun para una densidad inicial de 100% de la densidad relativa, el comportamiento del suelo es de tipo contractivo.

Kenneth Lee and Iraj Farhoomand, en 1967 efectuaron una serie de ensayos de confinamiento isotrópico y anisotrópicos tendientes a determinar el efecto del tamaño y forma del grano, la granulometría y los niveles de tensión, sobre la compresibilidad y rotura de partículas de muestras saturadas de una grava granítica chancada. El tamaño máximo de las muestras de suelo era de 19 mm ($3/4''$), reconstituidas a un 100% de la densidad relativa; se aplicaron tensiones de confinamiento máximas de $\sigma'_3=13.73 \text{ MPa}$ y tres estados de confinamiento: $K_c=1.0, 0.5$ y 0.35 ($K_c=\sigma_3/\sigma_1$).

Para los tres estados tensionales ensayados y los ocho tipos de materiales ensayados, Lee & Farhoomand concluyeron: (1) para un estado tensional los suelos granulares son completamente compresibles, (2) la compresibilidad es usualmente acompañada por rotura de partículas y ambos fenómenos están relacionados, (3) los granulares gruesos presentan mayor compresibilidad y rotura de partículas que los suelos finos, (4) los suelos con partículas angulares presentan mayor rotura de partículas que los suelos con granos redondeados, (5) los suelos uniformes presentan una mayor compresibilidad que los suelos graduados, con el mismo tamaño máximo de partículas, (6) Bajo una carga particular, la compresibilidad y rotura de partículas continua aumentando a una razón decreciente, para un periodo de tiempo indefinido, (7) para los suelos ensayados, aparentemente existe una única relación entre cambio de volumen y la tensión principal mayor (σ_1), independiente de K_c . Esta relación no fue observada con respecto a la rotura de partículas. Sin embargo, se observó que para altos valores de K_c , se incrementaba la rotura de partículas.

Figura 38. Ensayos CID en arena de Sacramento con DR=38% ($e=0.87$) y DR=100% ($e=0.61$). Interpretación del autor, en base a datos reportados por Lee & Seed (1967).



Lee, Seed y Dunlop (1967) dieron a conocer un trabajo de investigación respecto al efecto del contenido de humedad en resistencia de arenas limpias. Efectuaron ensayos de compresión triaxial en muestras de la arena de Antioch, secadas en horno, secados al aire y saturados. Las presiones de confinamiento fueron desde 0.1 a 13.73 MPa y con un grado de densidad equivalente al 100% de la densidad relativa. La arena de Antioch se caracteriza por estar compuesta de arenas de cuarzo (50%) y con $e_{\max}=1.14$ y $e_{\min}=0.75$. Para todos los niveles de confinamiento ensayados, los autores determinaron que las muestras secadas en horno presentaron las mayores resistencias y dilatancia, por el contrario, las muestras saturadas son las que presentaron menores valores. Las muestras saturadas fueron las que presentaron un mayor grado de rotura de partículas y los menores lo presentaron en las muestras secadas en horno. Ensayos similares efectuados en muestras de arena de Monterrey y Ottawa no mostraron el mismo comportamiento, lo cual se atribuyó por los autores a que en la arena de Antioch, del orden de un 20% (en volumen) de los granos se presentaban meteorizados y con fracturas.

De las investigaciones presentadas, cabe destacar las siguientes conclusiones principales:

- Se observó disminución del ángulo de fricción interna con el incremento de las presiones de confinamiento,
- Los materiales arcillosos y limosos no presentaron reducción en el ángulo de fricción interna,
- La magnitud de la rotura de partículas es dependiente de la granulometría inicial,
- Para altos niveles de presión de confinamiento, los materiales granulares presentan comportamiento contractivo,
- La mayor rotura de partículas se presenta durante la etapa de aplicación del esfuerzo de corte y no durante la consolidación isotrópica,
- La rotura de partículas disminuye la dilatancia,

4.4 Investigaciones relevantes en épocas recientes

En 1975 Norihiko Miura y Toyotoshi Yamanouchi, publicaron un trabajo que evaluaba el efecto del contenido de humedad en el comportamiento de una arena cuarzosa (arena Toyoura) bajo altas presiones de confinamiento. Se reporta la ejecución de ensayos drenados, efectuados con muestras secas y saturadas, a las cuales se aplicaron presiones de confinamiento de hasta 500 kg/cm². Las principales conclusiones de estos trabajos son:

- Bajo carga isotrópica, la deformación volumétrica se ve incrementada en un importante porcentaje por efecto del agua,
- Para deformaciones volumétricas superiores a 5%, se observó una relación aproximadamente lineal entre el grado de rotura de partículas y la deformación volumétrica, independiente de la presencia de agua,
- El agua reduce la resistencia al corte y rigidez, disminuye el efecto de la dilatancia, bajo altas presiones de confinamiento,

En la Figura 39 se presenta los resultados de los ensayos drenados tipo CID con muestras preparadas en estado suelto y en la Figura 40 los resultados de los ensayos preparados con muestras densas. En ambos casos, las trayectorias de tensiones en los planos $q-p'$, $e-p'$ y $e-\log p'$, son una interpretación del autor en base a los datos reportados por Miura & Yamanouchi (1975).

Es interesante notar que aun cuando el ángulo de fricción interna no experimente cambios significativos por efecto de las altas presiones, es posible observar que aun cuando no se haya alcanzado el estado crítico (según la definición indicada en el ítem 3.3.4), la frontera entre las combinaciones de $e-\sigma'_3$ para el cual es suelo de comporta como dilatante o contrativo, es muy similar al indicado en la Figura 27, donde se representa la variación de la línea de estado crítico por efecto de la rotura de partículas.

Figura 39. Ensayos CID en arena Toyoura con DR=24% ($e=0.83$). Interpretación del autor, en base a datos reportados por Mioura & Yamanouchi (1975).

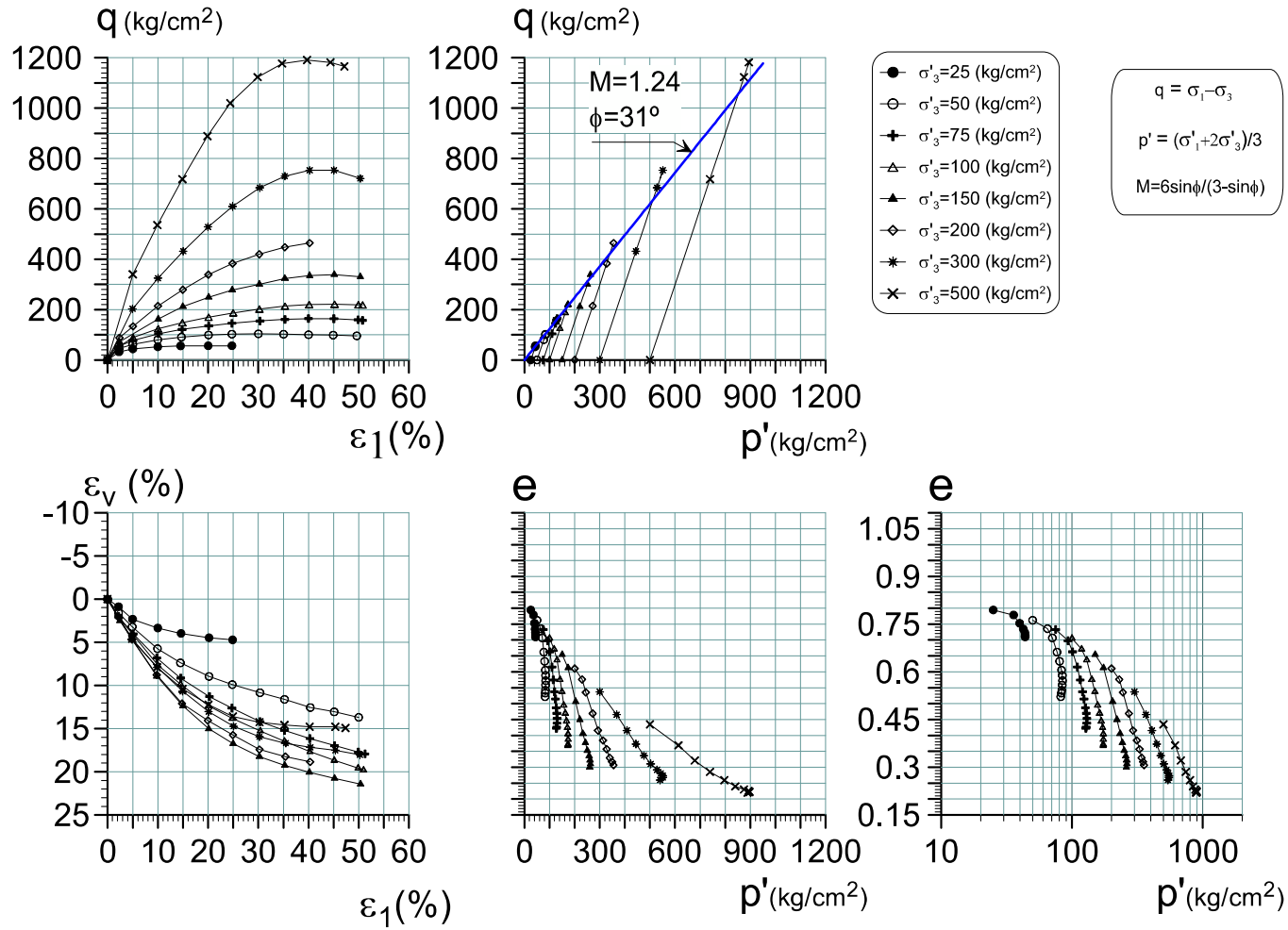
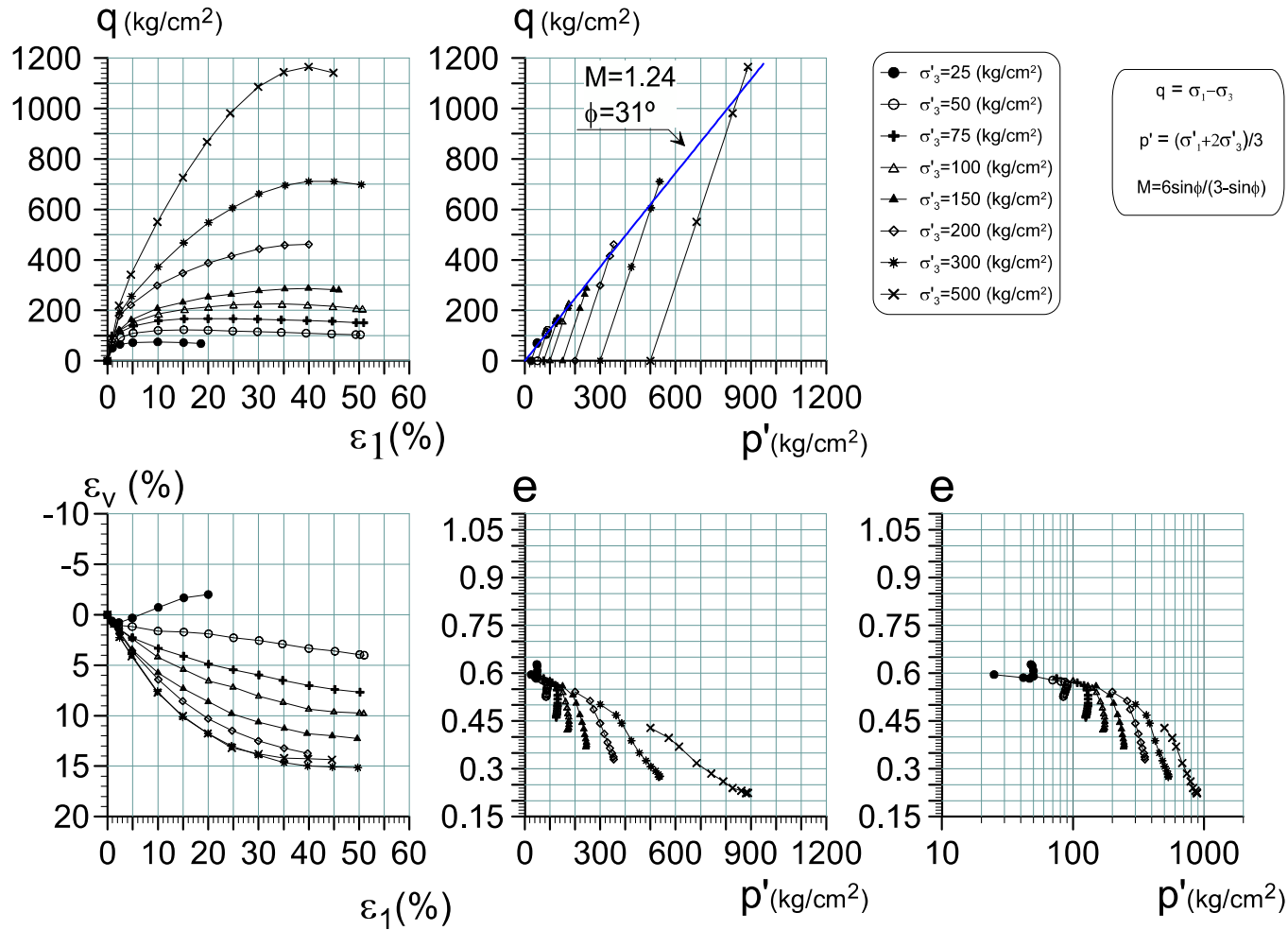


Figura 40. Ensayos CID en arena Toyoura con DR=91% ($e=0.61$). Interpretación del autor, en base a datos reportados por Mioura & Yamanouchi (1975).

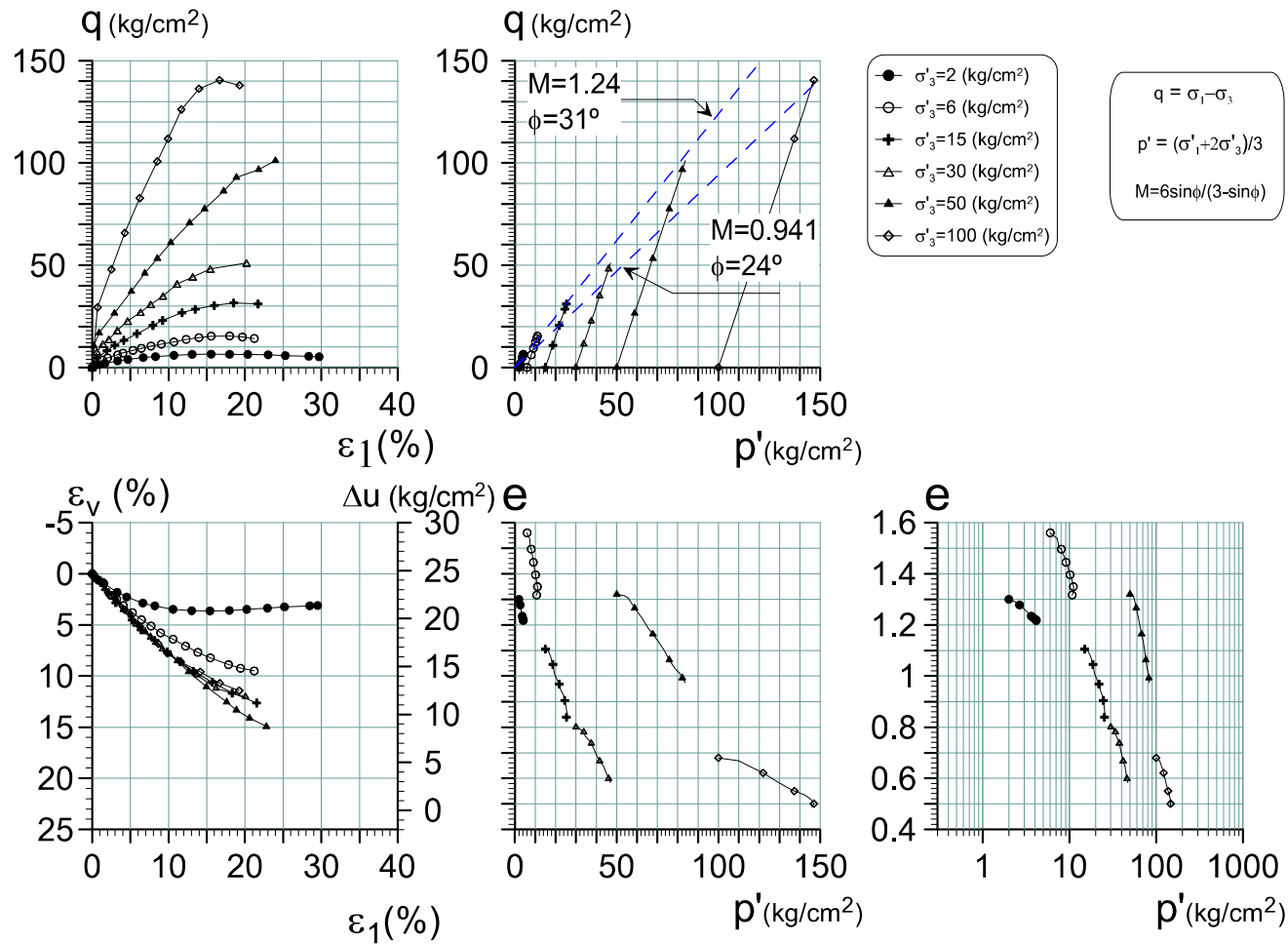


En 1988 Ryosuke Kitamura y Motohisa Haruyama, publicaron los resultados de una serie de ensayos triaxiales efectuados sobre una muestra de ceniza volcánica llamada Shirasu. Se reporta la ejecución de ensayos tipo CID, a las cuales se aplicaron presiones de confinamiento de hasta 100 kg/cm^2 .

En la Figura 41 se presenta los resultados de los ensayos donde las trayectorias de tensiones en los planos $q-p'$, $e-p'$ y $e-\log p'$, son una interpretación del autor en base a los datos reportados por Kitamura & Motohisa (1988).

Se observa un significativo cambio en el ángulo de fricción interna, desde $\phi=31^\circ$ a bajas presiones hasta menos de $\phi=24^\circ$ para las presiones más altas. También es interesante hacer presente el significativo cambio volumétrico que experimentaron las muestras, el cual no se desarrolló completamente. En efecto, las curvas de comportamiento en los planos $\varepsilon_v-\varepsilon_1$ y $e-p'$, indican que se está lejos de alcanzar el estado crítico.

Figura 41. Ensayos CID en arena Shirasu (Ceniza) con DR=variable. Interpretación del autor, en base a datos reportados por Kitamura & Haruyama (1988).



En 1996, Yamamuro & Lade presentaron los resultados de ensayos triaxiales drenados efectuados a altas presiones en muestras de la arena de Cambria. Los ensayos se efectuaron en condiciones drenadas y no drenadas, en compresión y extensión, con presiones de confinamiento de hasta 68.9 MPa. Las principales conclusiones de estos trabajos son:

– En condiciones drenadas:

La rotura de partículas es el factor más importante que afecta el comportamiento de los suelos a altas presiones de confinamiento. A altas tensiones la contracción volumétrica y el esfuerzo principal mayor comienza a decrecer en los triaxiales en compresión y llega a ser relativamente constante en los triaxiales en extensión,

El ángulo de fricción interna en compresión decrece a un valor mínimo y luego se incrementa hasta un valor constante a altas presiones. Extensión decrece a un valor mínimo y tiende a un valor constante al incrementar las presiones,

– En condiciones no-drenadas:

El máximo esfuerzo desviador ocurre a muy bajas deformaciones ($\epsilon_1 < 2\%$),

El estado crítico es difícil de alcanzar para altas presiones de confinamiento, debido a la rotura de partículas. La determinación de la línea de estado crítico según la metodología de Seed & Lee, sería sólo aplicable a bajas presiones,

En la Figura 42 se presenta los resultados de los ensayos drenados tipo CID y en la Figura 43 los resultados de los ensayos no-drenados. En ambos casos, las trayectorias de tensiones en los planos $q-p'$, $e-p'$ y $e-\log(p')$, son una interpretación del autor en base a los datos reportados por Yamamuro & Lade (1996).

De estos gráficos se deduce que la variación del ángulo de fricción interna para altas presiones de confinamiento, sería de 4° en condiciones drenadas y nulo en no drenado. Cabe señalar que por efecto de las presiones de poro, las presiones de confinamiento media de los ensayos CIU son menores que los alcanzados en los ensayos CID, lo cual implica que en los ensayos CIU la rotura de partículas sería de menor magnitud.

Figura 42. Ensayos CID en arena de Cambria con DR=89.5% (e=0.533). Interpretación del autor, en base a datos reportados por Yamamuro & Lade (1996).

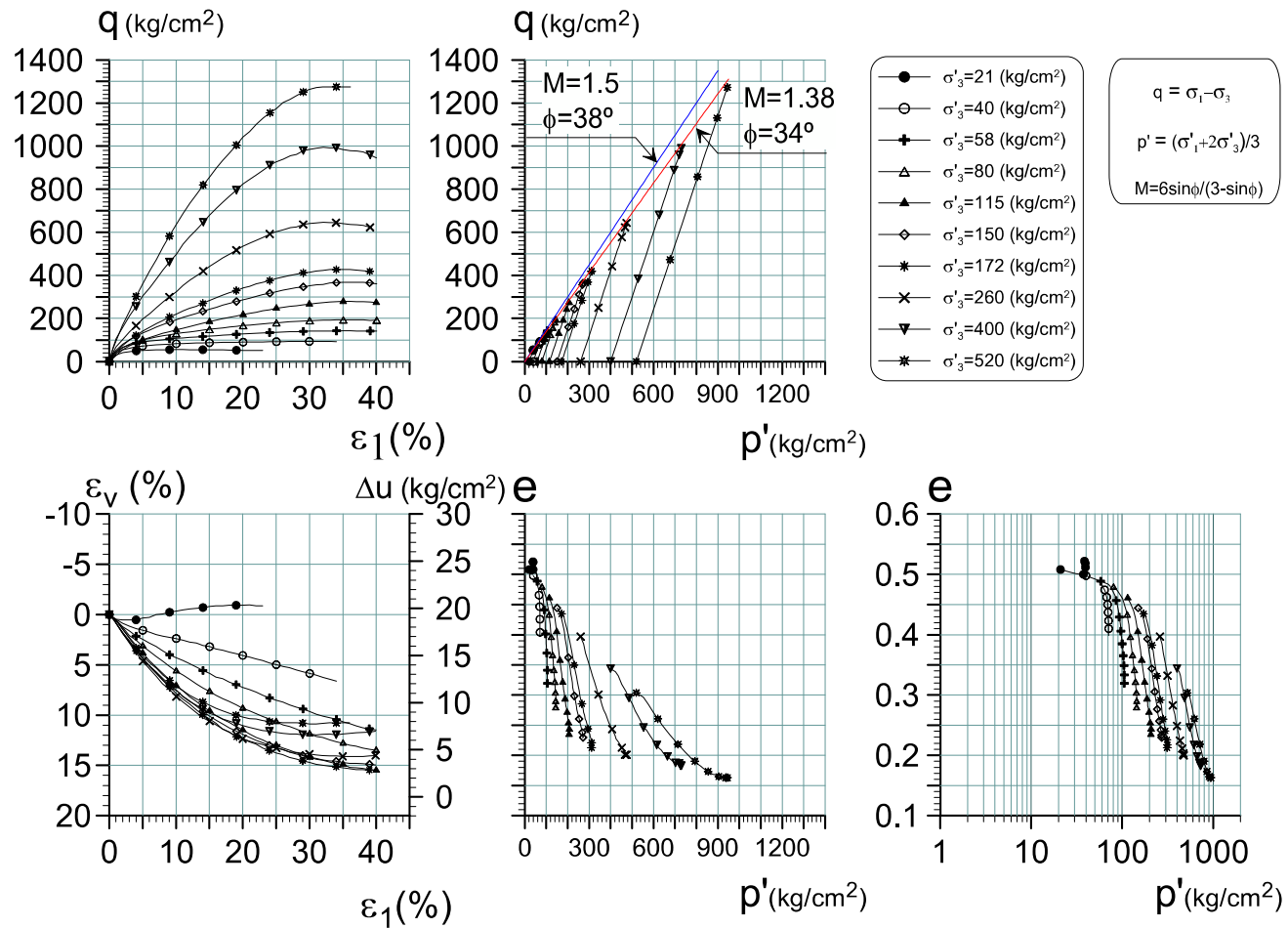
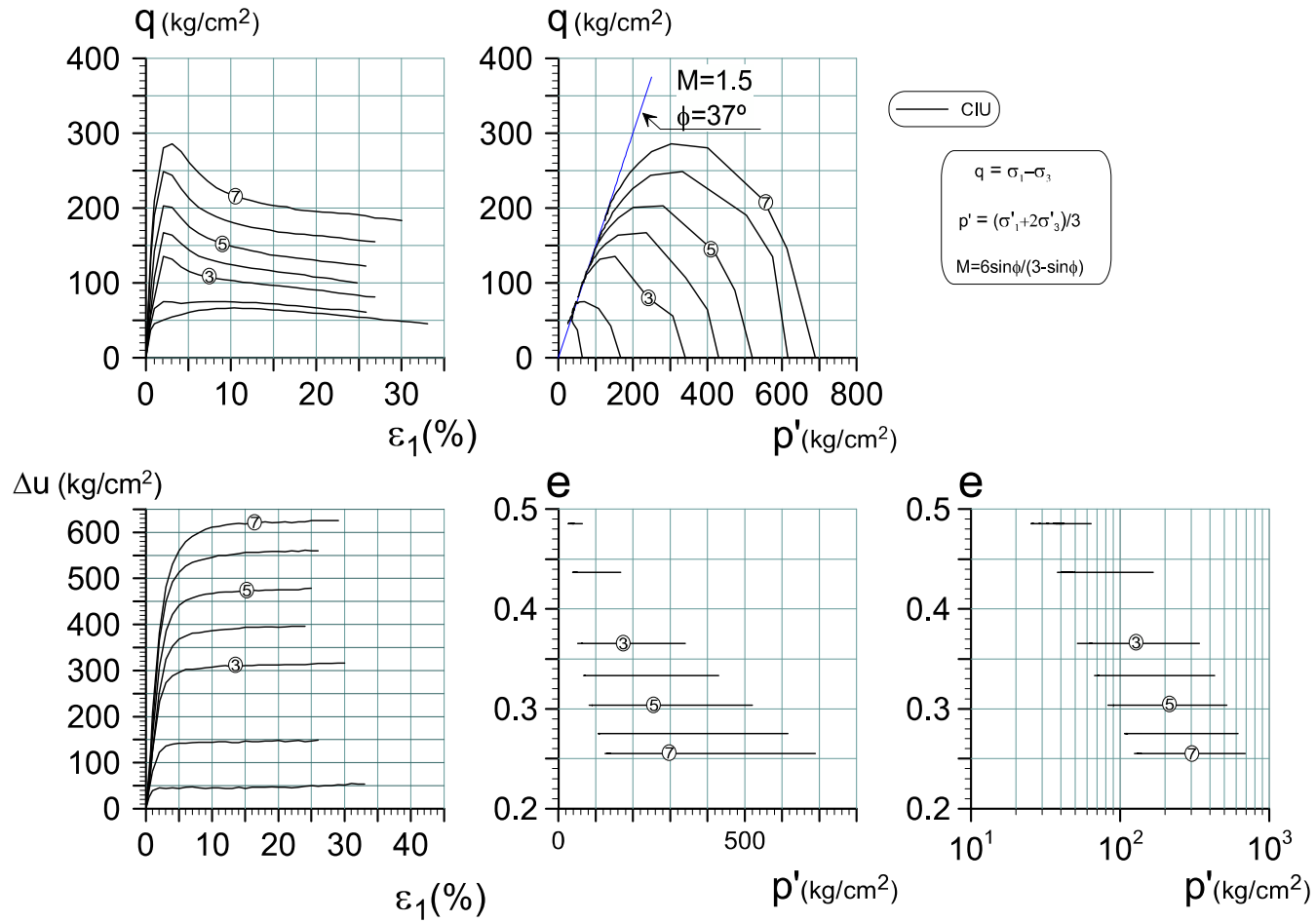


Figura 43. Ensayos CIU en arena de Cambria con DR=89.5% ($e=0.533$). Interpretación del autor, en base a datos reportados por Yamamuro & Lade (1996).



CAPITULO 5

5 PROPIEDADES TÍPICAS DE ARENAS DE RELAVES

5.1 Generalidades

En este capítulo se entrega un resumen de las propiedades geotécnicas típicas de las arenas de relaves, en cuanto a la resistencia drenada, resistencia no-drenada y resistencia cíclica que han sido reportadas por distintos autores. Cabe señalar que esta recopilación no es rigurosa, ya que el objetivo de este capítulo es entregar un marco referencial del comportamiento de las arenas de relaves.

Para efectos de este estudio, se define:

- Relave Integral: producto de descarte, resultante del proceso de flotación de minerales y que corresponde principalmente a una mezcla de arena, limo y/o arcilla,
- Arena de Relaves: arena con un contenido de finos acotado, que se obtiene como producto del cicloneado de una muestra de relave integral,
- Lamas: mezcla de limo y/o arcilla con una fracción de arena, que corresponde al residuo del proceso de cicloneado de una muestra de relave integral,

En la literatura técnica, es posible encontrar información del comportamiento de arenas de relaves, pero en general a bajas presiones de confinamiento y gran parte de la información disponible se orienta a determinar la resistencia cíclica.

En el último año, se han publicado interesantes datos de ensayos de arenas de relaves sometidas a altas presiones de confinamiento, los cuales han entregado un primer acercamiento para resolver

las incógnitas o verificar los supuestos que se deben adoptar en los diseños de depósitos de relave de gran altura ante la limitada información disponible.

5.2 Resistencia drenada

Lara & Barrera (1999), reportan los resultados de los parámetros de resistencia al corte de las arenas de relaves de los depósitos de La Candelaria (relave integral), El Chinche (arenas cicloneadas) y Las Tórtolas (arenas cicloneadas), los cuales fueron obtenidos de ensayos de compresión triaxial CIU. Los resultados se resumen en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

Tabla 4. Parámetros de resistencia al corte en arenas de relaves de cobre (Lara et al, 1999)

Depósito	Ensayo	Cohesión c (kg/cm ²)	Angulo de fricción interna, ϕ (°)	DR (%)
Candelaria	CIU	0	34-35	-
El Chinche	CIU	0	34-36	60%
Las Tórtolas	CIU	0	34-37	55%

Por otra parte, Peters (2004) en el V Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica, presentó una recopilación de datos experimentales, tanto de las etapas de diseño y de control de crecimiento de 32 depósitos ubicados a lo largo de Chile. Los datos fueron obtenidos desde el archivo técnico del Servicio Nacional de Geología y Minería. En base a esta base de datos, Peters determinó que los relaves presentan un ángulo de fricción interna variable entre $\phi=34^\circ$ y $\phi=38^\circ$ y que la cohesión de la envolvente de resistencia es prácticamente nula. En la Figura 43, se presentan los histogramas de distribución del ángulo de fricción interna y de la cohesión de los 32 relaves analizados. El mismo autor, reporta también la variación del ángulo de fricción interna con el contenido de finos, observando una disminución de la trabazón mecánica al aumentar el contenido de finos y con ello la dilatancia. Similar comportamiento se obtiene con datos reportados por Verdugo (1983), de acuerdo a lo ilustrado en la Figura 44.

Figura 44. Distribución del ángulo de fricción interna y cohesión de 32 depósitos de relave en Chile (Peters, 2004). Condiciones drenadas.

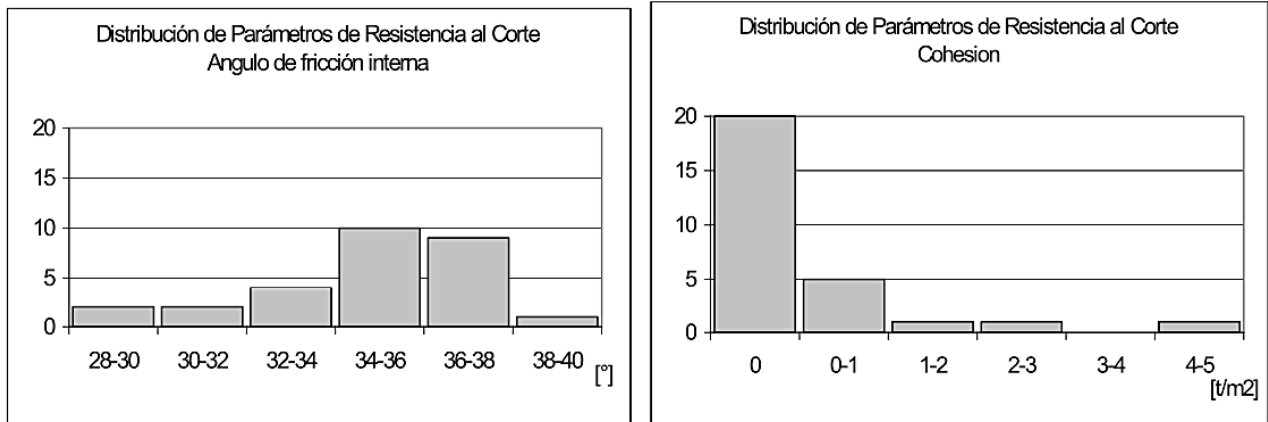
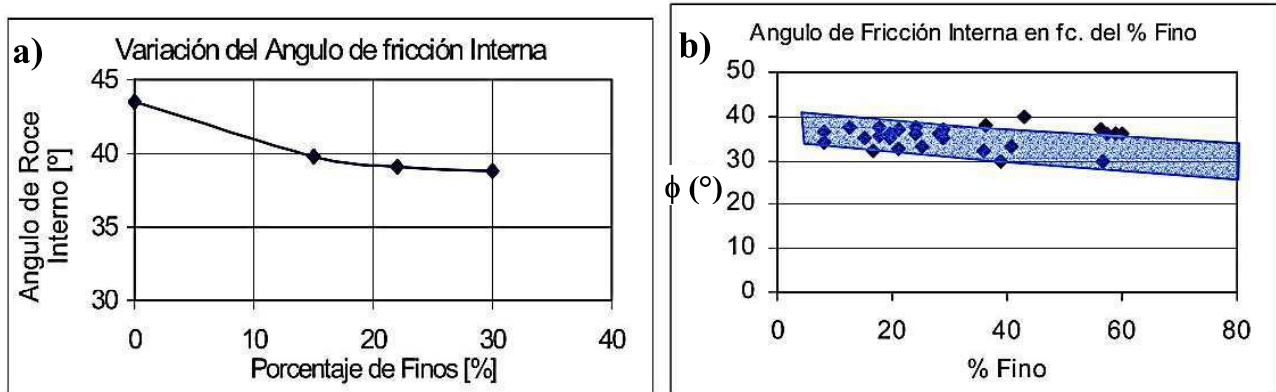


Figura 45. Variación del ángulo de fricción interna con el contenido de finos. a) Verdugo (1983), b) datos de 32 depósitos de relave en Chile. Peters (2004)



Nicol (2009) reporta datos de resistencia al corte drenada de varios relaves de oro, los cuales se reproducen en la Tabla 5. Estos valores son similares a los reportados para relaves de cobre.

Tabla 5. Parámetros de resistencia al corte en relaves de oro (Nicol, 2009).

Estado material	Test	Cohesión c (kg/cm ²)	Angulo de fricción interna, ϕ (°)	Referencia
Seca al aire - denso		0.81	38	
Seca al aire - suelto	Corte	0	39	Hamel and Gunderson (1973)
Húmeda - suelta	Directo	1.02	28	
Saturada - densa		0.11	24	
Húmeda - suelta	Corte Directo	0	34	
Lamas	-	0	28-41	Blight & Steffen (1979)
Integral	-	0	35	Blight (1981)
Integral	-	-	30-37	Vick (1983)
Promedio	Corte Directo	0.05	33	Sully (1985)
Arena/lamas	-	0	35	Van Zyl (1993)
Arena/lamas	Triaxial / Corte Directo	0	29-35	Blight (1997)
Promedio	Triaxial	0	34	Vermeulen (2001)

Las arenas de relave integral reportadas por Osorio (2009) presentan una envolvente de resistencia caracterizada por un ángulo de fricción interna de 33° y una cohesión prácticamente nula ($c < 0.15 \text{ t/m}^2$).

5.3 Resistencia no drenada

La resistencia no-drenada de las arenas de relaves, generalmente se determina para la fracción más fina del mismo (lamas) o relave integral, dado que conocer este parámetro es relevante en el diseño de los depósitos por el método de línea central o de aguas arriba.

En el caso de Chile, la gran mayoría de las presas son diseñadas y construidas por el método de aguas abajo, o con materiales de empréstitos. Solo recientemente se están proyectando depósitos por línea central. Por lo anterior, este parámetro no siempre es determinado en el diseño de las presas o si se hace, la información no es divulgada.

Castro (2003) publicó una importante recopilación de valores de resistencia no drenada para distintos tipos de relaves, con mediciones in situ y en laboratorio. En la Figura 46, se presentan los resultados de la resistencia peak no drenada (S_{up}), en función del índice de plasticidad, deduciéndose que los valores de S_u obtenidos en las arenas de relaves son mayores que en arenas naturales.

Adicionalmente, en la Tabla 6 se presentan los datos incluidos en la Figura 46 y además se incluye la resistencia no drenada normalizada a grandes deformaciones, que corresponde a la condición de estado crítico (S_{us}).

En el VI Congreso Chileno de Geotecnia, Cifuentes & Verdugo (2007), presentaron los resultados de ensayos no drenados efectuados sobre una muestra de relave espesado en laboratorio, con una concentración en peso de sólidos de un 72%. La muestra de relave integral fue obtenida directamente desde la canaleta de relaves del depósito de relaves Ovejería (División Andina-Codelco). Se reporta la ejecución de ensayos triaxiales CIU, con presiones de cámara 1 y 3 kg/cm^2 , obteniendo una variación de la resistencia no drenada de $S_u=0.24 \cdot (p'_0)$, donde p'_0 corresponde la presión de confinamiento isotrópica efectiva (Figura 47).

Figura 46. Variación de la resistencia no drenada peak normalizada (S_{up}/\bar{p}), con respecto al índice de plasticidad (I_w), en relaves finos y suelos naturales (Castro, 2003).

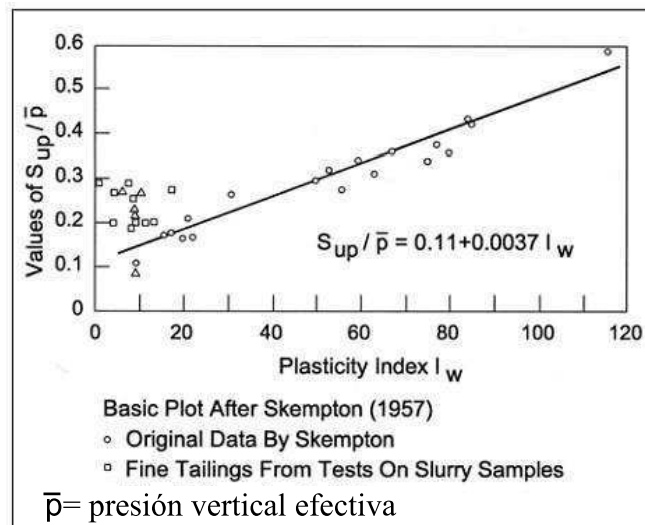


Tabla 6. Valores típicos de resistencia no drenada (Castro 2003).

Case No.	Tailings Type	Percent Fines	Plasticity Index	Slurry Samples		In Situ ⁽¹⁾	
				$S_{up}/\bar{\sigma}_v$	$S_{us}/\bar{\sigma}_v$	$S_{up}/\bar{\sigma}_v$	$S_{us}/\bar{\sigma}_v$
1 ^(a)	Copper	100	17	0.27	0.07		
2 ^(a)	Copper	33	11	0.20	0.11		
3 ^(a)	Copper	100	6	0.29	0.08		
4 ^(b)	Copper		7-13			0.25-0.30	
5 ^(c)	Coal	75	12	0.21		} 0.17-0.25	
6 ^(c)	Coal	52	4	0.27			
7 ^(c)	Coal	70	8	0.19		} 0.27	
8 ^(c)	Coal	29	4	0.20			
9 ^(c)	Coal	24	0	0.29			
10 ^(c)	Coal	62	9	0.20		} 0.12	
11 ^(c)	Coal	62	9	0.26			
12 ^(d)	Hematite			>0.6 ⁽²⁾		0.15-0.22	
13 ^(e)	Kettle River	~80	8-10			0.23	
14 ^(f)	Natural Clayey Silt	68-100	1-12			0.35	0.12

Notes:

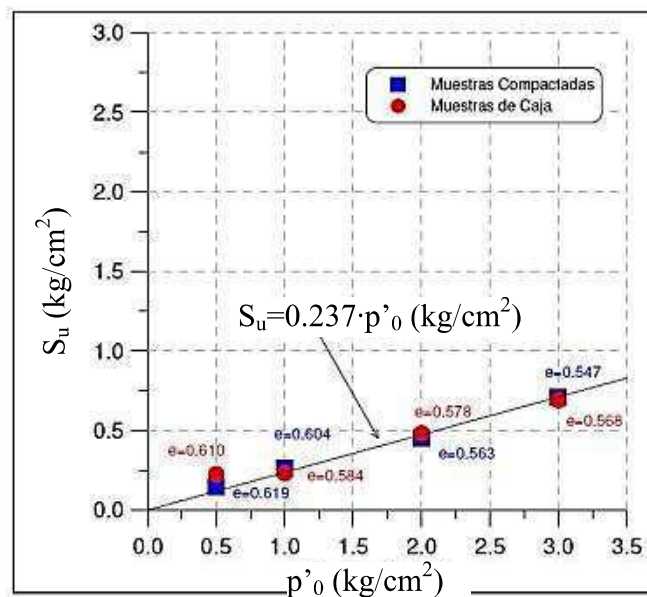
(1) Strengths derived from CPT, field vanes, or tests on undisturbed samples.

(2) Samples dilative, undrained strengths higher than drained strengths.

References: (a) Castro & Troncoso, 1989; (b) Ladd, C., 1991; (c) Author's files; (d) Walton et al, 2002; (e) Fabian et al, 2002; (f) Castro et al, 2003.

Notas complementarias: S_{up} : Resistencia no drenada peak. S_{us} : resistencia no drenada en estado critico. $\bar{\sigma}_v$ = presión vertical efectiva

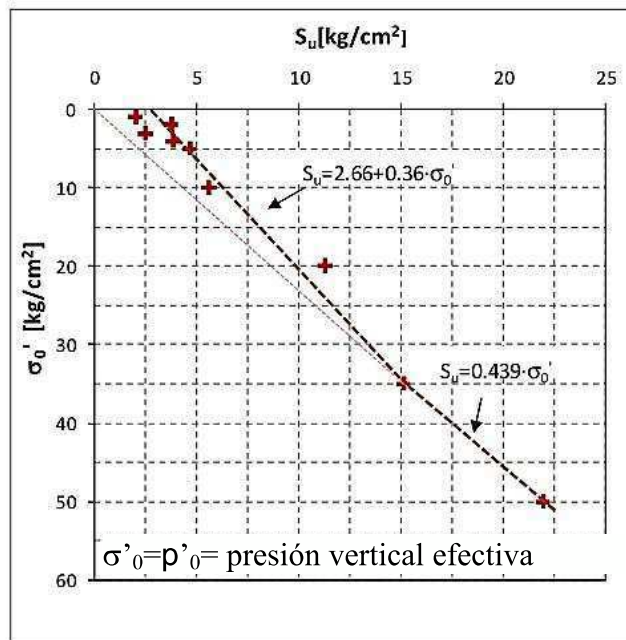
Figura 47. Resistencia no drenada de relave integral espesado a una concentración de 72% (Cifuentes & Verdugo, 2007)



Osorio (2009), realizó ensayos en arenas de relaves integrales, con un contenido de finos del orden de 52% (bajo tamiz #200), con las siguientes características de la curva granulométrica: $C_u=32$, $C_c=33$. Los finos presentan un Índice de Plasticidad de $IP=7$ y un Límite Líquido de 18%. Los ensayos de triaxiales CIU que se efectuaron con presiones de confinamiento de hasta 7 kg/cm^2 , indicaron una variación de la resistencia no drenada de $S_u=0.31 \cdot (p'_0)$, donde p'_0 corresponde la presión de confinamiento efectiva inicial.

Solans (2010), ensayó a altas presiones de confinamiento arenas provenientes del depósito de relaves “El Torito”. Esta arena posee un 15% de finos no plásticos, un tamaño medio $D_{50} = 0.162 \text{ mm}$, coeficiente de uniformidad $C_U = 3$ y coeficiente de curvatura $C_C = 1$. La arena clasifica como Arena Limosa (SM), según el sistema USCS. Este material presenta un peso específico $G_S = 2.75$. Los índices de vacíos máximo y mínimo son $e_{\text{máx}} = 1.212$ y $e_{\text{mín}} = 0.551$, respectivamente. Los ensayos se realizaron a una densidad relativa de preparación de probeta de 60%. En la Figura 48 se presenta la variación de la resistencia no drenada determinada para la arena de relaves Torito.

Figura 48. Variación de la resistencia no drenada con la presión de confinamiento (Solans, 2010)

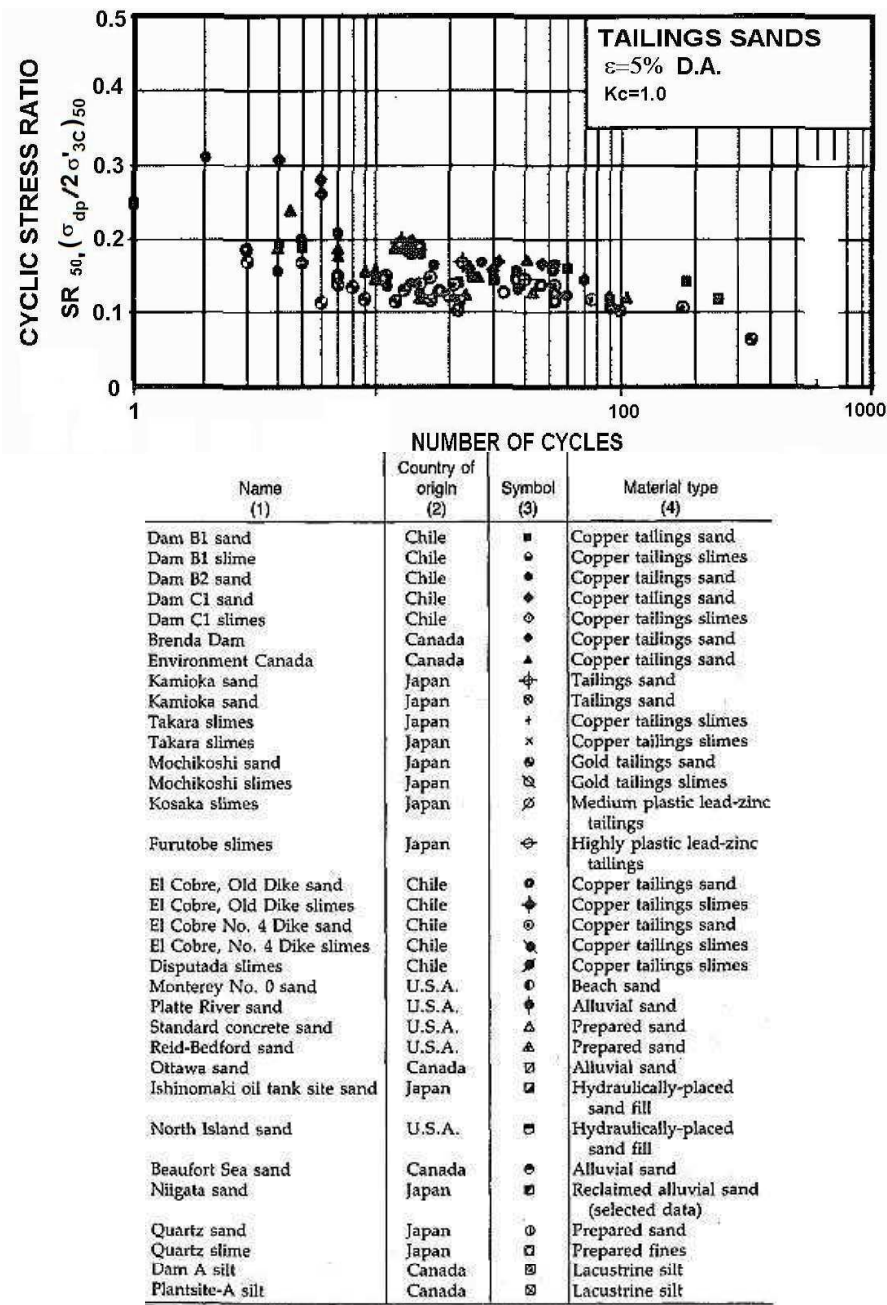


5.4 Resistencia cíclica

Numerosas publicaciones técnicas han abordado la variación de resistencia cíclica de arenas en función de la presión de confinamiento, de la densidad, del contenido y de la plasticidad de los finos, de la fábrica inicial, etc. Comúnmente, estos estudios se han abordado con arenas naturales, por lo general a bajas presiones de confinamiento y a bajas densidades iniciales, ya que estaban principalmente orientados al análisis del potencial de licuefacción de depósitos naturales.

En el caso de las arenas de relave, los primeros registros corresponden a publicaciones de Ishihara a comienzos de 1980. Garga & Mckay (1984), tomaron estos antecedentes y los complementaron con otros, publicando antecedentes de la resistencia cíclica de 20 arenas de relaves y otras 13 de suelos naturales, los cuales se muestran en la Figura 49. La resistencia cíclica fue normalizada a una misma densidad relativa, observándose que para el caso de los relaves, variaba en un rango relativamente estrecho. Cabe señalar que los ensayos reportados por Garga & Mckay (1984) habrían sido efectuados a bajas presiones de confinamiento.

Figura 49. Razón de esfuerzo cíclico normalizado a una densidad relativa DR=50% (SR_{50}) en arenas de relaves (Garga & Mckay, 1984).



Verdugo (1983), utilizando arenas de relaves cicloneadas a una densidad inicial constante, demostró que para estos materiales, la resistencia cíclica decrece a medida que aumenta el contenido de finos no plásticos (Figura 50). En 1988, Troncoso et al., publicaron ensayos de resistencia cíclica efectuados sobre arenas de relaves con un 25% de finos, donde puso en evidencia el incremento de este parámetro en arenas recién depositadas y aquellas depositadas hace 30 años. Según este trabajo, el menor valor de la resistencia cíclica se alcanza para muestras reconstituidas en laboratorio (Figura 50).

Figura 50. Variación de la Resistencia cíclica con el contenido de finos (Verdugo, 1983).

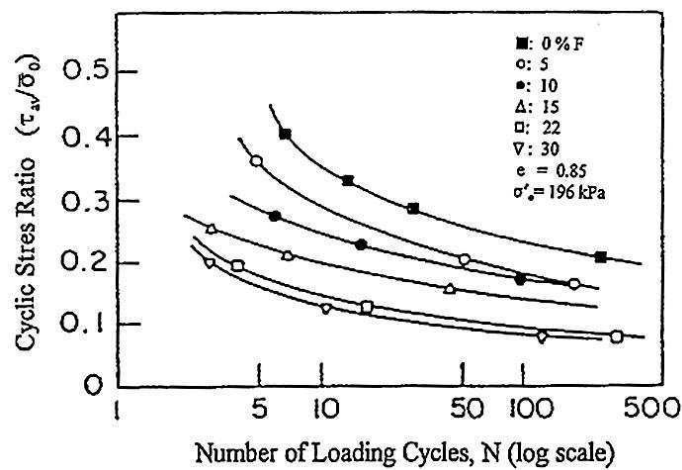
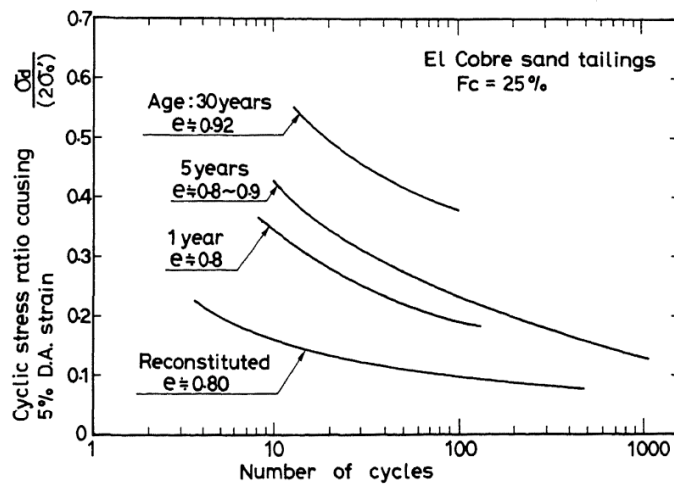
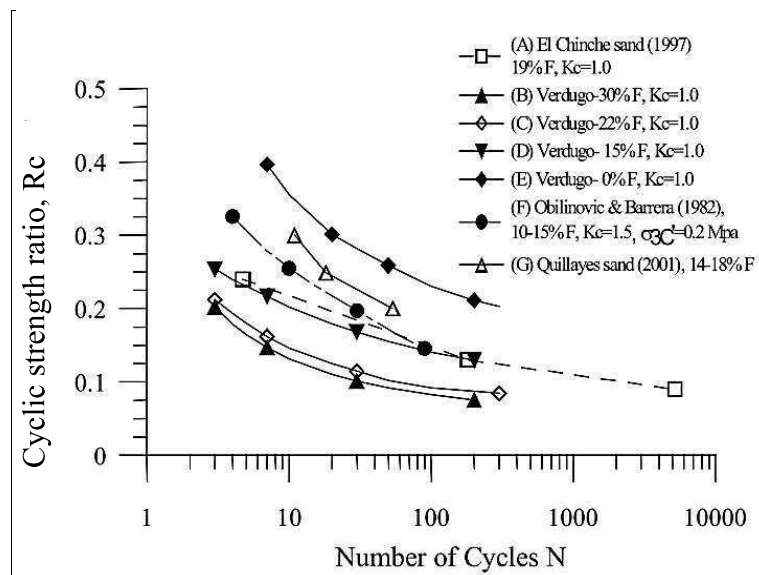


Figura 51. Efecto del envejecimiento en arenas de relave (Troncoso et.al, 1988)



Valenzuela & Barrera (2003) presentan, en el marco de un artículo sobre el diseño de la presa de relaves Quillayes, una interesante recopilación de datos sobre el comportamiento cíclico de las arenas de relaves de cobre de distintos proyectos en Chile, comparándolos con los datos reportados previamente por Verdugo (1983), la cual se reproduce en la Figura 51. Todos los ensayos reportados fueron ejecutados a bajas presiones de confinamiento.

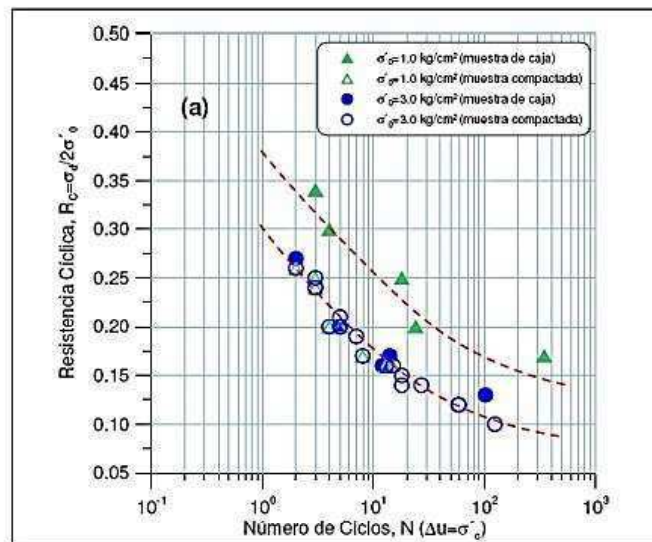
Figura 52. Razón de esfuerzo cíclico y número de ciclos para alcanzar licuación, para 100% exceso de presión de poros (Valenzuela & Barrera, 2003).



Cifuentes & Verdugo (2007), reportan los resultados de ensayos de resistencia cíclica sobre muestras de relave espesado, con presiones de confinamiento de hasta 3 kg/cm². Los resultados se presentan en la Figura 53.

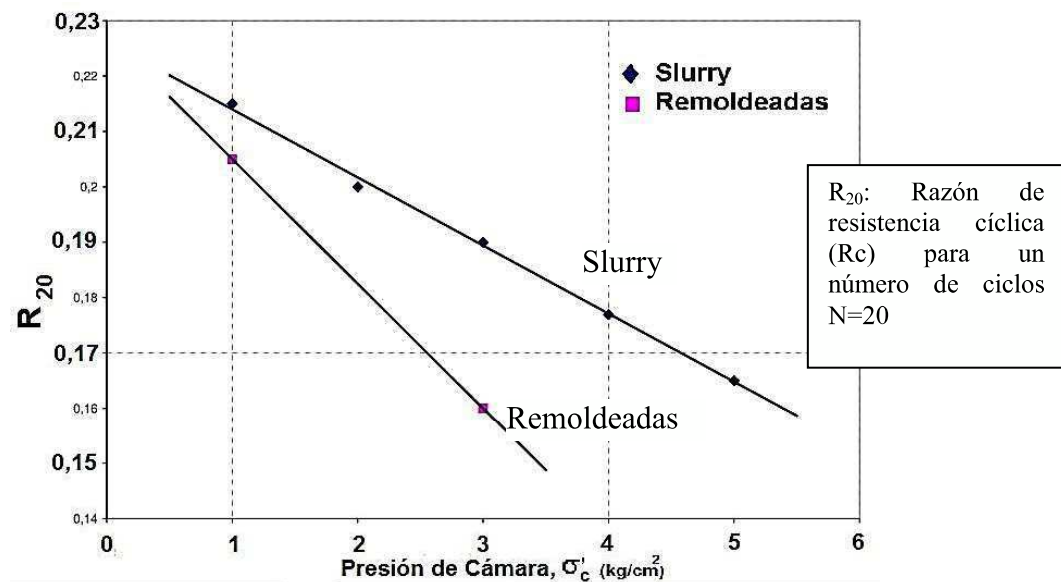
El trabajo de Osorio (2009) sobre relaves integrales de cobre con 52% de finos, permitió concluir que la variación de la resistencia cíclica con respecto a la presión de confinamiento, en el rango de presiones que se estudió, sigue una tendencia lineal (para bajas presiones) y que los relaves remodelados presentan una menor resistencia, tal como puede observarse en la Figura 54.

Figura 53. Razón de esfuerzo cíclico en muestras alteradas e inalteradas de relave espesado (Cifuentes, 2007).



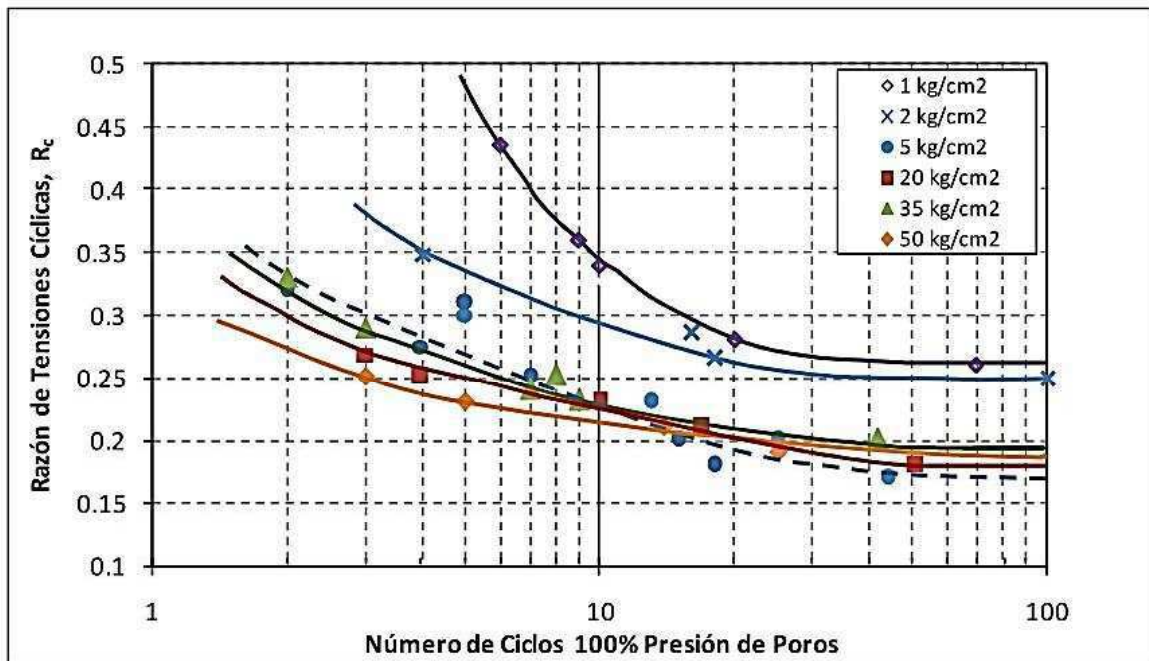
$\sigma'_0 = p'_0 =$ presión vertical efectiva

Figura 54. Variación de la razón de resistencia cíclica para 20 ciclos (R_{20}) y 100% de presión de poros, para probetas Slurry y Remoldeadas (Osorio, 2009).



Solans (2010) efectuó ensayos de resistencia cíclica en arenas de relave del tranque El Torito, a altas presiones de confinamiento, determinando que se verifica una disminución de la resistencia cíclica con el incremento de la presión de confinamiento. Además, para presiones de confinamiento mayores a $\sigma'_3=5 \text{ kg/cm}^2$, se observa que la variación de la resistencia cíclica es menor (Figura 55).

Figura 55. Variación de la razón de resistencia cíclica para altas presiones de confinamiento, arena de relaves Torito (Solans, 2010).



5.5 Resumen capítulo

De los resultados presentados, es posible concluir lo siguiente:

- Las arenas de relave, en general, presentan variaciones del ángulo de resistencia al corte entre $\phi=34^\circ$ y $\phi=38^\circ$. En términos de la componente cohesiva, esta es prácticamente nula en todos los casos.
- La resistencia no drenada normalizada puede variar desde $S_u/p'=0.11$ a $S_u/p'=0.44$. Las diferencias se asocian a la amplia variedad de tipos de relave reportados (arenas o integral), densidades, contenido de finos, etc.
- La resistencia cíclica (R_c) varía generalmente entre 0.12 y 0.18, aunque se reportan casos con $R_c=0.3$ (arenas limpias).

La resistencia cíclica medida sobre una muestra remoldeada en laboratorio, presenta menores que aquellas que no lo son.

Para presiones de confinamiento superiores a 5 kg/cm^2 , la R_c prácticamente se mantiene constante.

Todas las conclusiones anteriores son para un número de ciclos equivalentes, $N=30$.

CAPITULO 6

6 ENSAYOS EN ARENAS DE RELAVES BAJO ALTAS PRESIONES DE CONFINAMIENTO

6.1 Generalidades

En este capítulo se incluyen los resultados inéditos de ensayos geotécnicos realizados sobre arenas de relave de cobre, bajo altas presiones de confinamiento. Se ensayó un amplio rango de presiones, densidades y contenidos de finos, de modo de cubrir la mayor diversidad de casos. Los ensayos que se reportan incluyen: granulometría, propiedades índices, compactación, triaxiales estáticos (drenados y no-drenados), triaxiales cíclicos, triaxiales a pequeñas deformaciones y ensayos en columna resonante.

6.2 Caracterización de las arenas ensayadas

6.2.1 Origen de las muestras ensayadas

Las arenas ensayadas corresponden a muestras provenientes de 4 procesos mineros de cobre distintos, desde depósitos de relaves en operación hasta de proyectos mineros en estudio: las “Arenas Tórtolas” (S1) provienen del depósito de relaves Las Tórtolas, el cual almacena los relaves de la mina Los Bronces, perteneciente a Anglo American Chile; de las restantes tres muestras (S2 a S4), dos corresponden a distintas minas en Chile (2) y una en Perú (1).

6.2.2 Propiedades de las arenas ensayadas

6.2.2.1 Análisis mineralógico

Se efectuó un análisis mineralógico en 3 de las 4 muestras, mediante una descripción de corte transparente (S1 y S2) y por difracción de rayos X (S4), los resultados se resumen en la siguiente tabla.

Tabla 7. Minerales presentes en muestras de arenas de relave.

Elemento	Unidad	S1	S2	S4 (*)
Cuarzo	%	45	45	60
Muscovita	%	-	-	15.5
Sericita	%	-	42	-
Muscovita-sericita	%	30	-	-
Albita	%	-	-	18
Oxidos de Hierro	%	-	4	-
Plagioclasas	%	15	-	-
Feldespatos	%	-	3	-
Minerales opacos	%	5	3	-
Biotita	%	4	3	-
Caolinita	%	-	-	2
Otros minerales	%	1	-	4.5

(*) valor medio sobre 3 muestras

En esta tabla se observa que las arenas de relaves ensayadas contienen un alto porcentaje de partículas cuarzosas y un bajo contenido de arcillas, lo cual implica que los granos constitutivos de las mismas son relativamente duros. Además, de acuerdo al origen de estos materiales, chancado y molienda, la forma de los granos es angulosa.

6.2.2.2 Propiedades Índices

Todas las arenas clasifican como arenas limosas (SM) y los finos presentan un índice de plasticidad inferior a 7. Las propiedades índices de las muestras ensayadas se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 8. Propiedades Indices Arenas de Relave Ensayadas

USCS Clasif.	% Finos	Gs	e_{max}	e_{min}	Cc	Cu	PM		PE	
							DMCS (t/m³)	w_{opt} (%)	DMCS (t/m³)	w_{opt} (%)
Arena S1 - Las Tórtolas										
SM	15	2,73	1,100	0,460	1,4	3,3	1,710	14,0	1,620	18,0
SM	18	2,73	1,068	0,444	1,5	3,6	1,730	14,0	1,670	16,0
SM	21	2,73	1,084	0,414	1,0	4,0	1,770	12,5	1,670	16,0

Tabla 8. Propiedades Indices Arenas de Relave Ensayadas (Cont.)

USCS Clasif.	% Finos	Gs	e _{max}	e _{min}	Cc	Cu	PM		PE	
							DMCS (t/m ³)	w _{opt} (%)	DMCS (t/m ³)	w _{opt} (%)
Arena S2										
SM (§)	10	2.74	1.015	0.557	-	-	1,700	16.3	-	-
SM (§)	15	2.73	1.068	0.517	-	-	1.740	12.8	-	-
SM	15	2,75	1,310	0,647	1,2	1,7	1,700	10,0	1,560	14,0
SM (§)	16	2.67	1.054	0.543	-	-	1.690	14.7	-	-
SM (§)	18	2.69	0.992	0.537	-	-	1.720	13.8	-	-
SM	21	2,75	1,331	0,571	1,2	1,8	1,720	11,0	1,630	18,0
Arena S3										
SM	12	2,70	0,942	0,525	1,2	4,2	1,780	13,5	1,680	15,5
SM	18	2,70	0,956	0,484	3,1	12,9	1,860	11,0	1,710	14,5
Arena S4										
SM	24	2,70	0,915	0,406	2,7	165	1,920	8,0	1,770	12,5
SM	20	2,69	1,280	0,601	1,2	4,2	1,680	15,0	1,570	18,0
SM	30	2,69	1,280	0,592	3,1	12,9	1,820	11,5	1,720	14,0

% finos: partículas < 0,074 mm

Gs: Peso específico

e_{max}: Índice de Vacíos Máximo

e_{min}: Índice de Vacíos Mínimo

Cu: Coeficiente de Uniformidad

Cc: Coeficiente de Curvatura

PM: Proctor Modificado

PE: Proctor Estándar

w_{opt}: Humedad óptima

DMCS: Densidad Máxima Compactada Seca

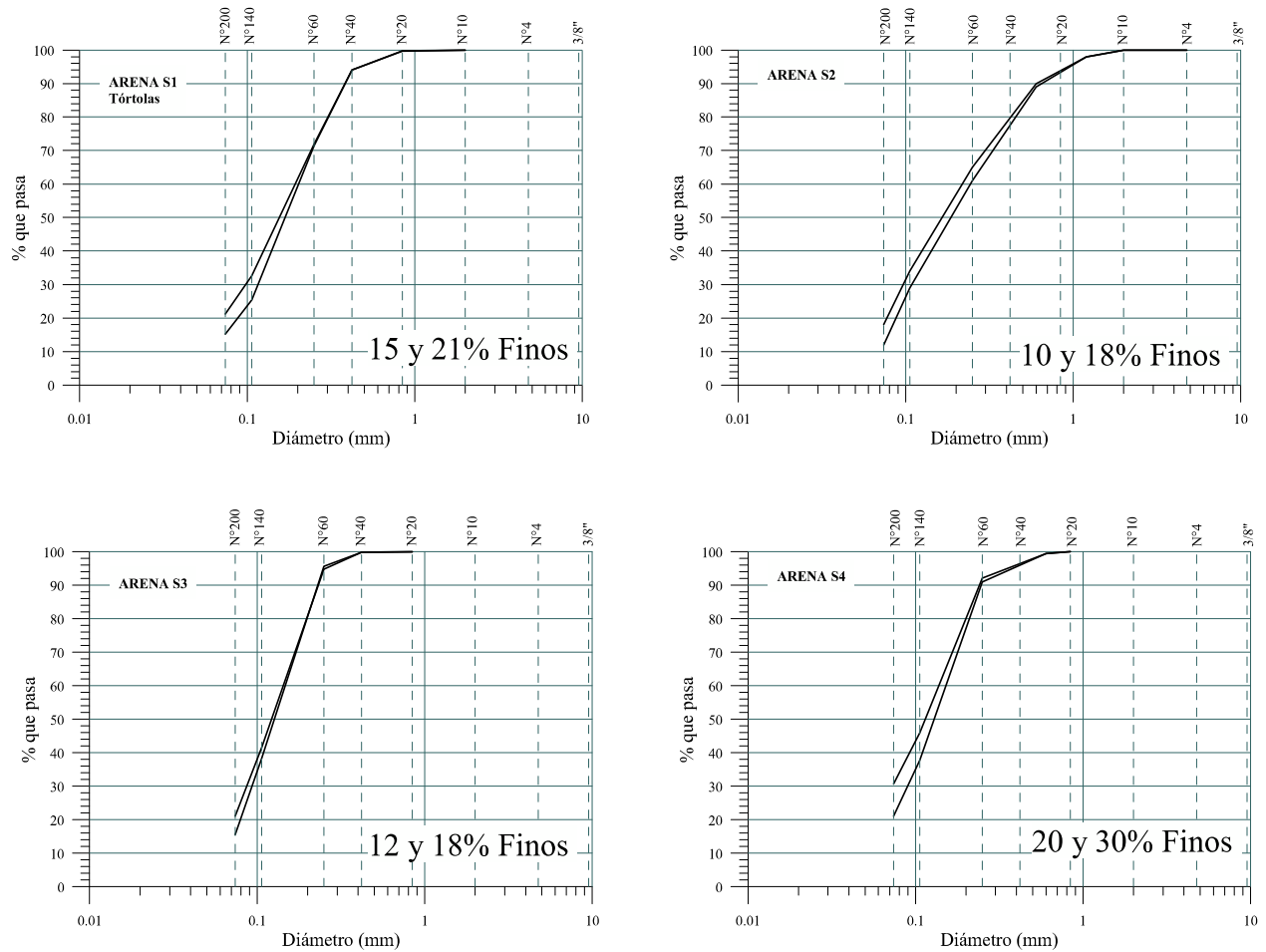
USCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

(§) Ensayadas a bajas presiones ($\sigma'_3 < 8 \text{ kg/cm}^2$)

6.2.2.3 Distribución granulométrica

En la Figura 56 se presentan las curvas de distribución granulométrica de las arenas ensayadas, las que corresponden a muestras preparadas a los contenidos de finos, bajo tamiz N°200, que se deseaban ensayar.

Figura 56. Distribución granulométrica de las arenas ensayadas.



6.2.3 Procedimientos de ensayos

Las muestras de arena se obtuvieron considerando los siguientes pasos: 1) secado de la totalidad de la muestra; 2) tamizado completo de la muestra; 3) separación de la muestra en fracción fina (< 0.074 mm) y gruesa (> 0.074 mm); 4) preparación de la muestra con el contenido de finos deseado, mediante la adición de la proporción requerida de material fino a la fracción gruesa.

Las probetas se compactaron a la densidad inicial prevista⁹ mediante el método de apisonamiento, con una humedad cercana al óptimo (+- 2%), determinada según ensayo Proctor Estándar. La compactación se efectuó por capas hasta alcanzar la densidad deseada.

6.3 Ensayos de compresión triaxial monótona

Las muestras de arena fueron sometidas a ensayos de compresión triaxial monótona, tanto bajo condiciones drenadas (CID) como no drenadas (CIU). Las presiones de confinamiento aplicadas se seleccionaron de modo de cubrir el rango de presiones a las cuales serían sometidas en terreno, de acuerdo al proyecto al que pertenecían (hasta $\sigma'_3=25 \text{ kg/cm}^2$). Los resultados de los ensayos se presentan en los siguientes ítems.

Los criterios y/o consideraciones adoptadas en la ejecución de los ensayos fueron las siguientes:

- Porcentaje de Finos (%): corresponde al contenido de finos de la muestra con la cual se confeccionó la probeta a ser ensayada, su variación es del orden de $\pm 1\%$,
- Índice de vacíos inicial (e_i): corresponde al índice de vacíos con el cual se conformó la probeta a ser ensayada,
- Índice de vacíos antes de aplicar corte (e_o): corresponde al índice de vacíos al final de la etapa de consolidación, el cual se calcula en base a la disminución de volumen de la probeta durante la consolidación isotrópica,
- Resistencia máxima: corresponde a la máxima resistencia al corte que experimentó la probeta ensayada,

⁹ Las densidades ensayadas corresponden a un rango definido inicialmente por cada proyecto, orientado a las condiciones en las cuales se depositarían las arenas in-situ. Se consideraron densidades las densidades esperadas para arenas recién depositadas y las máximas esperadas por efecto de compactación (100% PE).

- Resistencia residual: corresponde a la menor resistencia al corte que experimentó la probeta ensayada. Cabe señalar que esta condición, en la gran mayoría de las probetas ensayadas, no corresponde a la resistencia última,
- Esfuerzo o presión normal inicial (σ'_n). En un ensayo isotrópico, $\sigma'_n = \sigma'_3$

6.3.1 Resistencia al corte drenado

Los resultados de los ensayos de compresión triaxial, bajo consolidación isotrópica, se presentan en las siguientes tablas: Tabla 9, Tabla 10, Tabla 11 y Tabla 12. En ellas se presenta en forma resumida los principales parámetros que definen la envolvente de resistencia última.

En las Figuras 57 a 61, se presentan las trayectorias de tensiones drenadas y la envolvente de resistencia deducida a partir de la resistencia residual de los ensayos. De estas figuras es posible concluir lo siguiente:

- Sólo a bajas presiones de confinamiento ($\sigma'_3 < 10 \text{ kg/cm}^2$) existe una marcada diferencia entre la resistencia máxima y la residual, lo cual se observa en la arena S2, única que se ensayó tanto a baja como a altas presiones,
- Las cuatro arenas ensayadas, cuyo rango de contenido de finos varía desde un 10% a un 30%, presentan similares envolventes de resistencia,
- Para presiones de confinamiento $\sigma'_3 < 10 \text{ kg/cm}^2$, la envolvente de resistencia queda caracterizada por un ángulo de fricción interna (ϕ) que varía entre $\phi=30^\circ$ y $\phi=35^\circ$. Excepcionalmente, la arena S1 alcanza máximos de $\phi=37^\circ$,
- Para presiones de confinamiento inicial superiores a 10 kg/cm^2 , la envolvente de resistencia queda caracterizada por un ángulo de fricción interna (ϕ) que varía entre $\phi^\circ=28$ y $\phi^\circ=33$ y además se observa una componente cohesiva, que varía entre $c=0.5$ y 2 kg/cm^2 . A juicio del autor, la componente cohesiva se asociaría principalmente a la trabazón mecánica de las partículas,

- El cambio de pendiente en la envolvente de resistencia drenada para presiones mayores $\sigma'_3 > 10 \text{ kg/cm}^2$, se explicaría por la rotura de granos que experimenta las arenas de relaves, no obstante esta sería de menor magnitud,

Tabla 9. Arena S1- Las Tórtolas. Resumen resultados ensayos CID.

% Finos	Etapa de Consolidación			e_0	Resistencia Máxima			Resistencia Residual			(ϵ_v) (%)
	σ'_0 (kg/cm ²)	e_i	$(\epsilon_v)_{cons}$ (%)		ϵ (%)	q (kg/cm ²)	p' (kg/cm ²)	ϵ (%)	q (kg/cm ²)	p' (kg/cm ²)	
15	5	0,803	4,09	0,729	20,4	13,2	9,4	20,4	13,2	9,4	-6,26
	15	0,803	4,81	0,716	20,1	36,5	27,2	20,1	36,5	27,2	-9,73
	30	0,808	9,87	0,625	21,0	72,9	54,3	21,0	72,9	72,9	-11,75
15	5	0,739	3,65	0,675	11,5	15,8	10,3	20,4	15,2	10,1	-1,50
	15	0,739	4,66	0,656	20,3	40,0	40,0	20,6	28,3	28,3	-8,51
	30	0,739	9,40	0,573	21,0	73,1	54,4	21,0	73,1	54,4	-13,07
21	5	0,780	3,70	0,715	12,8	13,0	9,4	20,5	12,8	9,3	-5,56
	15	0,780	7,37	0,649	20,8	37,8	27,6	20,8	37,8	27,6	-9,56
	30	0,784	11,18	0,585	21,1	73,1	24,4	21,1	73,1	54,4	-11,96
21	5	0,716	3,36	0,659	12,8	14,7	9,9	20,5	13,9	9,7	-2,42
	15	0,716	4,66	0,636	18,1	38,8	27,8	20,6	37,9	27,6	-8,98
	30	0,716	8,47	0,571	19,9	73,3	54,4	19,9	73,3	54,4	-11,96

% Finos: Valor con el cual se confeccionó la probeta,
 σ'_0 : Presión de confinamiento efectiva de cámara,
 e_i : Índice de vacíos de la muestra, antes de la etapa de consolidación,
 $(\epsilon_v)_{cons}$: Variación volumétrica ($\Delta V/V$) por consolidación,

e_0 : Índice de vacíos después de la etapa de consolidación,
 ϵ : Deformación unitaria vertical de la muestra,
 q : $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$
 p' : $(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$

Tabla 10. Arena S2. Resumen resultados ensayos CID.

% Finos	Etapa de Consolidación			e_0	Resistencia Máxima			Resistencia Residual			(ϵ_v) (%)
	σ'_0 (kg/cm ²)	e_i	$(\epsilon_v)_{cons}$ (%)		ϵ (%)	q (kg/cm ²)	p' (kg/cm ²)	ϵ (%)	q (kg/cm ²)	p' (kg/cm ²)	
10	1	0.660	0.61	0.671	3.74	4.1	2.4	20.0	2.9	2.0	4.31
	4	-	-	0.656	7.7	12.5	8.2	20.0	11.0	7.7	1.12
	8	0.646	2.38	0.607	9.5	23.1	15.7	20.0	18.9	14.3	0.79
15	1	0.620	-	0.620	2.9	4.5	2.5	20.0	3.0	2.0	-2,89
	4	0.630	1.20	0.611	5.5	14.0	8.7	20.0	10.6	7.5	-1,14
	8	0.630	1.78	0.601	7.5	23.6	15.9	20.0	19.4	14.5	-0,21
16	2	0.644	0.59	0.635	3.3	4.1	2.4	20.0	3.1	2.0	3.66
	4	0.644	1.20	0.625	5.7	12.9	8.3	20.0	11.2	7.7	1.68
	8	0.644	0.60	0.635	7.4	21.8	15.3	20.0	17.4	13.8	1,25
18	1	0.669	0.63	0.658	5.9	6.3	3.1	20.0	3.0	2.0	-2,91
	4	0.658	1.23	0.638	7.8	13.3	8.5	20.0	11.4	7.8	-1,35
	8	0.669	1.23	0.648	9.5	22.0	15.3	20.0	17.5	13.8	-1,87
15	15	1.007	7.56	0.852	20.7	35.2	26.7	20.7	35.2	26.7	-8,83
	30	1.007	10.29	0.798	20.9	64.0	51.3	20.9	64.0	51.3	-11,84
15	15	0.937	5.66	0.827	20.6	34.7	26.6	20.6	34.7	26.6	-8,56
	30	0.937	10.19	0.740	20.9	67.2	52.4	20.9	67.2	52.4	-12,16
21	5	0.993	4.39	0.902	20.5	12.0	9.0	20.5	12.0	9.0	-6,21
	15	0.993	8.63	0.818	20.8	34.6	26.5	20.8	34.6	26.5	-9,14
	30	0.993	12.19	0.749	21.1	66.2	52.1	21.1	66.2	52.1	-11,64
21	5	0.910	3.80	0.840	12.8	11.9	9.0	20.5	11.8	9.0	-4,50
	15	0.910	6.88	0.779	20.7	35.1	26.7	20.7	35.1	26.7	-8,25
	30	0.910	11.17	0.699	21.0	67.7	52.6	21.0	67.7	52.6	-11,68

% Finos: Valor con el cual se confeccionó la probeta,

σ'_0 : Presión de confinamiento efectiva de cámara,

e_i : Índice de vacíos de la muestra, antes de la etapa de consolidación,

$(\epsilon_v)_{cons}$: Variación volumétrica ($\Delta V/V$) por consolidación,

e_0 : Índice de vacíos después de la etapa de consolidación,

ϵ : Deformación unitaria vertical de la muestra,

q : $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$

p' : $(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$

Tabla 11. Arena S3. Resumen resultados ensayos CID.

% Finos	Etapa de Consolidación			e_0	Resistencia Máxima			Resistencia Residual			(ε_v) (%)
	σ'_0 (kg/cm ²)	e_i	$(\varepsilon_v)_{cons}$ (%)		ε (%)	q (kg/cm ²)	p' (kg/cm ²)	ε (%)	q (kg/cm ²)	p' (kg/cm ²)	
18	10	0,767	4,584	0,686	16,3	25,3	18,5	16,3	25,31	18,46	-6,27
	19,87	0,737	5,296	0,645	17,3	47,5	35,7	17,3	47,5	35,7	-8,28
	30	0,735	6,80	0,617	16,4	66,8	52,3	16,4	66,8	52,3	-8,91
18	10	0,668	2,577	0,625	14,7	27,6	19,2	16,8	27,6	19,2	-8,91
	20,18	0,694	5,018	0,609	16,8	51,5	37,3	16,8	51,5	37,3	-7,07
	29,97	0,681	5,77	0,584	17,1	74,3	54,7	17,1	74,3	54,7	-8,44

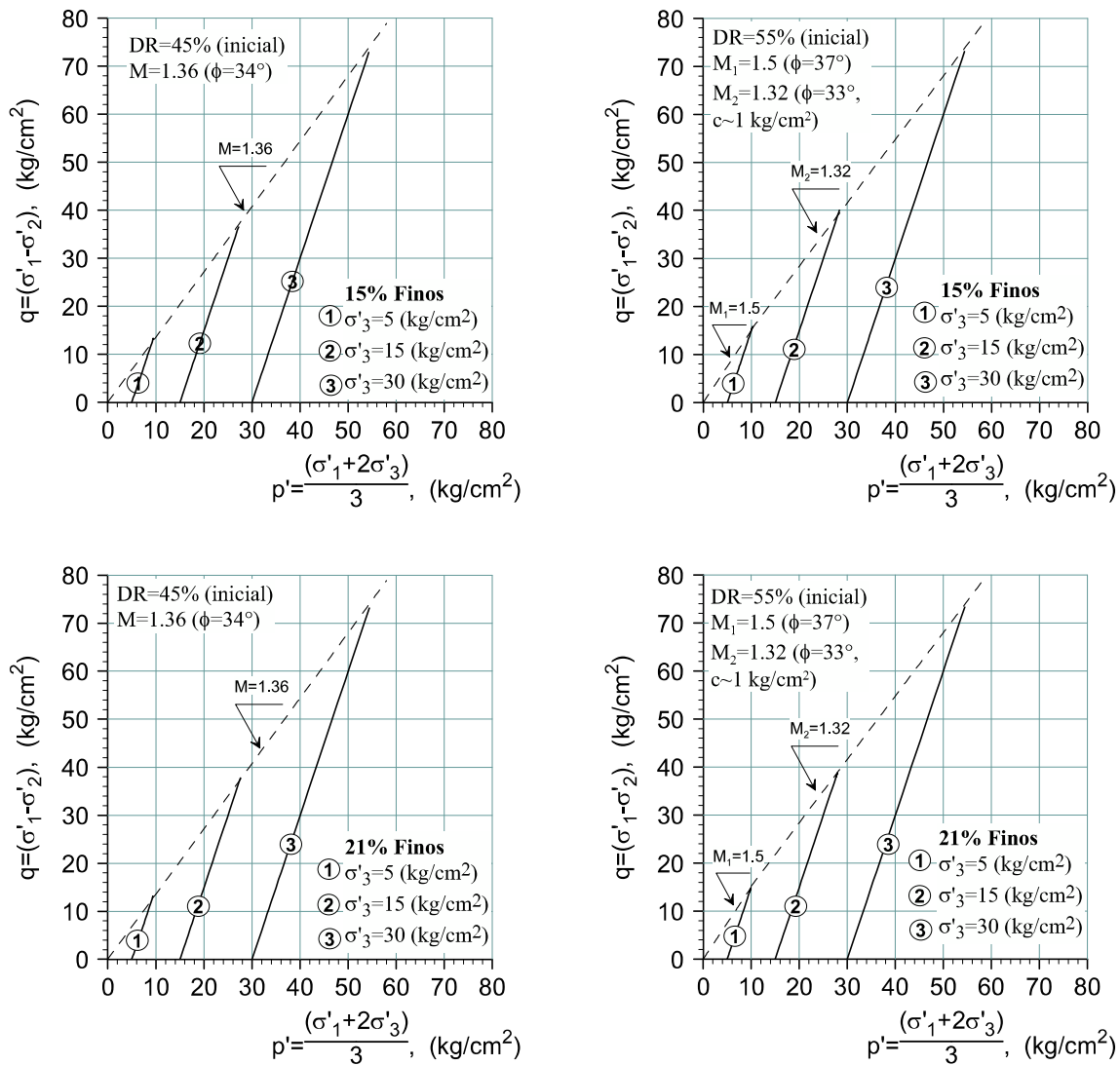
Tabla 12. Arena S4. Resumen resultados ensayos CID.

% Finos	Etapa de Consolidación			e_0	Resistencia Máxima			Resistencia Residual			(ε_v) (%)
	σ'_0 (kg/cm ²)	e_i	$(\varepsilon_v)_{cons}$ (%)		ε (%)	q (kg/cm ²)	p' (kg/cm ²)	ε (%)	q (kg/cm ²)	p' (kg/cm ²)	
20	5	0,900	3,51	0,830	12,8	13,4	9,5	20,5	12,7	9,2	-4,69
	15	0,900	6,13	0,781	20,4	36,0	27,0	20,4	36,0	27,0	-9,16
	30	0,900	9,85	0,710	20,7	67,6	52,5	20,7	67,6	52,5	-13,96
30	5	0,720	2,34	0,689	12,7	12,8	9,3	20,4	12,1	9,0	-3,74
	15	0,729	5,10	0,643	20,4	35,9	35,9	20,4	27,0	27,0	-7,42
	30	0,729	8,77	0,580	20,6	71,6	53,9	20,6	71,6	53,9	-9,47

% Finos: Valor con el cual se confeccionó la probeta,
 σ'_0 : Presión de confinamiento efectiva de cámara,
 e_i : Índice de vacíos de la muestra, antes de la etapa de consolidación,
 $(\varepsilon_v)_{cons}$: Variación volumétrica ($\Delta V/V$) por consolidación,

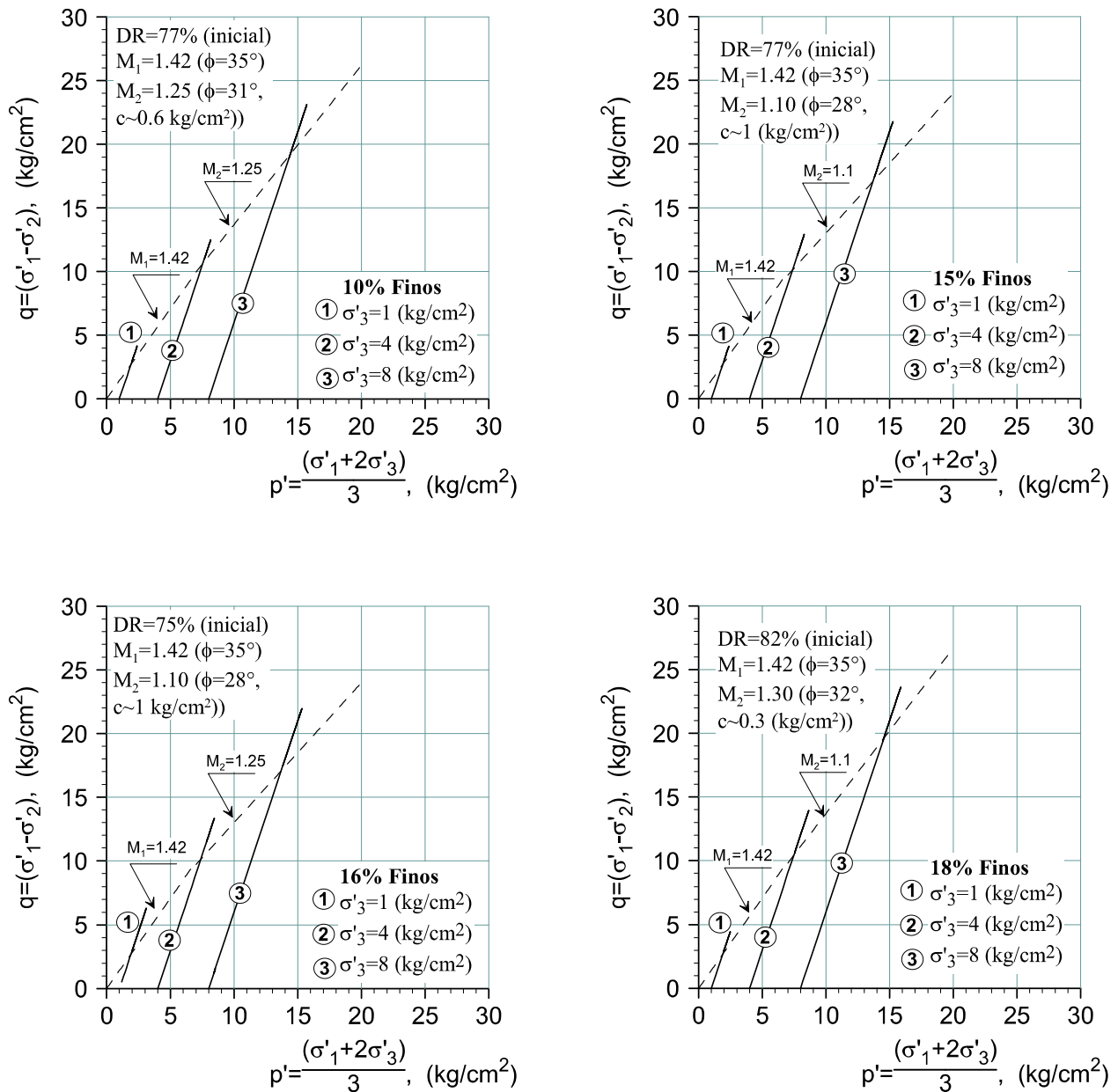
e_0 : Índice de vacíos después de la etapa de consolidación,
 ε : Deformación unitaria vertical de la muestra,
 q : $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$
 p' : $(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$

Figura 57. Arenas S1 (Tórtolas). Envoltantes de resistencia drenada en plano q-p'



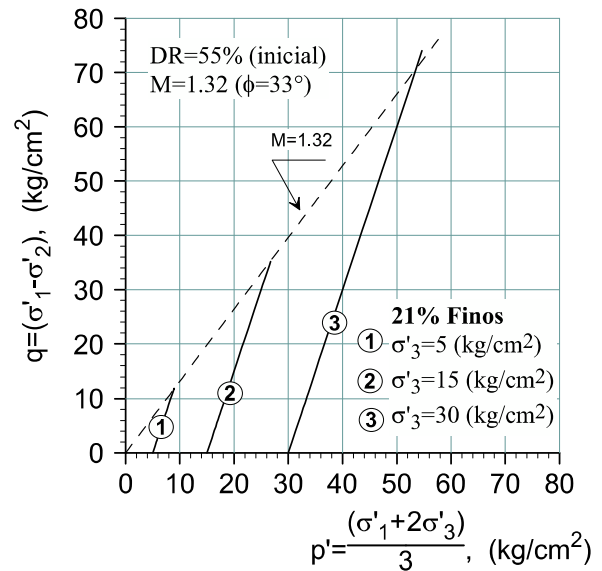
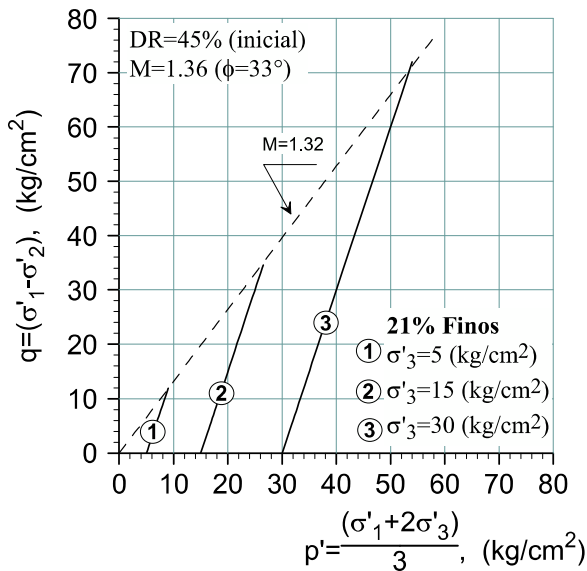
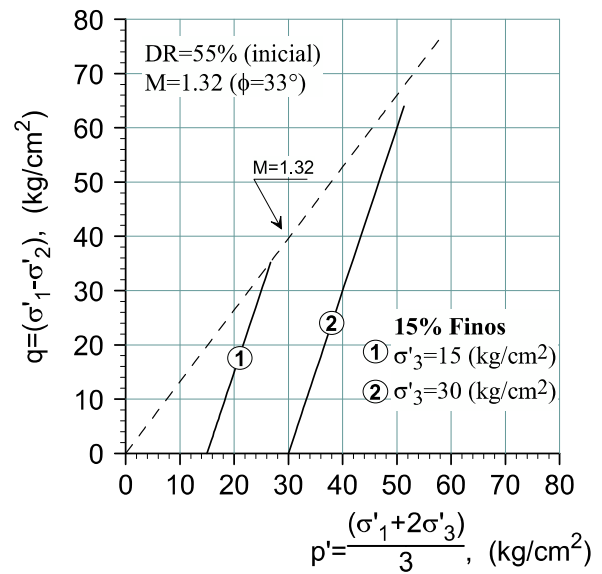
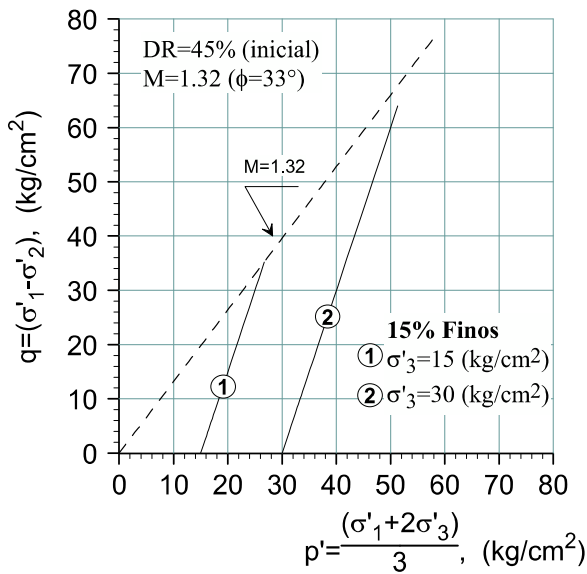
NOTA: La envoltante de resistencia que se muestra, está asociado al valor residual obtenido de cada ensayo.

Figura 58. Arenas S2. Envolventes de resistencia drenada en plano q-p' a bajas presiones de confinamiento.



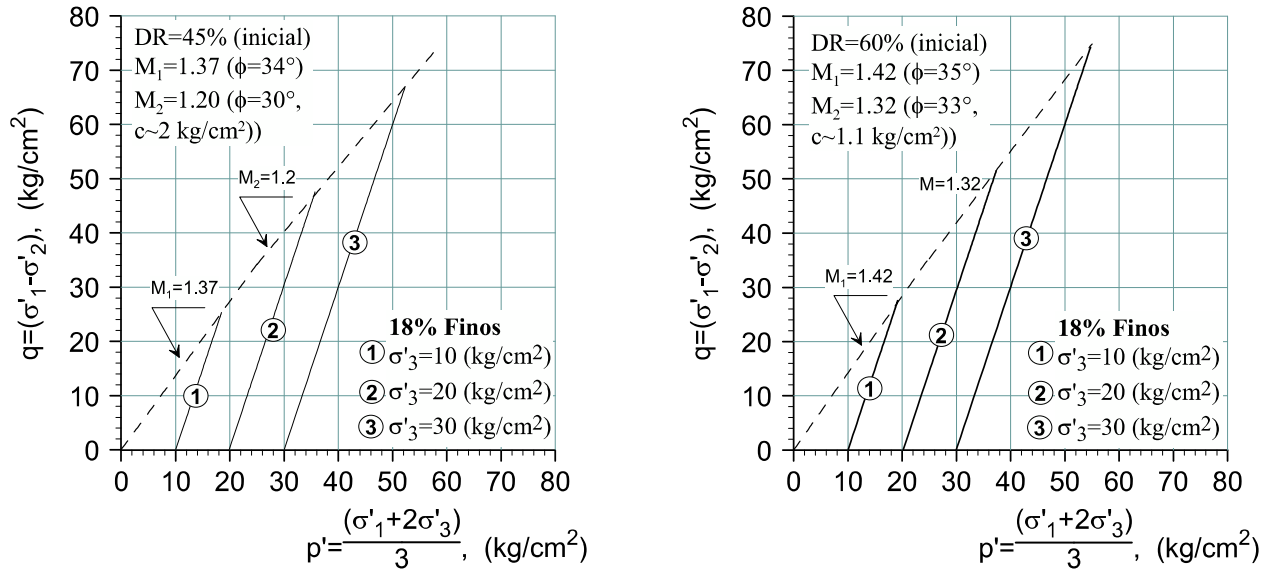
NOTA: La envolvente de resistencia que se muestra, está asociado al valor residual obtenido de cada ensayo.

Figura 59. Arenas S2. Envolventes de resistencia drenada en plano q-p' a altas presiones de confinamiento.



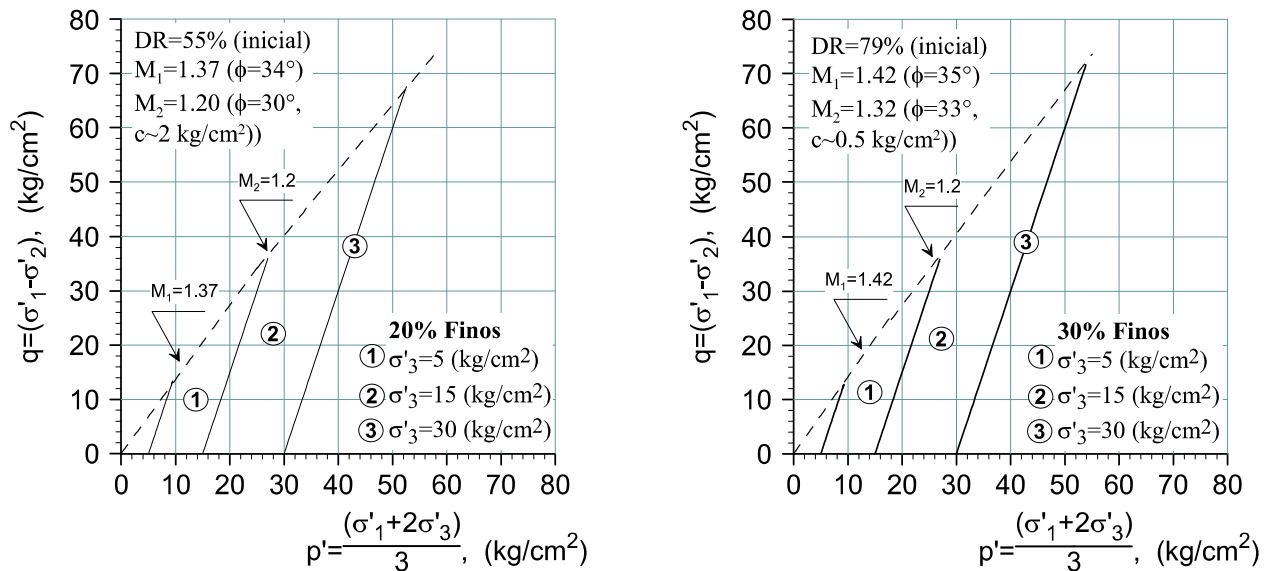
NOTA: La envolvente de resistencia que se muestra, está asociado al valor residual obtenido de cada ensayo.

Figura 60. Arenas S3. Envoltentes de resistencia drenada en plano q-p'



NOTA: La envoltente de resistencia que se muestra, está asociado al valor residual obtenido de cada ensayo.

Figura 61. Arenas S4. Envoltentes de resistencia drenada en plano q-p'



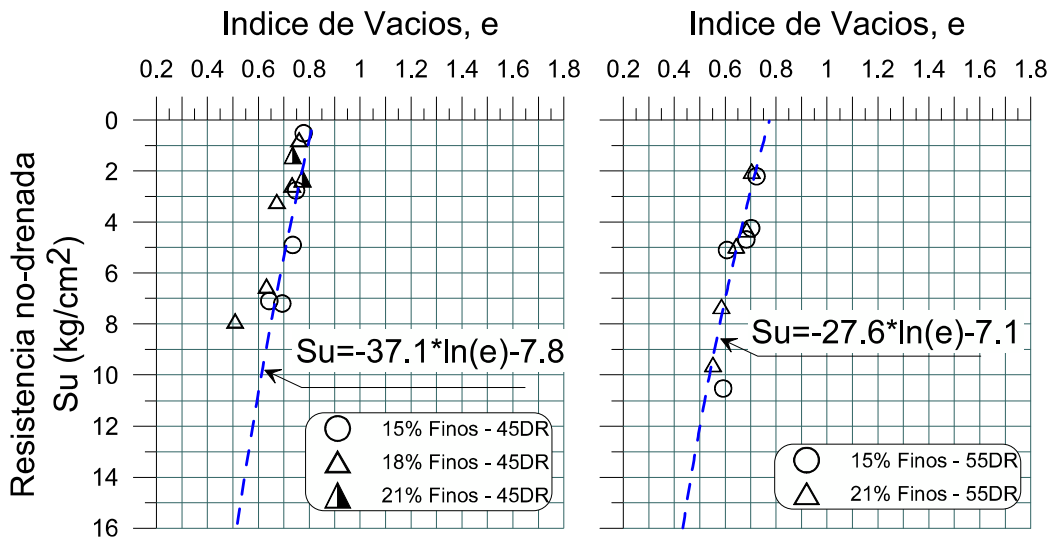
NOTA: La envoltente de resistencia que se muestra, está asociado al valor residual obtenido de cada ensayo.

6.3.2 Resistencia al corte no drenado

Los resultados de los ensayos de compresión triaxial, bajo consolidación isotrópica, se presentan en las siguientes tablas: Tabla 13, Tabla 14, Tabla 15 y Tabla 16. En ellas se presenta en forma resumida los principales parámetros que definen la envolvente de resistencia en la falla.

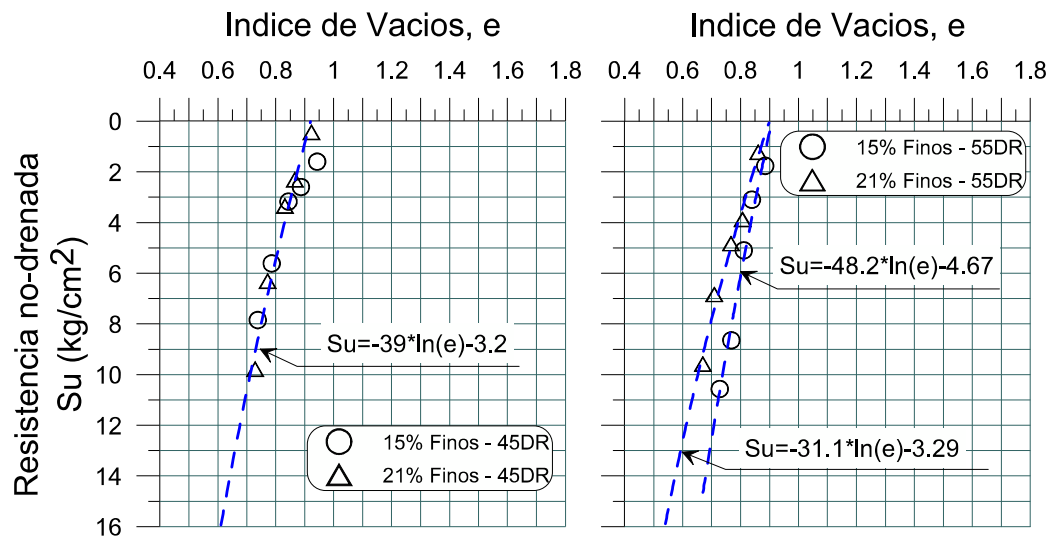
En las Figura 62 a 65, se presentan la envolvente de resistencia no drenada en función del índice de vacíos correspondiente, al final de la etapa de consolidación. De ello se observa que, tal como se esperaba, para cada una de las muestras ensayadas existe una directa relación entre la resistencia no-drenada y el índice de vacíos. Se observa una baja dispersión en los resultados, aun considerando que no se hace distinción por contenido de finos.

Figura 62. Arenas S1 (Tórtolas). Variación de la resistencia no-drenada (S_u).



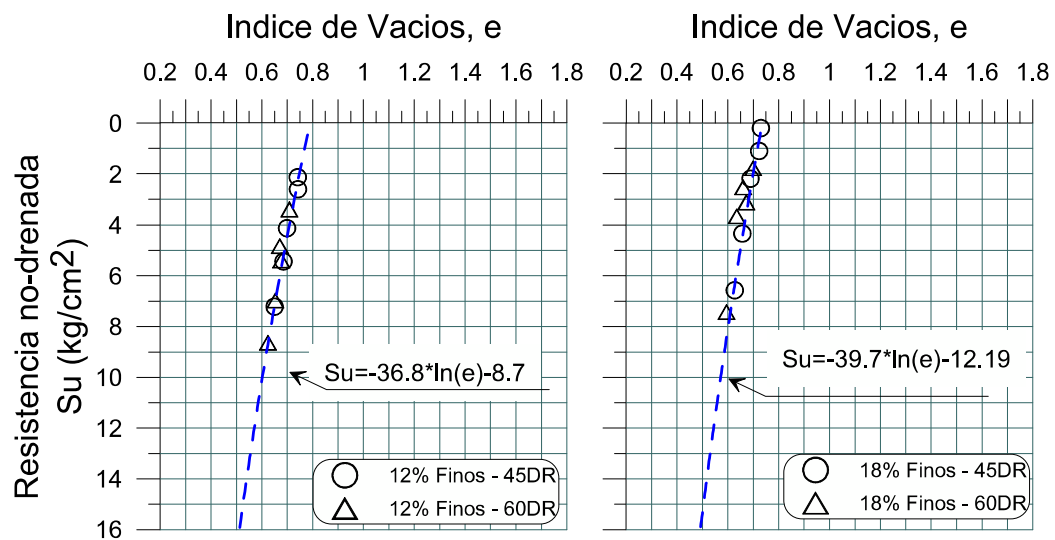
DR: Densidad Relativa de confección probetas.

Figura 63. Arenas S2. Variación de la resistencia no-drenada (S_u).



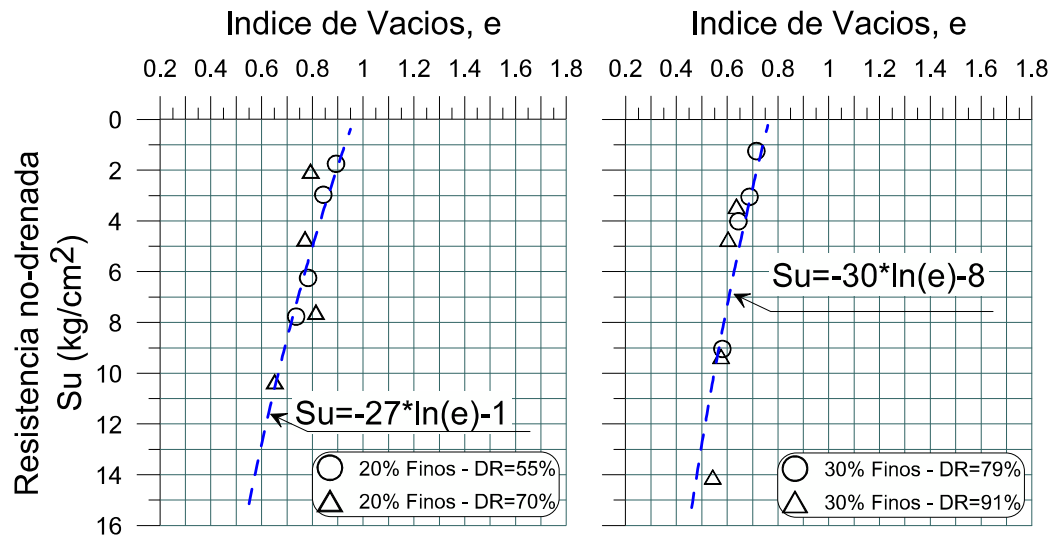
DR: Densidad Relativa de confección probetas.

Figura 64. Arenas S3. Variación de la resistencia no-drenada (S_u).



DR: Densidad Relativa de confección probetas.

Figura 65. Arenas S4. Variación de la resistencia no-drenada (Su).



DR: Densidad Relativa de confección probetas.

Tabla 13. Resumen resultados ensayos CIU. Arena S1- Las Tórtolas.

% Finos	Etapa de Consolidación			e_0	Resistencia Máxima			Resistencia Residual			(Δu) (kg/cm ²)	Su Peak (kg/cm ²)	Su Resid (kg/cm ²)	σ'_n (kg/cm ²) inicial
	σ'_0 (kg/cm ²)	e_i	$(\epsilon_v)_{cons}$ (%)		ϵ (%)	q (kg/cm ²)	p' (kg/cm ²)	ϵ (%)	q (kg/cm ²)	p' (kg/cm ²)				
15	1	0,805	1,500	0,778	20,1	1,0	0,7	20,1	1,04	0,73	0,62	0,52	0,52	1,00
	5	0,805	3,150	0,748	10,3	5,7	3,8	21,1	5,53	5,53	2,98	2,83	2,77	5,00
	10	0,808	4,060	0,735	18,0	9,8	6,8	18,0	9,81	6,83	6,44	4,91	4,91	10,00
	20	0,805	6,170	0,694	4,7	16,6	12,8	20,8	14,41	9,72	15,08	8,28	7,21	20,00
	30	0,808	9,120	0,643	3,1	18,7	15,7	21,0	14,21	10,54	24,2	9,33	7,11	30,00
15	1	0,739	0,950	0,723	20,38	4,4	3,2	20,4	4,42	3,16	-0,69	2,21	2,21	1,00
	5	0,739	2,150	0,702	20,47	8,5	5,8	20,5	8,49	5,82	2,01	4,25	4,25	5,00
	10	0,739	3,260	0,683	8,99	10,4	7,0	20,5	9,38	6,71	6,42	4,69	4,69	10,00
	20	0,739	7,620	0,607	2,08	14,4	11,5	20,9	10,21	7,20	16,20	5,11	5,11	20,00
	30	0,739	8,480	0,592	2,6	21,9	17,3	20,8	21,08	14,75	22,28	10,54	10,54	30,00
18	1	0,784	2,750	0,735	20,9	2,8	2,9	20,9	2,75	2,85	-0,02	1,38	1,38	1,00
	5	0,784	0,650	0,773	20,2	4,6	5,1	20,2	4,59	5,06	3	2,30	2,30	5,00
21	1	0,784	1,360	0,76	15,2	1,6	1,1	17,8	1,53	1,14	0,35	0,78	0,77	1,00
	5	0,780	2,630	0,733	8,9	5,2	3,8	20,4	5,09	3,86	2,84	2,61	2,55	5,00
	10	0,784	6,270	0,673	3,1	9,2	6,4	20,8	6,38	4,58	7,55	4,62	3,19	10,00
	20	0,784	8,520	0,632	2,6	14,2	13,0	20,4	13,02	9,40	14,97	7,09	6,51	20,00
	30	0,696	11,030	0,509	3,2	21,4	21,8	21,1	15,76	13,85	21,4	10,71	7,88	30,00
21	1	0,717	0,730	0,704	20,3	4,0	2,9	20,3	4,00	2,85	-0,52	2,00	2,00	1,00
	5	0,717	1,850	0,685	20,3	8,6	6,2	20,3	8,60	6,15	1,72	4,30	4,30	5,00
	10	0,717	4,310	0,643	7,7	10,1	6,4	11,6	9,87	6,36	6,93	5,04	4,94	10,00
	20	0,711	7,370	0,585	7,2	14,8	9,5	12,4	14,62	9,57	15,30	7,40	7,31	20,00
	30	0,711	9,300	0,552	2,4	20,7	20,0	20,9	19,18	13,49	22,9	10,33	9,59	30,00

Tabla 14. Resumen resultados ensayos CU, anisotrópico. Arena S1- Las Tórtolas.

NOMBRE	Etapa de Consolidación			e_0	Resistencia Máxima			Resistencia Residual			(Δu) (kg/cm ²)	Su Peak (kg/cm ²)	Su Resid (kg/cm ²)	σ'_1/σ'_3 inicial
	σ'_0 (kg/cm ²)	e_i	$(\epsilon_v)_{cons}$ (%)		ϵ (%)	q (kg/cm ²)	p' (kg/cm ²)	ϵ (%)	q (kg/cm ²)	p' (kg/cm ²)				
M15-55	5	0.803	4.78	0.717	5.1	7.6	5.2	20.6	7.3	5.18	2.26	3.78	3.66	2.00
	15	0.857	6.45	0.737	4.1	15.6	12.5	20.7	14.7	10.47	9.43	7.82	7.35	1.50

% Finos: Valor con el cual se confeccionó la probeta,

$\sigma'_0 = \sigma'_n$: Presión de confinamiento efectiva de cámara (Isotrópico),

e_i : Índice de vacíos de la muestra, antes de la etapa de consolidación,

$(\epsilon_v)_{cons}$: Variación volumétrica ($\Delta V/V$) por consolidación,

e_0 : Índice de vacíos después de la etapa de consolidación,

ϵ : Deformación unitaria vertical de la muestra,

q: $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$

p': $(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$

Su: Resistencia no-drenada

Δu : Presión de poros

Tabla 15. Resumen resultados ensayos CIU. Arena S2.

% Finos	Etapa de Consolidación			e_0	Resistencia Máxima			Resistencia Residual			(Δu) (kg/cm ²)	Su Peak (kg/cm ²)	Su Resid (kg/cm ²)	σ'_n (kg/cm ²) inicial
	σ'_0 (kg/cm ²)	e_i	$(\epsilon_v)_{cons}$ (%)		ϵ (%)	q (kg/cm ²)	p' (kg/cm ²)	ϵ (%)	q (kg/cm ²)	p' (kg/cm ²)				
15	1	0,9708	1,415	0,943	20,3	3,2	2,1	20,3	3,20	2,10	-0,03	1,575	1,6	1
	5	0,9708	4,293	0,887	20,5	5,2	3,6	20,5	5,20	3,60	3,15	2,6	2,6	5
	10	0,9708	6,341	0,844	20,7	6,4	5,6	20,7	6,35	5,60	6,52	3,175	3,175	10
	20	0,9708	9,268	0,786	2,6	12,7	13,2	15,7	11,23	9,12	14,62	6,325	5,615	20
	30	0,9708	11,707	0,738	2,6	15,9	17,7	23,2	15,70	12,73	22,5	7,935	7,85	30
15	1	0,9014	0,878	0,885	20,28	3,5	2,5	20,3	3,53	2,48	-0,30	1,77	1,77	1,00
	5	0,9014	3,317	0,839	20,44	6,2	4,2	20,4	6,20	4,20	2,88	3,08	3,10	5,00
	10	0,9014	4,829	0,811	20,55	10,2	8,3	20,6	10,20	8,30	5,13	5,08	5,10	10,00
	20	0,9014	7,073	0,768	20,71	17,3	13,1	20,7	17,30	13,10	12,70	8,65	8,65	20,00
	30	0,9014	9,171	0,728	3,13	21,8	19,9	20,9	21,14	15,45	21,6	10,875	10,57	30
21	1	0,9565	1,512	0,923	20,3	0,9	0,7	20,3	0,88	0,65	0,64	0,44	0,44	1,00
	5	0,9565	4,439	0,866	20,5	4,6	3,5	20,5	4,61	3,50	3,04	2,31	2,31	5,00
	10	0,9565	6,293	0,832	20,7	6,7	5,8	20,7	6,7	5,8	6,21	3,35	3,35	10,00
	20	0,9565	9,268	0,772	15,7	12,6	9,6	15,7	12,6	9,6	14,60	6,31	6,31	20,00
	30	0,9565	11,561	0,729	15,8	19,6	14,9	15,8	19,6	14,9	21,6	9,78	9,78	30
21	1	0,8750	0,927	0,861	20,3	2,5	1,9	20,3	2,5	1,9	-0,07	1,23	1,23	1,00
	5	0,8750	3,805	0,807	20,5	7,8	5,4	20,5	7,8	5,4	1,84	3,88	3,88	5,00
	10	0,8750	5,951	0,767	20,6	9,7	7,4	20,6	9,7	7,4	5,78	4,83	4,83	10,00
	20	0,8750	9,073	0,709	20,6	13,7	11,0	20,6	13,7	11,0	13,60	6,84	6,84	20,00
	30	0,8750	11,073	0,670	10,6	21,3	19,5	21,0	19,16	14,69	21,7	10,635	9,58	30

% Finos: Valor con el cual se confeccionó la probeta,
 $\sigma'_0 = \sigma'_n$: Presión de confinamiento efectiva de cámara,
 e_i : Índice de vacíos de la muestra, antes de la etapa de consolidación,
 $(\epsilon_v)_{cons}$: Variación volumétrica ($\Delta V/V$) por consolidación,
 e_0 : Índice de vacíos después de la etapa de consolidación,

ϵ : Deformación unitaria vertical de la muestra,
 q : $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$
 p' : $(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$
 Su : Resistencia no-drenada
 ΔU : Presión de poros

Tabla 16. Resumen resultados ensayos CIU. Arena S3.

% Finos	Etapa de Consolidación			e_0	Resistencia Máxima			Resistencia Residual			(Δu) (kg/cm ²)	Su Peak (kg/cm ²)	Su Resid (kg/cm ²)	σ'_n (kg/cm ²) inicial
	σ'_0 (kg/cm ²)	e_i	$(\epsilon_v)_{cons}$ (%)		ϵ (%)	q (kg/cm ²)	p' (kg/cm ²)	ϵ (%)	q (kg/cm ²)	p' (kg/cm ²)				
12	0,98	0,742	0,186	0,741	11,8	4,8	3,2	20,6	4,3	2,9	-0,53	2,42	2,14	0,98
	4,88	0,765	1	0,742	8,0	6,1	4,3	20,4	5,2	3,8	2,87	3,03	2,62	4,88
	9,79	0,753	3,051	0,699	8,1	9,2	6,7	21,2	8,3	6,2	6,34	4,58	4,13	9,79
	20,44	0,776	5,409	0,685	2,0	13,1	10,5	20,9	10,9	7,7	16,35	6,54	5,44	20,44
	30,08	0,788	7,827	0,65	2,5	17,6	14,7	20,4	14,4	10,1	24,81	8,80	7,22	30,08
18	1	0,731	0,171	0,73	1,7	1,5	1,1	20,7	0,4	0,3	0,84	0,76	0,21	1,00
	4,88	0,765	2,535	0,723	2,5	4,0	2,9	20,6	2,2	1,6	4,00	1,98	1,11	4,88
	9,81	0,776	4,94	0,689	2,1	6,8	5,4	20,6	4,4	3,2	8,04	3,38	2,20	9,81
	19,86	0,776	6,757	0,657	1,9	12,0	10,0	18,9	8,7	5,7	17,09	6,01	4,34	19,86
	29,75	0,764	7,75	0,627	2,0	16,9	15,3	15,8	13,1	9,1	25,02	8,45	6,57	29,75
12	0,99	0,709	0,11	0,708	13,3	7,1	4,9	21,4	6,8	4,8	-1,51	3,56	3,39	0,99
	4,93	0,687	1,06	0,671	12,1	10,1	7,1	21,0	9,7	6,8	1,37	5,03	4,83	4,93
	9,8	0,731	3,12	0,676	10,1	12,4	8,4	23,1	10,8	7,8	5,57	6,19	5,39	9,80
	20,33	0,731	4,373	0,653	9,1	15,9	10,5	21,3	13,9	9,3	15,69	7,93	6,97	20,33
	29,68	0,624	6,00	0,624	7,0	20,1	13,6	21,1	17,3	12,0	23,44	10,05	8,64	29,68
18	1,03	0,702	0,13	0,699	7,1	4,6	3,4	20,6	3,6	2,8	-0,55	2,29	1,78	1,03
	4,92	0,676	0,95	0,66	7,1	7,5	5,1	21,6	5,1	3,7	2,94	3,73	2,54	4,92
	9,81	0,696	3,58	0,635	8,1	9,6	6,6	23,2	7,3	5,3	23,24	4,80	3,65	9,81
	19,79	0,712	2,319	0,672	7,1	14,9	10,2	20,9	6,2	12,5	20,88	7,43	3,12	19,79
	28,99	0,696	5,94	0,595	3,5	18,8	19,0	21,0	14,9	17,7	21,03	9,39	7,43	28,99

% Finos: Valor con el cual se confeccionó la probeta,
 $\sigma'_0 = \sigma'_n$: Presión de confinamiento efectiva de cámara,
 e_i : Índice de vacíos de la muestra, antes de la etapa de consolidación,
 $(\epsilon_v)_{cons}$: Variación volumétrica ($\Delta V/V$) por consolidación,
 e_0 : Índice de vacíos después de la etapa de consolidación,

ϵ : Deformación unitaria vertical de la muestra,
 $q: (\sigma'_1 - \sigma'_3)$
 $p': (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$
 Su: Resistencia no-drenada
 ΔU : Presión de poros

Tabla 17. Resumen resultados ensayos CIU. Arena S4.

% Finos	Etapa de Consolidación			e_0	Resistencia Máxima			Resistencia Residual			(Δu) (kg/cm ²)	Su Peak (kg/cm ²)	Su Resid (kg/cm ²)	σ'_n (kg/cm ²) inicial
	σ'_0 (kg/cm ²)	e_i	$(\varepsilon_v)_{cons}$ (%)		ε (%)	q (kg/cm ²)	p' (kg/cm ²)	ε (%)	q (kg/cm ²)	p' (kg/cm ²)				
20	1	0,908	0,587	0,893	20,0	3,5	2,6	20,0	3,50	2,61	-0,44	1,75	1,75	1,00
	5	0,908	3,215	0,843	12,8	6,0	4,0	20,4	5,94	4,18	2,8	2,99	2,97	5,00
	15	0,908	6,364	0,783	11,2	14,0	10,6	20,4	12,49	9,84	9,32	7,02	6,25	15,00
	30	0,736	8,811	0,736	3,1	19,1	21,3	20,6	15,54	12,28	22,9	9,53	7,77	30,00
20	1	0,805	0,682	0,793	20,3	4,1	3,0	20,3	4,07	3,03	-0,67	2,04	2,04	1,00
	5	0,805	1,900	0,771	12,7	9,9	6,9	15,3	9,41	6,94	1,20	4,97	4,71	5,00
	15	0,805	4,552	0,814	15,2	15,8	11,5	20,3	15,18	11,62	8,44	7,88	7,59	15,00
	30	0,805	8,518	0,652	3,1	23,4	23,5	20,6	20,66	15,49	21,4	11,68	10,33	30,00
30	1	0,735	1,169	0,715	20,3	2,5	1,8	20,3	2,50	1,81	0,02	1,25	1,25	1,00
	5	0,735	2,630	0,688	17,9	6,2	4,4	20,4	6,10	4,37	2,66	3,12	3,05	5,00
	15	0,735	5,385	0,644	6,1	11,6	9,0	20,4	8,03	6,66	11,02	5,80	4,02	15,00
	30	0,735	9,007	0,581	3,6	20,8	19,2	20,6	18,09	14,23	21,8	10,42	9,05	30,00
30	1	0,653	0,828	0,637	20,3	6,8	4,9	20,3	6,84	4,91	-1,63	3,42	3,42	1,00
	5	0,653	2,874	0,603	12,8	9,8	7,0	20,4	9,43	7,10	1,04	4,89	4,72	5,00
	15	0,653	4,259	0,576	12,2	18,8	14,1	14,2	18,67	14,15	7,07	9,38	9,34	15,00
	30	0,653	6,266	0,543	10,2	33,5	24,8	20,4	28,2	22,5	16,94	16,75	14,09	30,00

% Finos: Valor con el cual se confeccionó la probeta,
 $\sigma'_0 = \sigma'_n$: Presión de confinamiento efectiva de cámara,
 e_i : Índice de vacíos de la muestra, antes de la etapa de consolidación,
 $(\varepsilon_v)_{cons}$: Variación volumétrica ($\Delta V/V$) por consolidación,
 e_0 : Índice de vacíos después de la etapa de consolidación,

ε : Deformación unitaria vertical de la muestra,
 q : $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$
 p' : $(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$
Su: Resistencia no-drenada
 ΔU : Presión de poros

En las Figura 66 a Figura 69, se presenta la variación de S_u con respecto al índice de vacíos (e) y la presión de confinamiento media efectiva en la falla (p'), separados para distintos contenido de finos, pero mezclando todos los tipos de arena. Cabe señalar que el índice de vacíos (e), corresponde al obtenido al final de la etapa de consolidación. De estas figuras es posible concluir lo siguiente:

- La variación de S_u con respecto al índice de vacíos presenta una baja dispersión. Se observa que la pendiente de la curva de tendencia es similar para todas las arenas, independiente del contenido de finos,
- De los ensayos realizados con 12% de finos, efectuados sólo a la muestra S3, se deduce:

En el plano S_u - e , se observa una variación lineal con un muy buen ajuste y la relación entre resistencia no drenada e índice de vacíos, queda caracterizada por la siguiente expresión:

$$S_u = 36 \cdot \ln(e) - 8.7 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \quad \text{Ecuación 16}$$

Por otro lado, en el plano e - $\ln(p')$, se observa una variación logarítmica con una baja dispersión, independiente de la densidad inicial de confección de la probeta. En este plano, la relación queda caracterizada por la siguiente expresión:

$$e = 0.843 - 0.084 \cdot \ln(p') \quad \text{Ecuación 17}$$

Donde p' , es la presión de confinamiento media: $p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$, en kg/cm^2

- De los ensayos realizados con 15% de finos, efectuados a la muestras S1 y S3, se deduce:

En el plano S_u - e , al igual que para un 12% de finos, se observa una variación lineal con baja a muy baja dispersión de resultados. Se observa una marcada

diferencia entre los resultados de la arena S1 y S3. Para un 15% de finos la variación de S_u queda caracterizada por las siguientes expresiones:

$$\text{Arena S1: } S_u = 36 \cdot \ln(e) - 6 \left(\frac{kg}{cm^2} \right) \quad \text{Ecuación 18}$$

$$\text{Arena S3: } S_u = 36 \cdot \ln(e) - 0.75 \left(\frac{kg}{cm^2} \right) \quad \text{Ecuación 19}$$

En el plano $e-\ln(p')$, se observa una variación logarítmica con una baja dispersión para la arena S-3, pero para la probeta S-1, la variación es de tipo exponencial. Cabe señalar que la variación observada para la arena S-1 es similar a la reportada para la arena de Toyoura (Figura 12). En este plano, la relación queda caracterizada por las siguientes expresiones:

$$\text{Arena S-1 } e = 0.78 \cdot e^{(-0.02 \cdot p')} \quad \text{Ecuación 20}$$

$$\text{Arena S-3 } e = 0.996 - 0.095 \cdot \ln(p') \quad \text{Ecuación 21}$$

- De los ensayos realizados con 18%-21% de finos, efectuados a la muestras S1, S2, S3 y S4, se deduce:

En el plano S_u-e , al igual que para los casos anteriores, se observa una variación lineal con baja a muy baja dispersión de resultados. Se observa una marcada diferencia entre los resultados de la arena S1-S2 y S3-S4, formando dos subconjuntos de resultados similares. Para un 15%-21% de finos la variación de S_u queda caracterizada por las siguientes expresiones:

$$\text{Arena S1-S2: } S_u = 26.7 \cdot \ln(e) - 8 \left(\frac{kg}{cm^2} \right) \quad \text{Ecuación 22}$$

$$\text{Arena S3-S4: } S_u = 26.7 \cdot \ln(e) - 1.12 \left(\frac{kg}{cm^2} \right) \quad \text{Ecuación 23}$$

En el plano $e-\ln(p')$, se observa que el mejor ajuste se obtiene con una variación exponencial, en el caso de las arenas S1, S3 y S4. Es importante destacar que las arenas S3 y S4, prácticamente siguen la misma tendencia. En el caso de la arena

S1, la variación es del tipo logarítmico. En este plano, la relación queda caracterizada por las siguientes expresiones:

$$\text{Arena S-1} \quad e = 0.80 \cdot e^{(-0.03 \cdot p')} \quad \text{Ecuación 24}$$

$$\text{Arena S-3 y S-4} \quad e = 0.89 \cdot e^{(-0.015 \cdot p')} \quad \text{Ecuación 25}$$

$$\text{Arena S-2} \quad e = 0.711 - 0.03 \cdot \ln(p') \quad \text{Ecuación 26}$$

Es interesante notar la similitud entre la expresión de la Ecuación 24 y 20.

- De los ensayos realizados con 30% de finos, efectuado sólo a la muestra S4, se deduce:

En el plano S_u - e , también se observa una variación logarítmica con prácticamente nula dispersión, la cual queda caracterizada por la siguiente expresión:

$$S_u = 30 \cdot \ln(e) - 8 \left(\frac{kg}{cm^2} \right) \quad \text{Ecuación 27}$$

En el plano e - $\ln(p')$, se observa una variación logarítmica con baja dispersión, independiente de la densidad inicial de confección de la probeta. En este plano, la relación queda caracterizada por las siguientes expresiones:

$$\text{Arena S-4} \quad e = 0.763 - 0.07 \cdot \ln(p') \quad \text{Ecuación 28}$$

Figura 66. Variación de la resistencia no-drenada (S_u) residual. Totalidad de arenas con 12% de Finos.

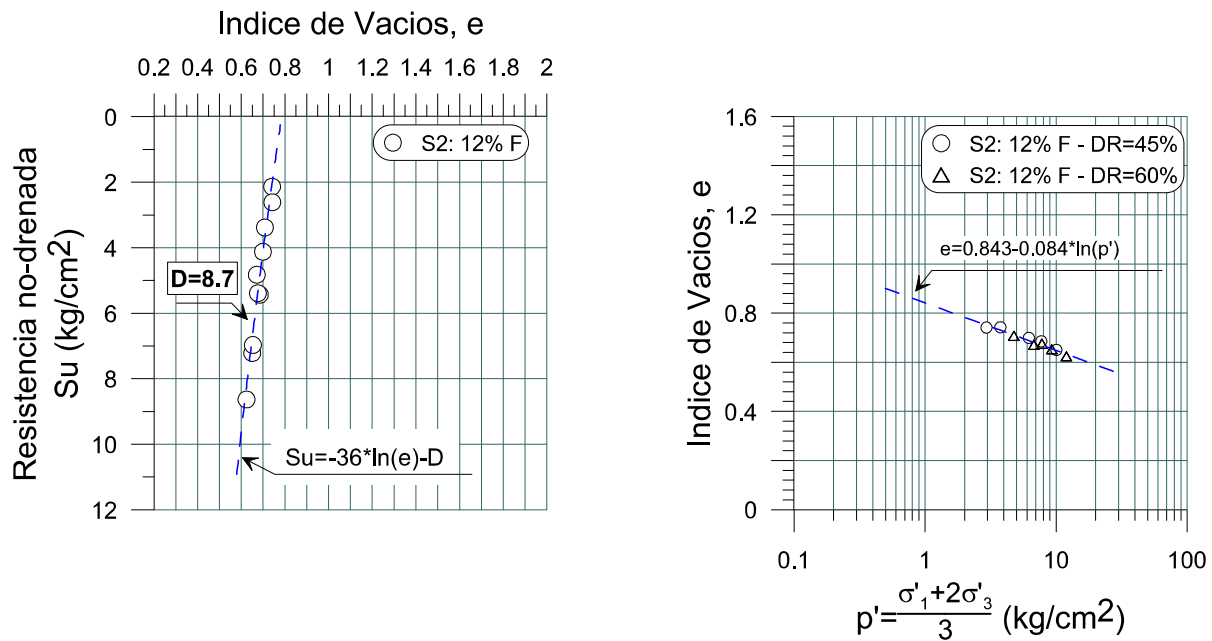


Figura 67. Variación de la resistencia no-drenada (S_u) residual. Totalidad de arenas con 15% de Finos.

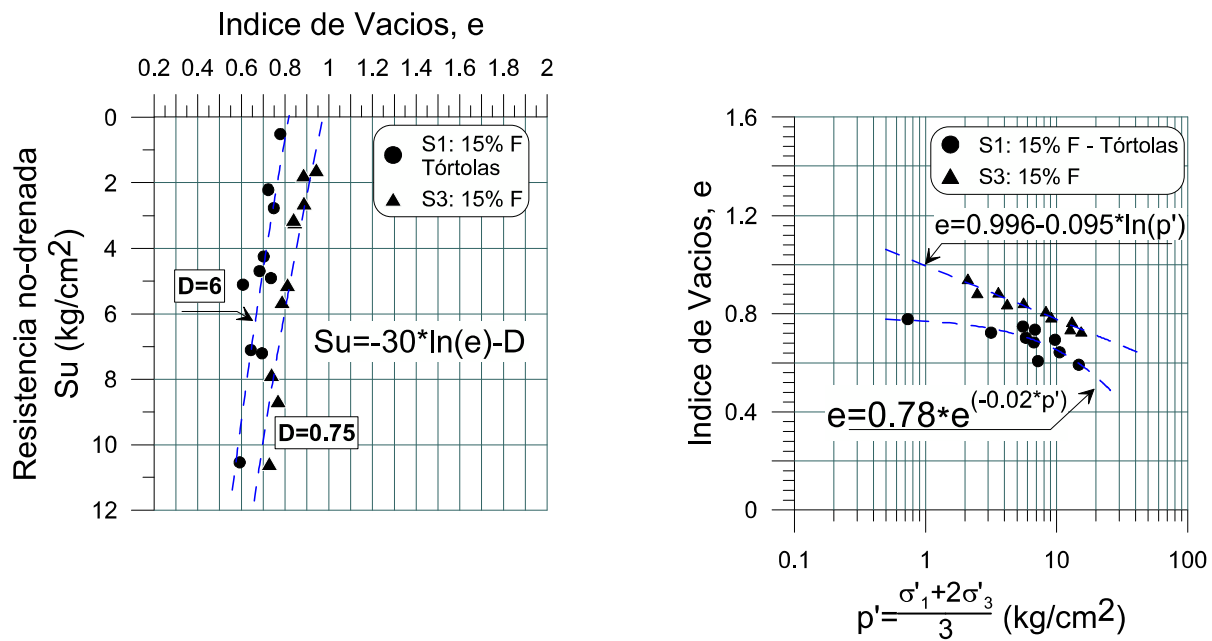


Figura 68. Variación de la resistencia no-drenada (S_u) residual. Totalidad de arenas con 18%-21% de Finos.

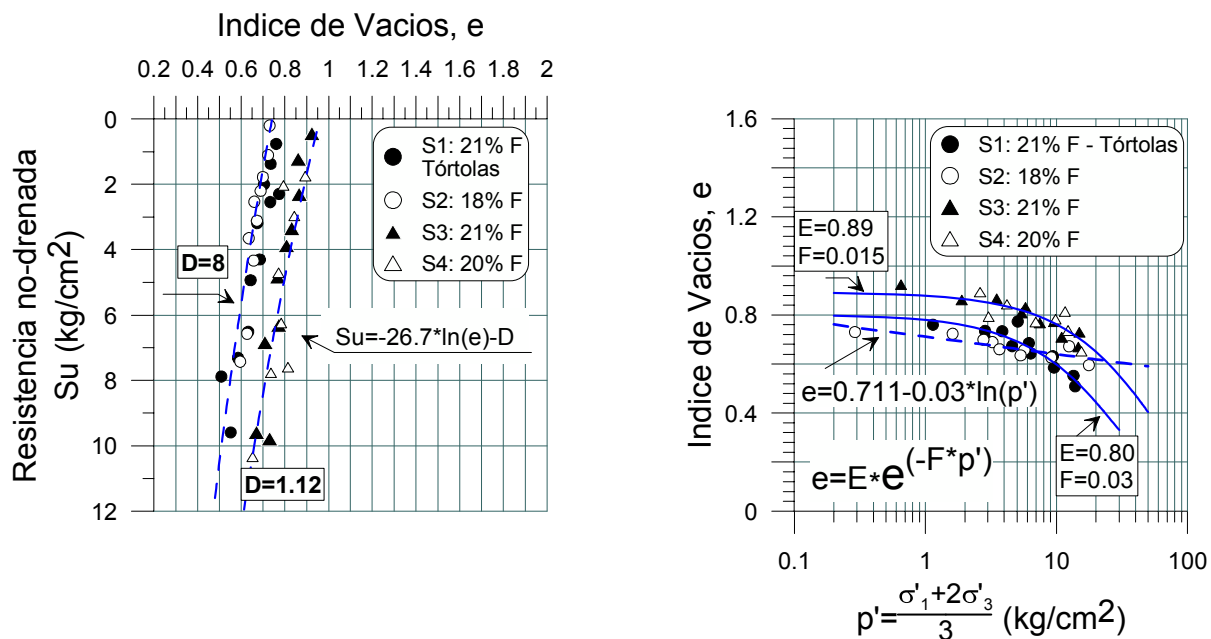
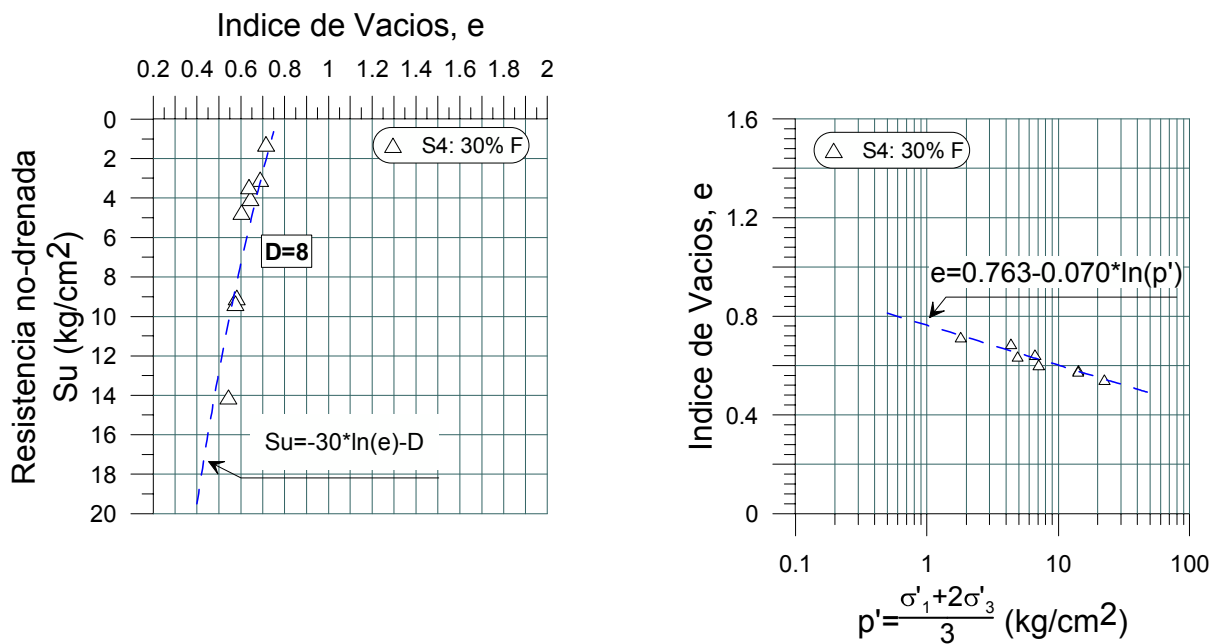


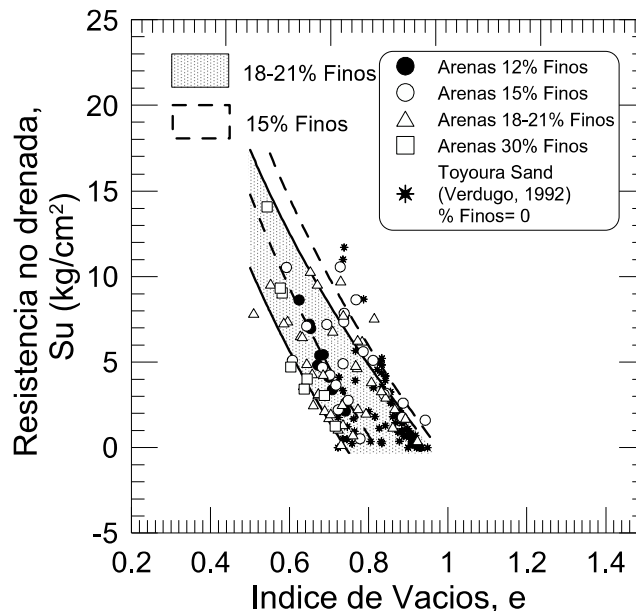
Figura 69. Variación de la resistencia no-drenada (S_u) residual. Totalidad de arenas con 30% de Finos.



Para obtener una mejor comprensión de los datos obtenidos de los ensayos, en la Figura 70 se han graficado todos los resultados obtenidos de resistencia no-drenada (S_u), separados por distintos contenidos de finos. Se observa que aun cuando el rango de contenido de finos no plásticos varía entre un 12% y un 30%, todos los valores de S_u quedan contenidos en la banda que representa los resultados para 18 a 21% de finos (ecuaciones 22 y 23). En este gráfico, además se han incorporado, a modo de referencia, los resultados de Verdugo (1992) sobre la arena Toyoura (sin finos) la cual fue ensayada en un amplio rango de densidad relativa ($DR=7$ a 67%).

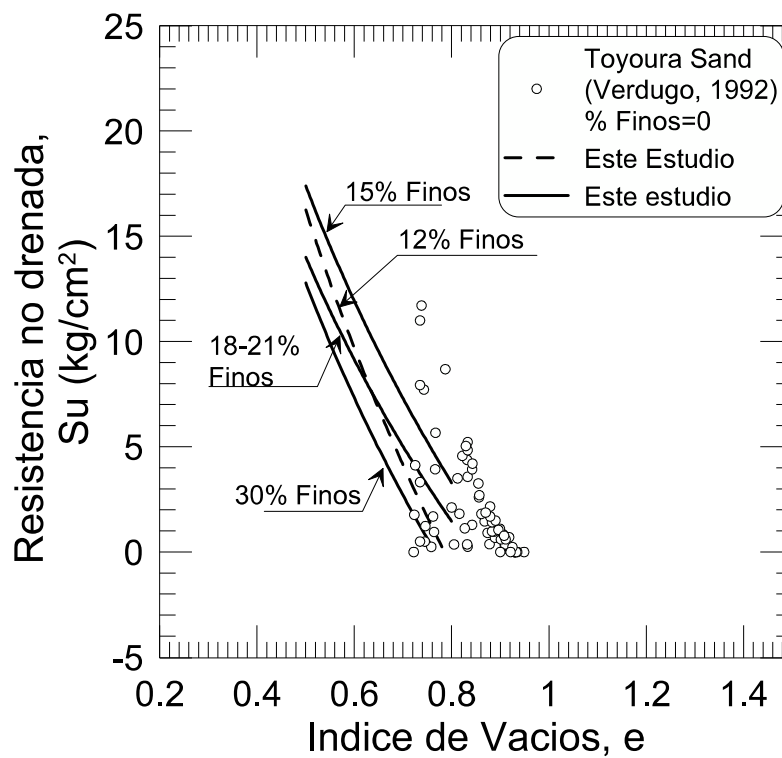
Es importante destacar que las ecuaciones deducidas para la variación de la resistencia no-drenada para distintos contenidos de finos, indican que para valores medios de $e=0.76$ (30% de finos), $e=0.84$ (18-21% de finos), $e=0.89$ (15% de finos) y $e=0.89$ (12% de finos), el valor de S_u es nulo. Estos índices de vacíos están asociados a densidades relativas inferiores a $DR < 40\%$ para los distintos tipos de arenas ensayadas. En la arena de Toyoura, Verdugo (1992) registró valores nulos de S_u para valores de $DR < 15\%$. Cabe señalar que la arena de Toyoura tiene un contenido de finos nulos.

Figura 70. Variación de la resistencia no-drenada (S_u) con el índice de vacíos (e) y el contenido de finos de baja plasticidad. Totalidad de las muestras de arenas ensayadas.



Por otro lado, en la Figura 71 se han graficado las curvas de variación promedio de la resistencia no drenada (S_u) con respecto al índice de vacíos, observándose que existe una importante disminución de S_u en la medida que se incrementa el contenido de finos sobre el 15%. También se observa que las curvas de variación de S_u son paralelas, lo cual conlleva a pensar que las variaciones en la resistencia no-drenada es dependiente del contenido de finos no-plástico de la muestra.

Figura 71. Variación *promedio* de la resistencia no-drenada (S_u) con el índice de vacíos (e) y el contenido de finos. Totalidad de las muestras de arenas ensayadas (S1 a S4).



6.3.3 Envolventes de resistencia al corte

Para determinar la envolvente de resistencia al corte de los distintos tipos de arena, se consideraron los resultados los valores últimos o residuales obtenidos de los ensayos. Los resultados se han graficado en el plano p' - q , para cada tipo de arena y las envolventes obtenidas se presentan en la Figura 72 y Figura 73. De estas figuras se deduce:

Arena S1:

Se observa que la envolvente de resistencia es tipo lineal, la cual queda caracterizada por una cohesión nula y un ángulo de fricción interna de $\phi=34^\circ$ ($M=1.36$). Sólo dos puntos se salen de la tendencia, lo cuales se estiman como no representativos del comportamiento global.

Arena S2:

Se observa que la envolvente de resistencia es tipo bi-lineal. El primer tramo queda caracterizada por una cohesión nula y un ángulo de fricción interna de $\phi=34^\circ$ ($M=1.36$), hasta presiones de confinamiento media de $p'=10 \text{ kg/cm}^2$. Para tensiones mayores que las indicadas, la envolvente se caracteriza por un ángulo de fricción interna de $\phi=32^\circ$ ($M=1.28$).

Arena S3:

Se observa que la envolvente de resistencia es tipo bi-lineal. El primer tramo queda caracterizada por una cohesión nula y un ángulo de fricción interna de $\phi=36^\circ$ ($M=1.45$), hasta presiones de confinamiento media de $p'=5 \text{ kg/cm}^2$. Para tensiones mayores que las indicadas, queda caracterizada por un ángulo de fricción interna de $\phi=34^\circ$ ($M=1.34$). Localmente, disminuye hasta valores de $\phi=32^\circ$ ($M=1.28$).

Arena S4:

Se observa que la envolvente de resistencia es tipo tri-lineal. El primer tramo queda caracterizado por una cohesión nula y un ángulo de fricción interna de $\phi=36^\circ$ ($M=1.45$), hasta presiones de confinamiento media de $p'=5 \text{ kg/cm}^2$. El segundo tramo, para $5 < p' < 15 \text{ kg/cm}^2$, el ángulo de

fricción interna es de $\phi=36^\circ$ ($M=1.45$). Para tensiones mayores que las indicadas, queda caracterizada por un ángulo de fricción interna de $\phi=32^\circ$ ($M=1.28$).

Figura 72. Envoltentes de resistencia drenada y no-drenada: a) arenas S1, b) arenas S2

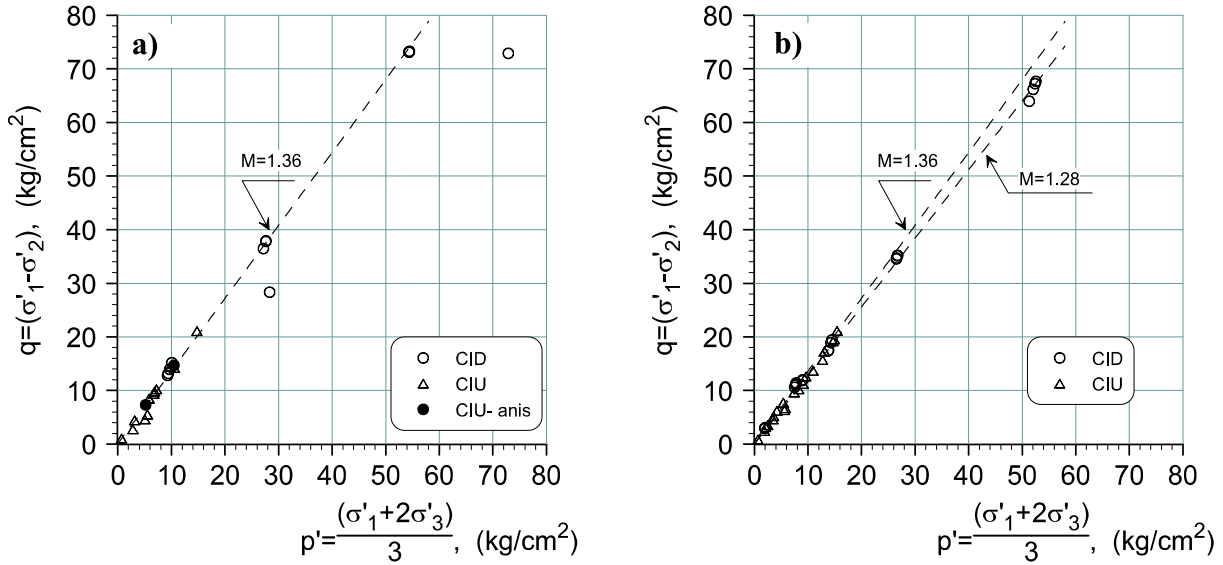
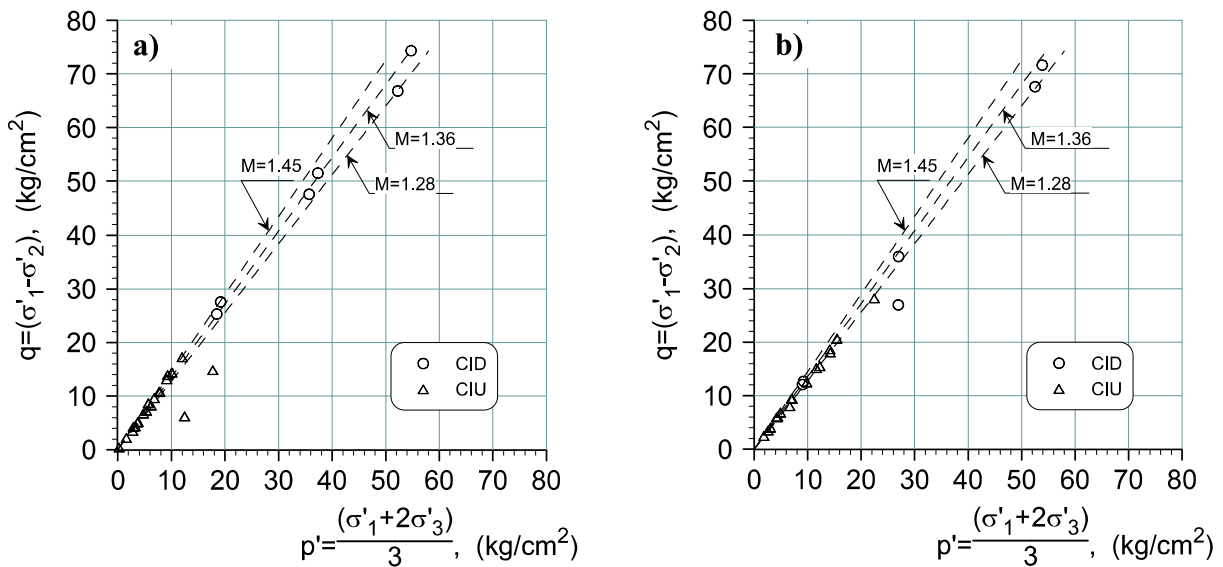


Figura 73. Envoltentes de resistencia drenada y no-drenada: a) arenas S3, b) arenas S4



6.3.4 Módulos de deformación inicial (E_i)

6.3.4.1 Método hiperbólico

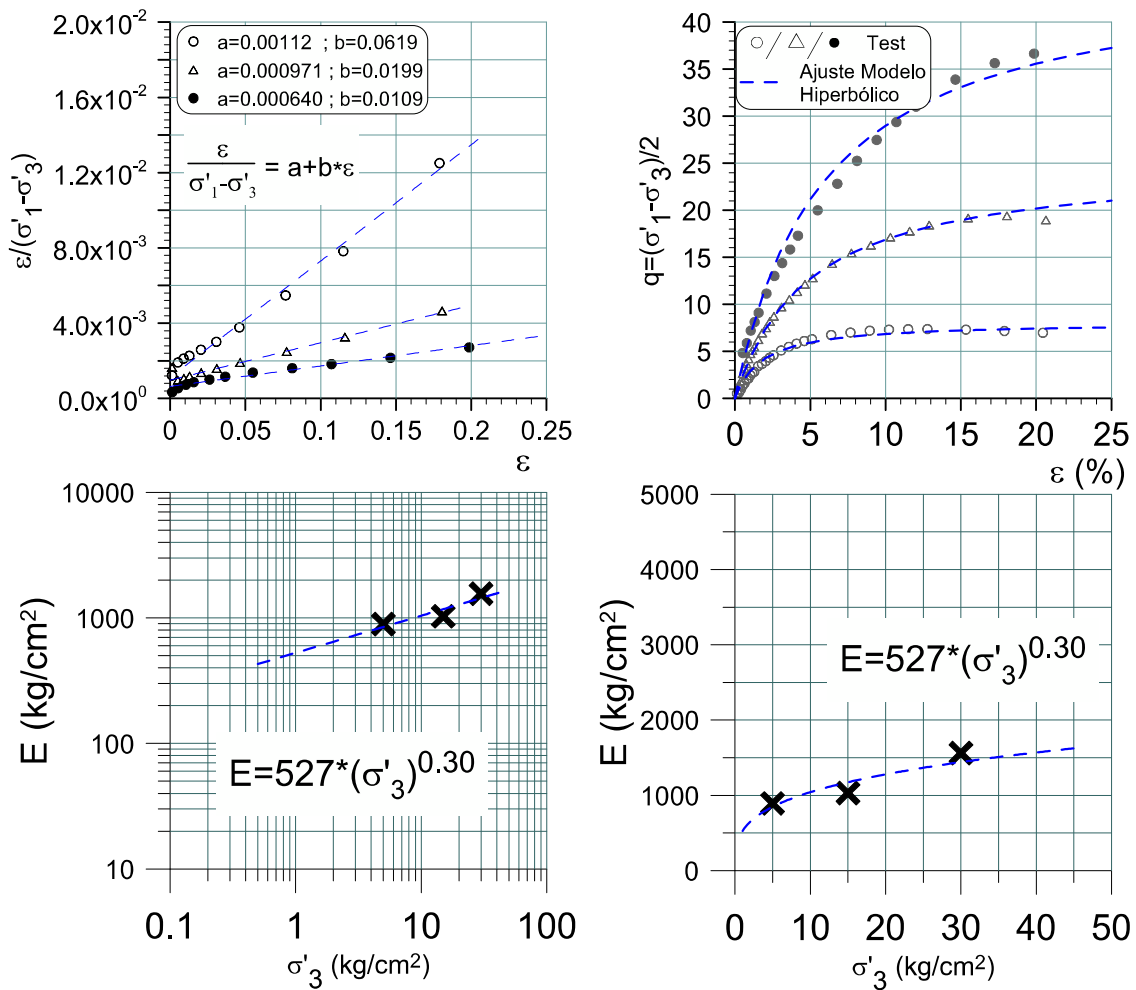
Para determinar la variación del módulo de deformación tangente inicial (E_i) con respecto a la presión de confinamiento, se utilizó el ajuste hiperbólico (Duncan et. al, 1970).

Los criterios adoptados al aplicar el método fueron:

- Se aplicó a tanto ensayos drenados como no-drenados. Cabe señalar que la práctica habitual no recomienda utilizar el ajuste hiperbólico para obtener los módulos bajo condiciones no-drenadas, debido a que se pueden comparar comportamientos fuertemente dilatantes con fuertemente contractivos en un mismo ensayo. Sin embargo, para este trabajo se considera válida su aplicación, dado se verificó el ajuste para cada una de las curvas analizadas, lo cual se presenta en Anexo.
- En aquellas curvas de tensión deformación que presentaban un valor máximo distinto al residual, el ajuste se realizó privilegiando la parte inicial de la curva, ya que el objetivo principal es determinar el módulo de deformación al comienzo de la curva tensión-deformación,
- El ajuste se realizó con todos los datos disponibles de los ensayos,
- Sólo se analizó la variación del módulo de deformación,
- Una vez obtenidos los parámetros del modelo hiperbólico, se verificó el ajuste graficando las curvas tensión deformación deducidas, con los datos experimentales,

En la Figura 74 se presenta un ejemplo de la forma como se dedujeron los valores del módulo de deformación. En el Anexo B, se incluyen todos los casos analizados.

Figura 74. Ejemplo de determinación variación de E_s con la presión de confinamiento (σ'_3). Arena S1, con 21% de finos y densidad de probeta DR=45% (ensayo CID).



6.3.4.2 Análisis de resultados de ensayos

De acuerdo a Bard (1993), la variación del módulo de deformación, puede ser expresada como función del confinamiento inicial (σ'_3) y del índice de vacíos (e), de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\frac{E_i}{\sigma'_3 n} = \frac{A}{e}$$

Ecuación 29

Dónde:

- Ei: módulo de deformación inicial,
- σ'_3 : presión de confinamiento,
- n: habitualmente considerado $n=0.5$,
- A: constante que depende del tipo de suelo,
- e: Índice de vacíos.

Basado lo anterior, los resultados fueron ordenados y graficados de modo de obtener el parámetro “A” característico para cada tipo de arena. No obstante, al analizar los resultados se observó que la variación de Ei sigue las siguientes tendencias:

- Caso drenado:

$$\frac{E_i}{\sqrt{\sigma'_3}} = \frac{A}{e} + B \quad \text{Ecuación 30}$$

B: Constante

- Caso no-drenado:

$$\frac{E_i}{\sqrt{\sigma'_3}} = A \left(\frac{1}{e}\right)^m \quad \text{Ecuación 31}$$

A, m: Constantes

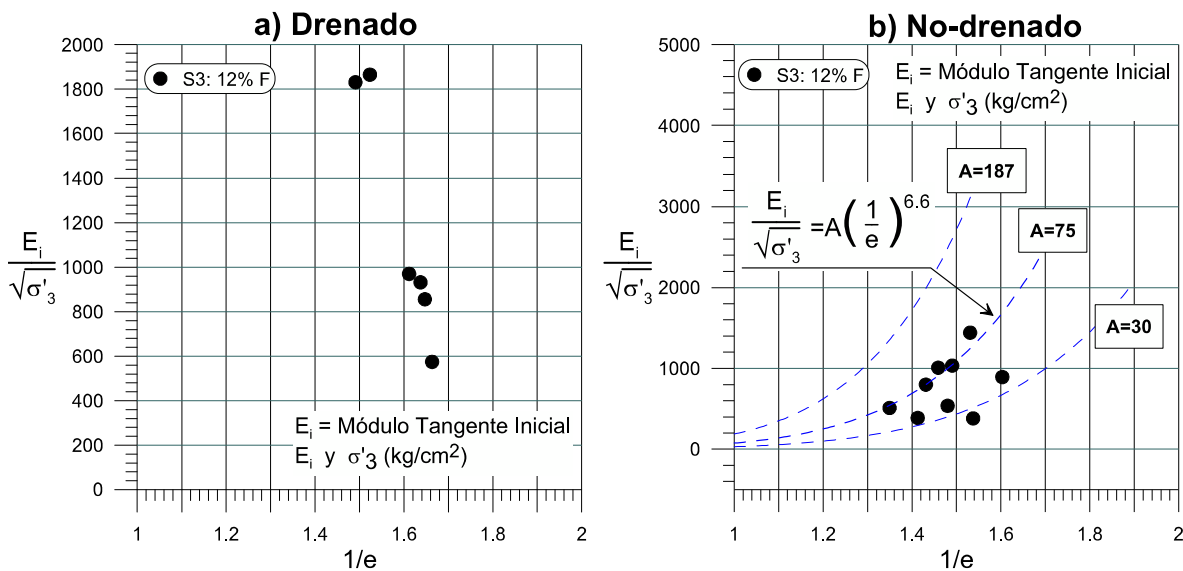
En las Figura 75 a Figura 77, se presenta la variación del módulo de deformación tangente inicial (Ei) con respecto a la tensión normal e índice de vacíos, separados para distintos contenido de finos, pero mezclando todos los tipos de arena. De estas figuras es posible concluir lo siguiente:

- De los ensayos realizados con 12% de finos efectuados sólo a la muestra S3, se deduce:
 - En los ensayos drenados (Figura 75-a), no se observa tendencia alguna, presentándose una muy alta dispersión en los resultados,
 - En los ensayos no drenados (Figura 75-b), la dispersión también es alta, observándose un comportamiento semi-lineal con el índice de vacíos, para el rango ensayado. Cabe señalar que en la (Figura 75-b) se ha dibujado líneas de tendencia de tipo potencial con respecto al índice de vacíos, ya que como se verá más adelante, este tipo de tendencia es el que mejor se ajusta para contenidos de finos mayores a 15% y así se tiene una misma base de comparación. La ecuación que representa esta condición es:

$$\frac{E_i}{\sqrt{\sigma'_3}} = A \left(\frac{1}{e} \right)^{6.6} \quad \text{Ecuación 32}$$

Con A variable entre A=30 y A=75

Figura 75. Variación del módulo tangente inicial normalizado. Arena S3, con 12% de Finos: a) caso drenado, b) No-drenado



- De los ensayos realizados con 15% de finos a las muestras de arenas S1 y S3, se deduce:
 - En los ensayos drenados (Figura 76-a), se observa una tendencia lineal y con una dispersión relativamente baja. Las envolventes que cubren las variaciones de los módulos, pueden ser caracterizados con la siguiente expresión:

$$\frac{E_i}{\sqrt{\sigma'_3}} = 148\left(\frac{1}{e}\right) + B \quad \text{Ecuación 33}$$

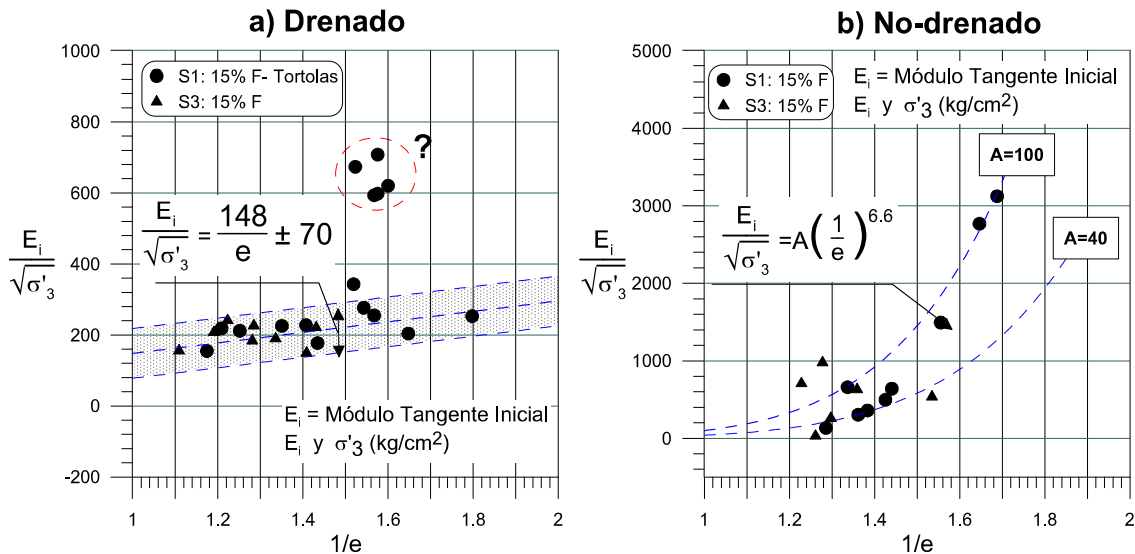
Con B=0, para valores medios y con valores extremos dados por B=70 y B=-70.

- En los ensayos no drenados (Figura 76-b), la dispersión también es alta, observándose un comportamiento lineal con el índice de vacíos, para el rango comprendido entre $0.67 < e < 0.83$. Para $e < 0.67$, el crecimiento de los módulos es de tipo potencial. La ecuación que representa esta condición es:

$$\frac{E_i}{\sqrt{\sigma'_3}} = A\left(\frac{1}{e}\right)^{6.6} \quad \text{Ecuación 34}$$

Con A variable entre A=40 y A=100

Figura 76. Variación del módulo tangente inicial normalizado. Arenas con 15% de Finos: a) caso drenado, b) No-drenado



- De los ensayos realizados con 18 a 21% de finos efectuados a las muestras de arena S1, S2, S3 y S4, se deduce:

- En los ensayos drenados (Figura 77-a), se observa tendencia lineal y con una dispersión relativamente baja, similar a lo observado para 12% y 15% de finos. Las envolventes que cubren las variaciones de los módulos, pueden ser caracterizados con la siguiente expresión:

$$\frac{E_i}{\sqrt{\sigma'_{t3}}} = 148\left(\frac{1}{e}\right) + B \quad \text{Ecuación 35}$$

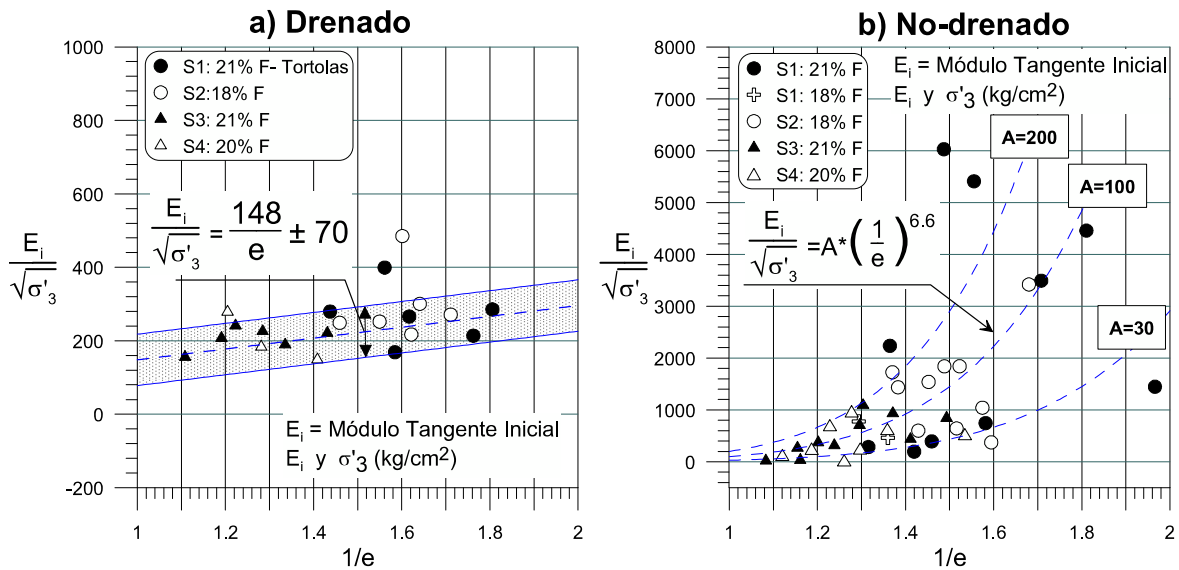
Con B=0, para valores medios y con valores extremos dados por B=70 y B=-70.

- En los ensayos no drenados (Figura 77-b), la dispersión también es alta, observándose un comportamiento lineal con el índice de vacíos, para el rango comprendido entre $0.62 < e < 0.92$. Para $e < 0.62$, el crecimiento de los módulos es de tipo potencial, con una importante dispersión. La ecuación que representa esta condición es:

$$\frac{E_i}{\sqrt{\sigma'_{t3}}} = A\left(\frac{1}{e}\right)^{6.6} \quad \text{Ecuación 36}$$

Con A variable entre A=30 y A=200

Figura 77. Variación del módulo tangente inicial normalizado. Arenas con 18%-21% de Finos: a) caso drenado, b) No-drenado



- De los ensayos realizados con 30% de finos efectuados a la muestra de arena S4, se deduce:
 - En los ensayos drenados (Figura 78-a), se observa que las envolventes que cubren las variaciones de los módulos es la misma que se obtuvo para los otros contenidos de finos y además con una dispersión similar, es decir:

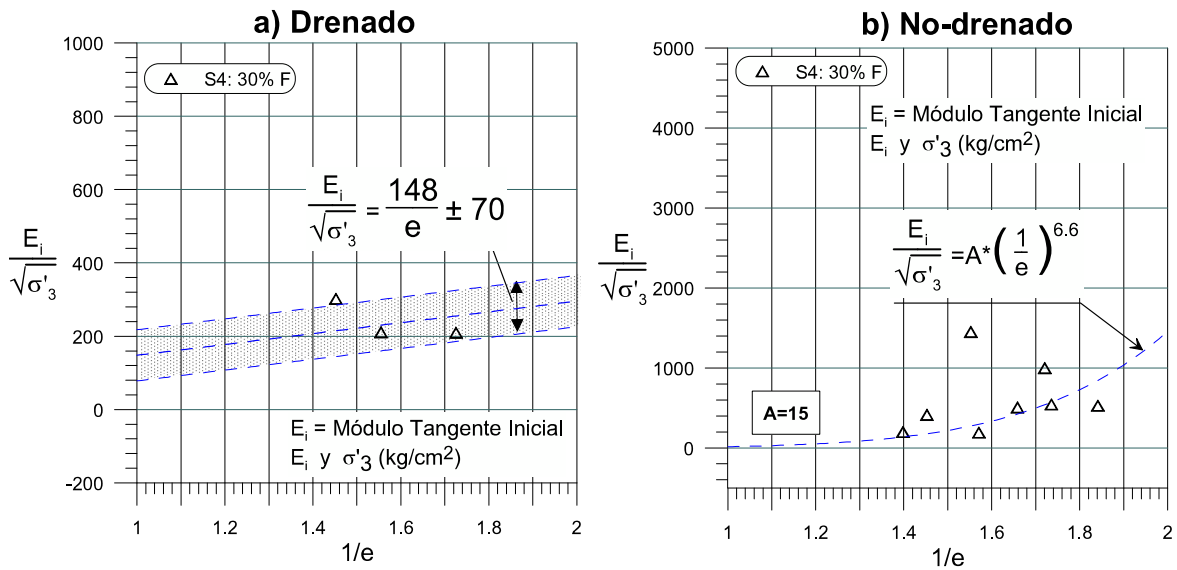
$$\frac{E_i}{\sqrt{\sigma'_{3}}} = 148\left(\frac{1}{e}\right) + B \quad \text{Ecuación 37}$$

Con $B=0$, para valores medios y con valores extremos dados por $B=70$ y $B=-70$.

- En los ensayos no drenados (Figura 78-b), la dispersión es menor, observándose un comportamiento lineal con el índice de vacíos, para el rango ensayado. No obstante y para efectos de comparación con los otros resultados, se ha asignado una línea de tendencia del tipo potencial. La ecuación que representa esta condición es:

$$\frac{E_i}{\sqrt{\sigma'_{3}}} = 15\left(\frac{1}{e}\right)^{6.6} \quad \text{Ecuación 38}$$

Figura 78. Variación del módulo tangente inicial normalizado. Arenas con 30% de Finos: a) caso drenado, b) No-drenado



En la Figura 79, se han graficado todos los resultados deducidos mediante el método hiperbólico para los distintos contenidos de finos y densidad inicial de las muestras. En el caso de los ensayos drenados, aun cuando el rango de contenido de finos ensayado varíe entre un 15% y un 30%, los valores de E_i están prácticamente todos contenidos en una única banda, la cual queda caracterizada por la siguiente expresión:

$$\frac{E_i}{\sqrt{\sigma'_3}} = \left(\frac{148}{e}\right) \pm 70 \quad \text{Ecuación 39}$$

Cabe señalar que fueron excluidos los resultados de E_i para 12% de finos, dado que se salen fuertemente del rango de resultados.

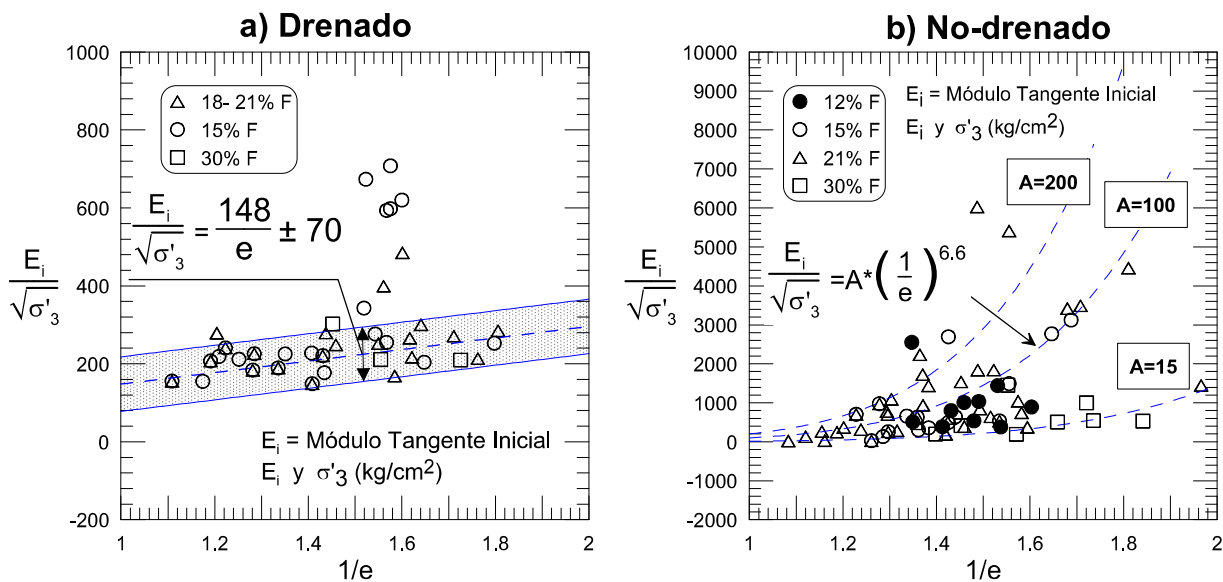
En el caso de los ensayos no-drenados, se observa una significativa dispersión y un fuerte incremento de los valores de E_i para índices de vacíos inferiores a $e < 0.67$. También se observa una fuerte variación en los valores para los distintos contenidos de finos, con resultados muy disímiles para cada tipo de arena y contenido de finos asociados. Los valores de E_i más bajos,

están asociados a un 30% de finos y los más altos a un contenido de finos entre 15 y 21%. Los valores quedan caracterizados por:

$$\frac{E_i}{\sqrt{\sigma_3}} = A \left(\frac{148}{e} \right) \quad \text{Ecuación 40}$$

Con A=100, para valores medios y con valores extremos dados por A=15 y A=200.

Figura 79. Variación del módulo tangente inicial normalizado. Totalidad de arenas ensayadas: a) caso drenado, b) No-drenado



6.3.5 Módulos Corte a pequeñas deformaciones¹⁰ (G)

El módulo de corte máximo o a pequeñas deformaciones ($\epsilon \leq 10^{-5}$), es una propiedad que depende, al igual que el módulo de deformación (E_i), de la presión de confinamiento, del índice de vacíos y del tipo de suelos. Según Bowles (1995), una ecuación representativa de la variación del módulo de corte a pequeñas deformaciones, con la presión isotrópica de confinamiento y la densidad del material, es la siguiente:

¹⁰ $G=G_0=G_{max}$, para un nivel de deformación angular de $\gamma < 10^{-5}$

$$G_{max} = C_0 \frac{(2.97-e)^2}{F(e)} \cdot \sigma'_0{}^n \quad \text{Ecuación 41}$$

Donde:

G_{max} : Módulo de corte a pequeñas deformaciones (kPa)

e : Índice de vacíos

σ'_0 : Presión de confinamiento efectiva¹¹, $\sigma'_0 = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}$

	Hardin & Drnevich (1972)	Kim & Novak (1981)
C_0	3230	440-1450
n	0.5	0.51-0.73
$F(e)$	$1+e^{\S}$	$1+e$

^{\S} Hardin y Blandford (1989) recomienda $F(e)=0.3+0.7e^2$

Tomando como referencia los valores propuestos por Hardin & Drnevich (1972), se parametrizaron los resultados obtenidos de dos ensayos triaxial a pequeñas deformaciones, efectuados sobre la muestras de arena S1 y S3, complementado con un ensayo en columna resonante efectuado en la muestra S3. Los resultados se presentan en las Figura 80, Figura 81 y Figura 82.

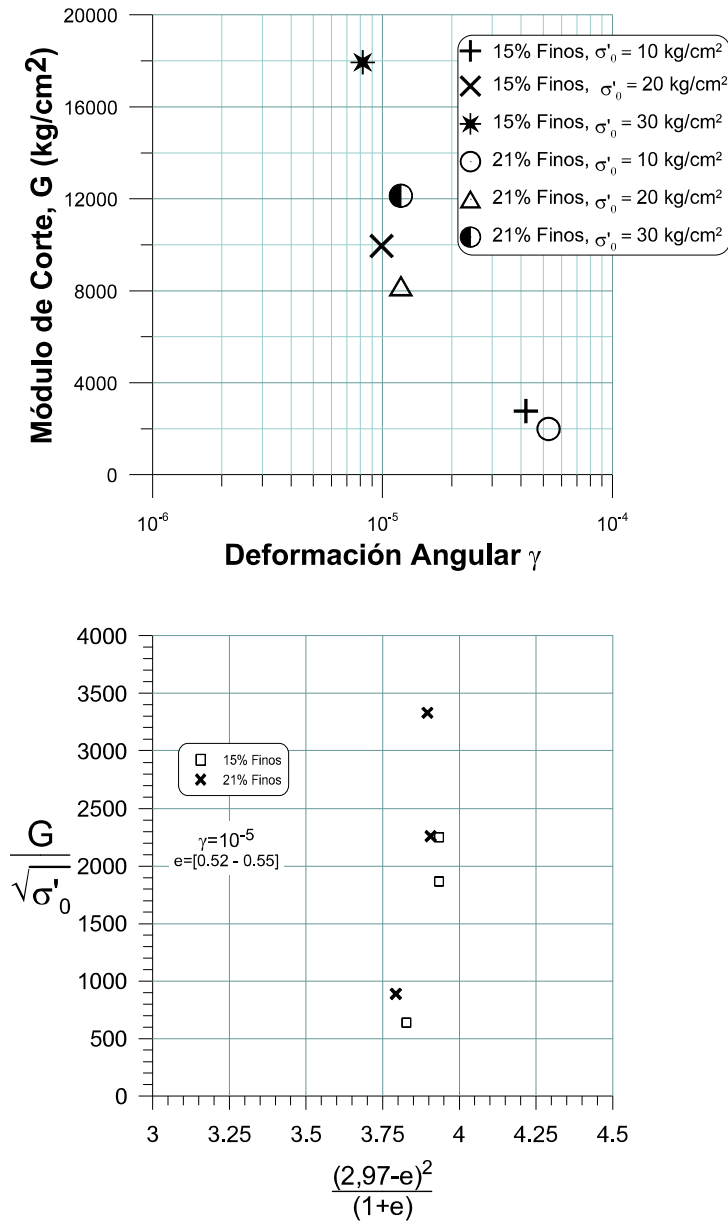
Del análisis de los resultados se observa lo siguiente para las arenas S1 (Figura 79):

- Se verifica que los valores de G son mayores para la muestra con 15% de finos, en comparación con la de 21% de finos. Las variaciones observadas son más significativas para altas presiones de confinamiento,
- Se verifica que el valor del módulo de corte disminuye con el nivel de deformación, siendo los mayores obtenidos para deformaciones de 10^{-6} a 10^{-5} ,
- Al normalizar los valores de G para obtener las variables C_0 y n de la ecuación 41, se verifica que la arena S1 no sigue la tendencia observada por Hardin & Drnevich

¹¹ Bajo un esfuerzo de consolidación isotrópica, $\sigma'_0 = \sigma'_3$

(1972). En efecto, existe una notable diferencia en los resultados obtenidos para el rango de presiones de confinamiento ensayado ($\sigma'_3=10$ a 30 kg/cm^2). Es importante destacar que el rango de densidades ensayados es muy acotado ($0.52 < e < 0.55$)

Figura 80. Arenas S1 (Tórtolas). Variación del módulo de corte a pequeñas deformaciones, ensayos triaxial a pequeñas deformaciones.



Del análisis de los resultados, para las arenas S3, se observa lo siguiente (Figura 80 y 81):

- Se observa un incremento en los valores de G, cuando se incrementa la presión de confinamiento inicial, para todo el rango de densidades ensayadas. El incremento es mayor para las presiones de confinamiento más altas,
- Los resultados de los ensayos para una misma presión de confinamiento, pero para distintas densidades inicial (DR=50, 60 y 65%), son prácticamente iguales,
- Se verifica que el valor del módulo de corte (G) disminuye con el nivel de deformación, siendo los mayores obtenidos para deformaciones de 10^{-5} ,
- Al normalizar los valores de G para obtener las variables C_0 y n de la ecuación 41, se verifica que la arena S3 sigue aproximadamente la tendencia observada por Hardin & Drnevich (1972), no obstante, es necesario incorporar otra variable a la ecuación (dependiente de la presión de confinamiento),
- El valor de G queda definido, según el ensayo triaxial a pequeñas deformaciones, de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$\gamma \approx 10^{-5}, \quad G = (Pa) \left\{ 750 \cdot \frac{(2.97-e)^2}{1+e} - 1800 \right\} \cdot \left(\frac{\sigma'_0}{Pa} \right)^{0.5} \quad \text{Ecuación 42}$$

$$\gamma \approx 10^{-4}, \quad G = (Pa) \left\{ 750 \cdot \frac{(2.97-e)^2}{1+e} - 1900 \right\} \cdot \left(\frac{\sigma'_0}{Pa} \right)^{0.5} \quad \text{Ecuación 43}$$

$$\gamma \approx 10^{-3}, \quad G = (Pa) \left\{ 750 \cdot \frac{(2.97-e)^2}{1+e} - 2200 \right\} \cdot \left(\frac{\sigma'_0}{Pa} \right)^{0.5} \quad \text{Ecuación 44}$$

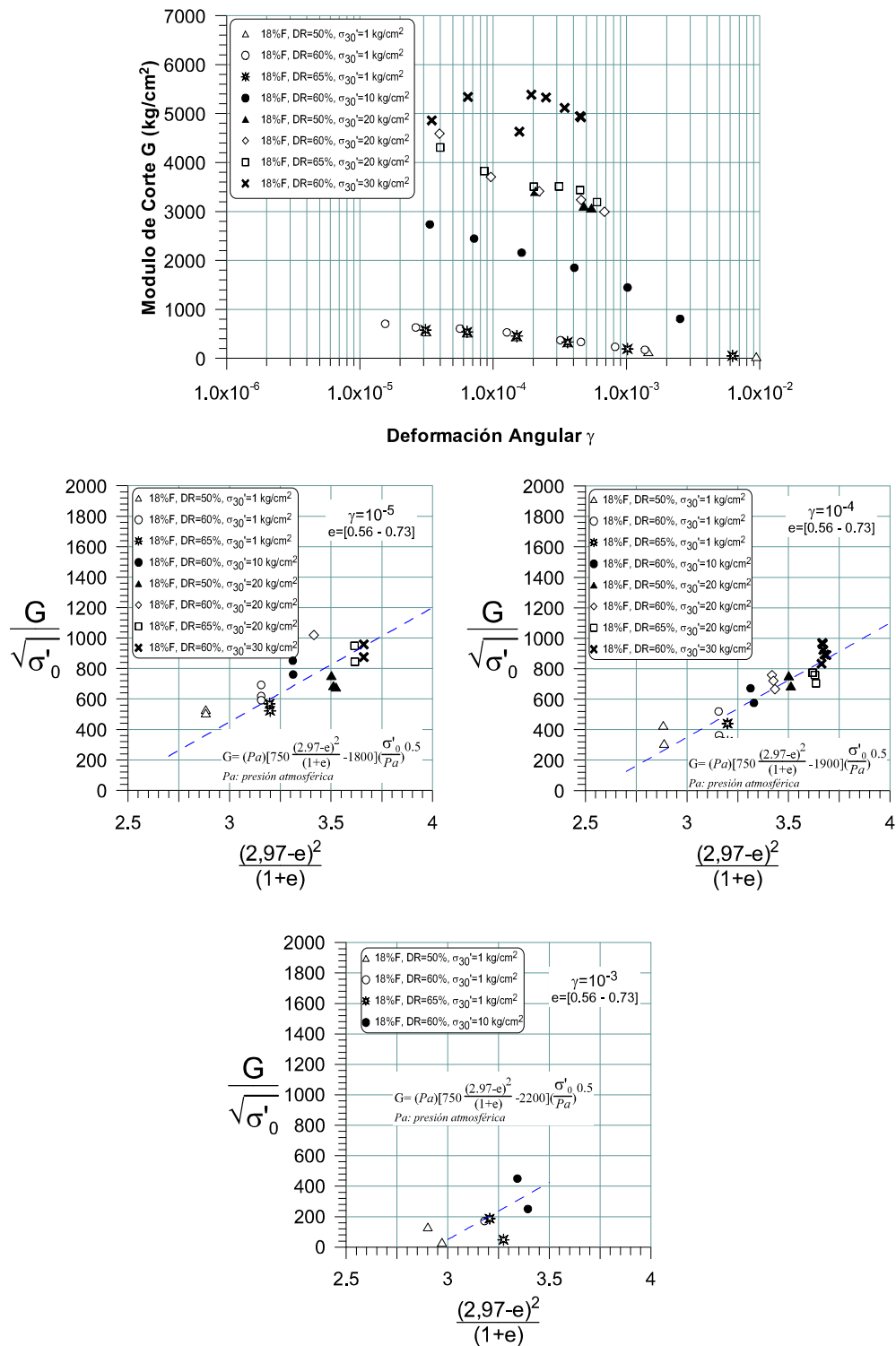
Donde:

Pa : Presión atmosférica

e : índice de vacíos

σ'_0 : presión de confinamiento media (en las mismas unidades que Pa)

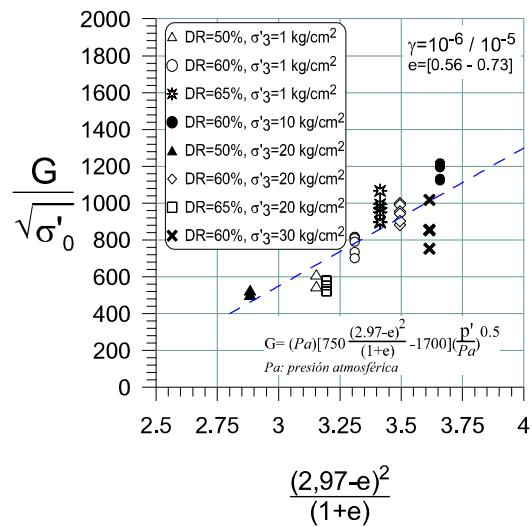
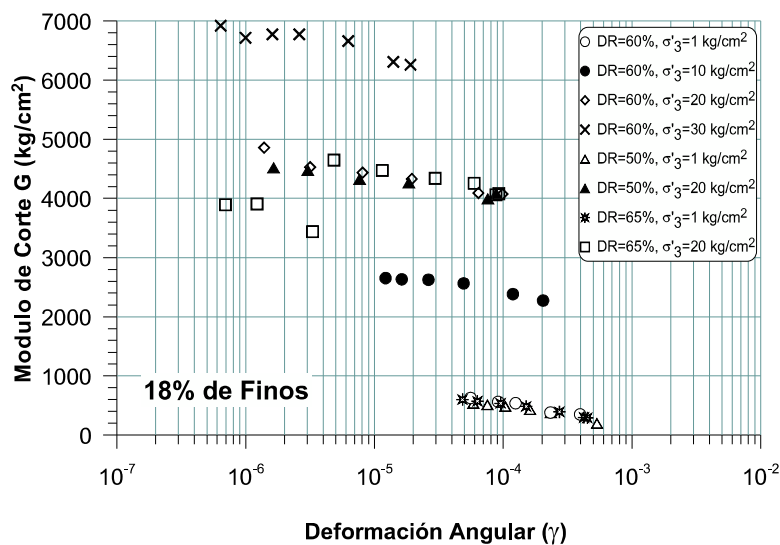
Figura 81. Arenas S3. Variación del módulo de corte a pequeñas deformaciones, ensayos triaxial a pequeñas deformaciones.



A la muestra de arena S3, también se le practicaron ensayos de columna resonante, cuyos resultados se muestran en la Figura 81. De estos ensayos se obtuvo que el valor de G queda definido, para un nivel de deformación angular ($\gamma < 10^{-5}$), de acuerdo a la siguiente expresión:

$$G = (Pa) \left\{ 750 \cdot \frac{(2.97-e)^2}{1+e} - 1700 \right\} \cdot \left(\frac{\sigma'_0}{Pa} \right)^{0.5} \quad \text{Ecuación 45}$$

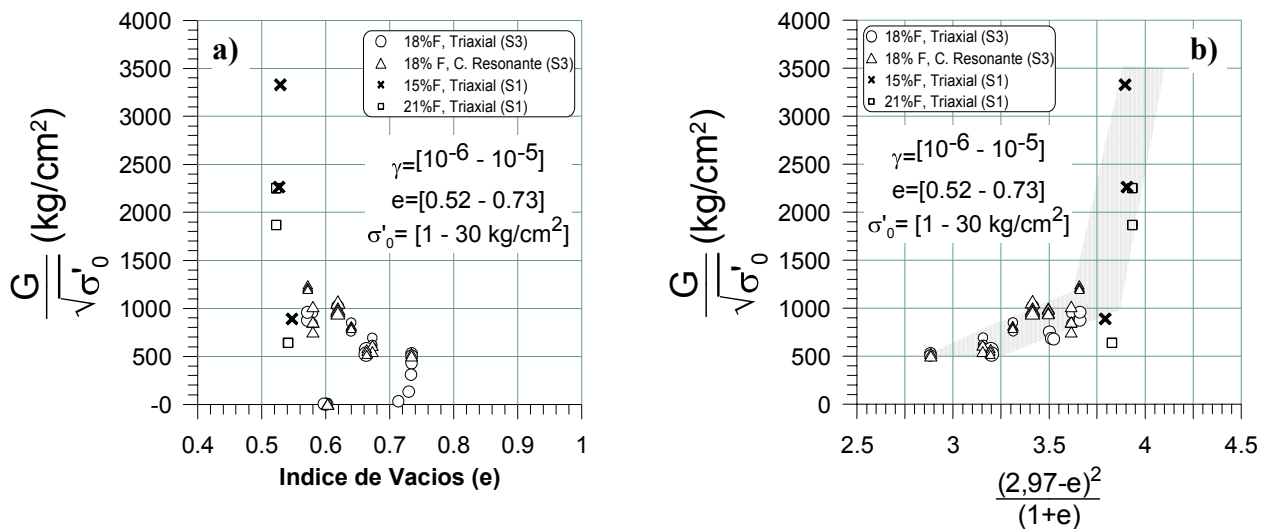
Figura 82. Arena S3. Variación del módulo de corte a pequeñas deformaciones, ensayos en columna resonante.



Al superponer todos los resultados de los ensayos, ya sea de triaxial a pequeñas deformaciones o de columna resonante, en un mismo gráfico, no se observa un buen ajuste entre el valor de G_{max} normalizado y e (Figura 83-a) para el rango de presiones ensayados ($\sigma'_3=1$ a 30 kg/cm^2) y de densidades ($0.52 < e < 0.73$).

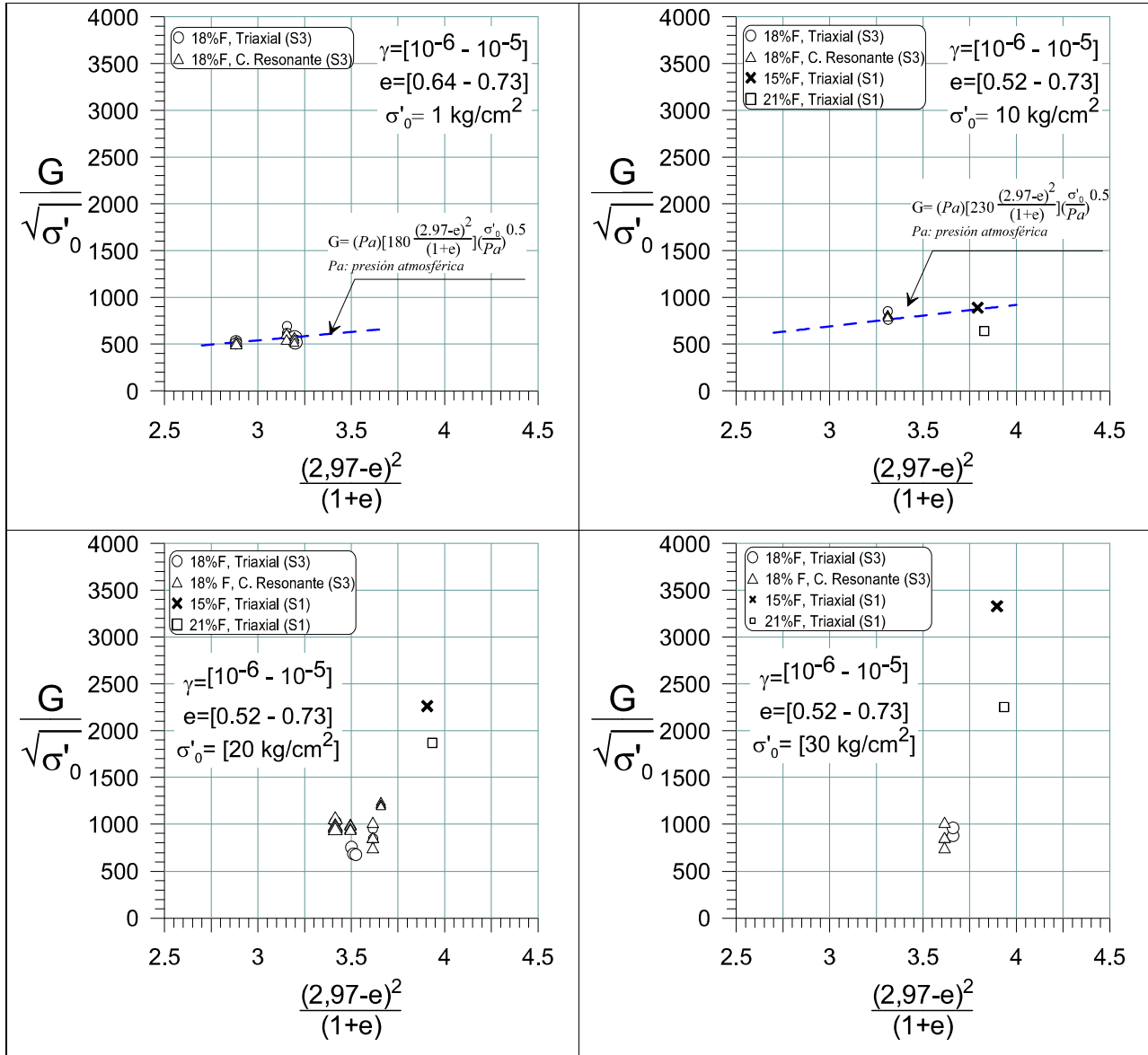
Al normalizar para encontrar las variables C_0 y n de la ecuación 41, se observa que para el rango de presiones y de densidades ensayadas, no existe la tendencia única esperada de variación (Figura 83-b)

Figura 83. Arena S3y S1. Comparación de resultados de ensayos en columna resonante y triaxial a pequeñas deformaciones.



Adicionalmente, se realizó el ejercicio de comparar los resultados, pero separados por las distintas presiones de confinamiento inicial que se ejecutaron los ensayos. Tal como se observa en la Figura 83, para presiones de 1 y 10 kg/cm^2 , se observa un buen ajuste y se sigue la tendencia de la ecuación 41. Para presiones de confinamiento mayores que 10 kg/cm^2 , no se observa una tendencia clara.

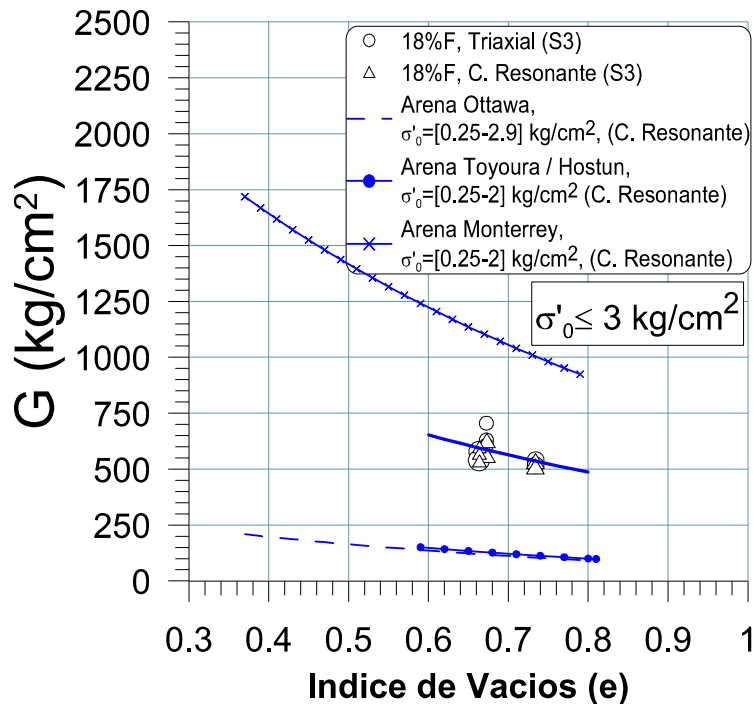
Figura 84. Arena S3 y S1. Comparación de resultados de ensayos en columna resonante y triaxial a pequeñas deformaciones, separados por presión de confinamiento inicial.



Finalmente, se realizó una comparación de los resultados obtenidos en este estudio con los reportados para arenas de origen natural. La comparación se hizo con las arenas de Ottawa, Toyoura, Hostun y Monterrey; dado que para estas últimas solo se tuvieron a la vista resultados para bajas presiones de confinamiento, la comparación se realizó para $\sigma'_3 < 3 \text{ kg/cm}^2$. Tal como se

deduce de la Figura 84, las arenas de relave S1 y S3, tienen mayor módulo de corte que las arenas de origen natural Toyura, Hostun y Ottawa, pero inferior que la arena Monterrey.

Figura 85. Comparación de resultados de ensayos en columna resonante y triaxial a pequeñas deformaciones (arena S3), con arenas Ottawa, Toyoura y Monterrey, para $\sigma'_0 \leq 3 \text{ kg/cm}^2$.



Las conclusiones principales de los ensayos son:

- Se observan diferencias en los valores de G según el contenido de finos,
- Se verifica que el valor del módulo de corte disminuye con el nivel de deformación, siendo los mayores obtenidos para deformaciones de 10^{-6} a 10^{-5} ,
- Al normalizar los valores de G, se observa que para $\sigma'_3 < 10 \text{ kg/cm}^2$, los resultados siguen la tendencia observada por Hardin & Drnevich (1972) en arenas de origen natural. Esta tendencia no se observa para altas presiones de confinamiento ($\sigma'_3 > 10 \text{ kg/cm}^2$) donde los valores de G, son mayores que los esperados, en el rango de densidades ensayado ($80 < DR(\%) < 90$).

6.4 Ensayos triaxiales cíclicos

6.4.1 Procedimientos de ensayo

Los ensayos triaxiales cíclicos se efectuaron en muestras reconstituidas de diámetro nominal 5 cm (S1, S2 y S4) y 7 cm (S3), con alturas nominales de 10 cm y 15 cm respectivamente. Se impuso una contrapresión en acuerdo con la magnitud de la presión de confinamiento isotrópica, alcanzando valores de 3 kg/cm² para las arenas S1, S2 y S4 y hasta 9 kg/cm² para la arena S3. La carga cíclica aplicada fue tipo sinusoidal, con una frecuencia de 0.1 Hz para la arena S3 y de 0.05 Hz para las arenas S1, S2 y S4. En todos los casos, el parámetro B al término de la etapa de saturación fue superior a 0.95.

6.4.2 Resultados Ensayos Cíclicos – Rc vs N° de ciclos

Los resultados de los ensayos efectuados se presentan en forma de gráfica, diferenciados por contenido de finos, presión de confinamiento (σ'_3) y densidad al término de la etapa de consolidación (e_0). En los gráficos de las Figura 86, Figura 87, Figura 88, Figura 89, Figura 90 y Figura 91, se presentan la variación de la razón de esfuerzo de corte cíclico (Rc) con respecto al número de ciclos (N) que se requieren para alcanzar la licuefacción, que para los efectos de este trabajo se definió al alcanzar la razón $\Delta u/\sigma'_3 \approx 1$.

Figura 86. Arena S1 (Tórtolas). Variación de la Razón de esfuerzo cíclico (Rc) para 100% de presión de poros ($\Delta u = \sigma'_0$) y consolidación isotrópica ($K_c = 1$)

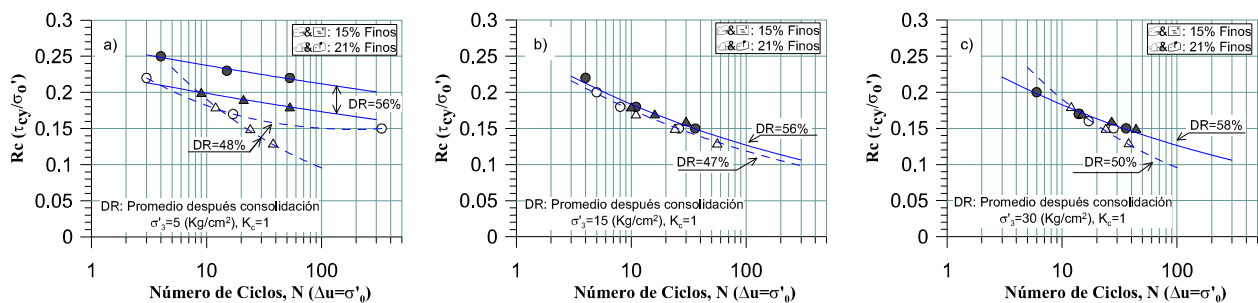


Figura 87. Arena S2. Variación de la Razón de esfuerzo cíclico (R_c) para 100% de presión de poros ($\Delta u = \sigma'_0$) y consolidación isotrópica ($K_c = 1$)

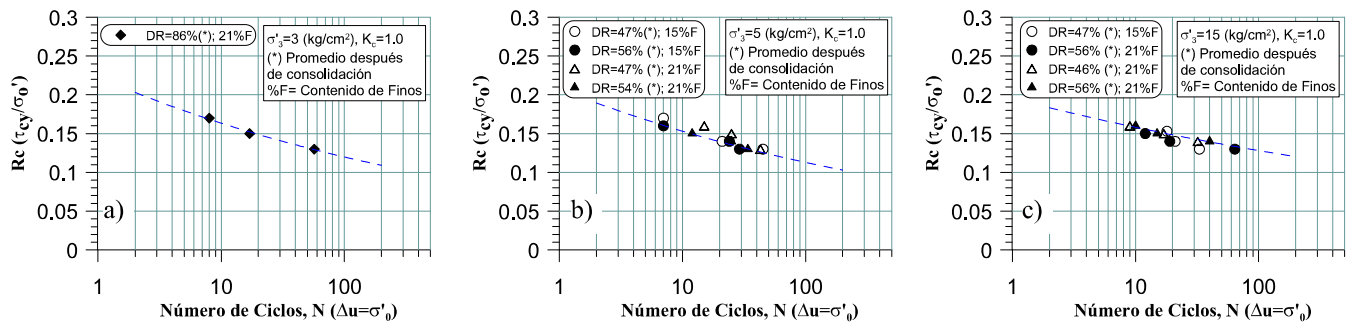


Figura 88. Arena S2. Variación de la Razón de esfuerzo cíclico (R_c) para 100% de presión de poros ($\Delta u = \sigma'_0$) con consolidación isotrópica ($K_c = 1$) y anisotrópica ($K_c = 0.5$ y 0.67)

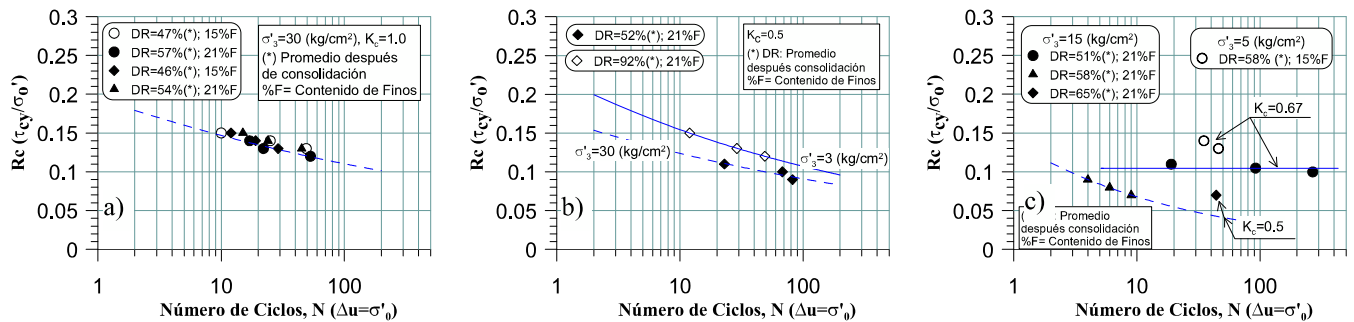


Figura 89. Arena S3. Variación de la Razón de esfuerzo cíclico (R_c) para 100% de presión de poros ($\Delta u = \sigma'_0$) y consolidación isotrópica ($K_c = 1$).

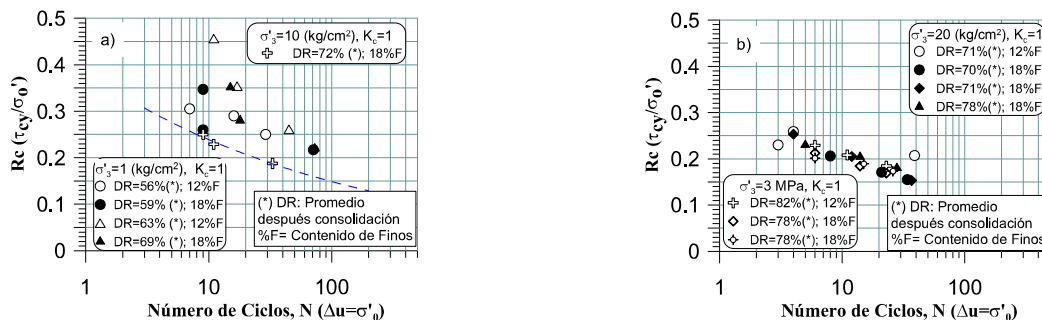


Figura 90. Arena S3. Variación de la Razón de esfuerzo cíclico (R_c) para 100% de presión de poros ($\Delta u = \sigma'_0$) y consolidación anisotrópica ($K_c = 0.5$).

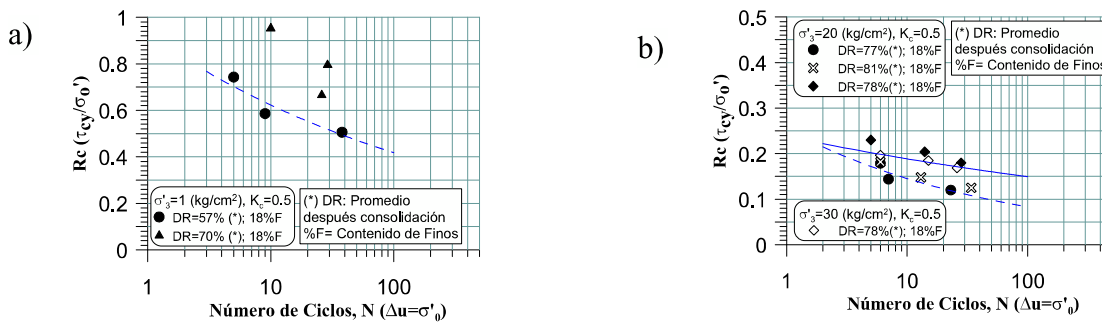
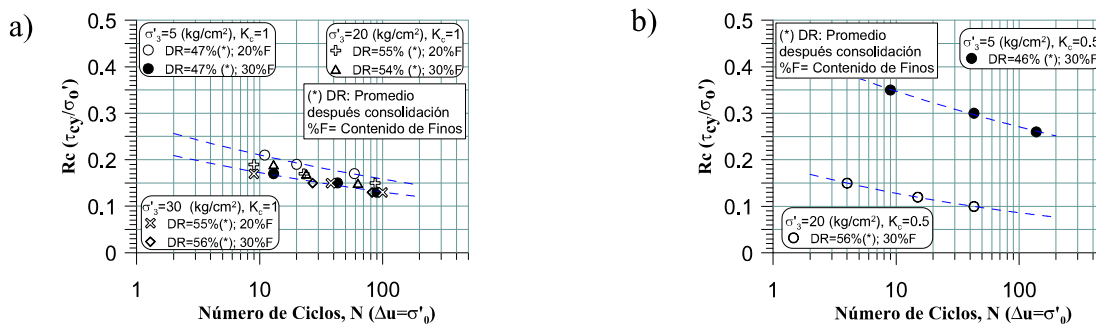


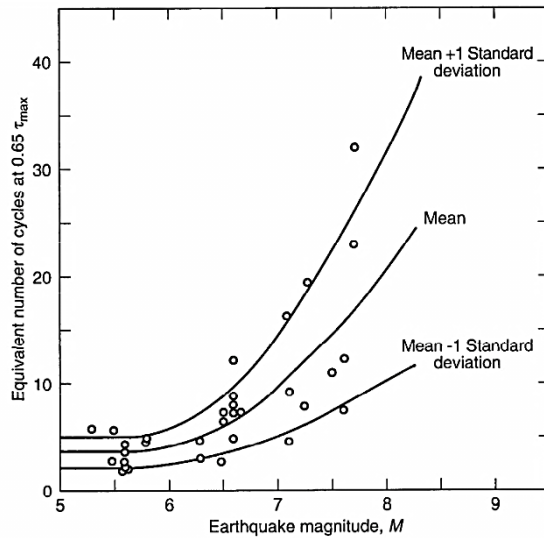
Figura 91. Arena S4. Variación de la Razón de esfuerzo cíclico (R_c) para 100% de presión de poros ($\Delta u = \sigma'_0$) con consolidación isotrópica ($K_c = 1$) y anisotrópica ($K_c = 0.5$).



6.4.3 Resultados Ensayos Cíclicos – R_c vs σ'_3

Usando datos empíricos, Seed et al (1975) propusieron curvas que relacionan un número uniforme de esfuerzos cíclicos y los irregulares esfuerzos en el tiempo de un sismo de alguna magnitud (Figura 89). Extrapolando estas curvas, se deduce que un número de ciclos (N) entre $N=20$ y $N=40$, puede ser equivalente a la historia de esfuerzos de corte inducidos por un sismo de magnitud $M=8$ y $M=8\frac{1}{2}$, respectivamente (es importante señalar que la Figura 92 no muestra información empírica para sismos de magnitud superior a $M=8$). Como en el diseño de los depósitos de relaves en Chile usualmente se consideran sismos de magnitud $M=8$ a $M=8\frac{1}{2}$, la variación de R_c con la presión de confinamiento (σ'_3) fue determinada para $N=20$ y $N=30$ ciclos.

Figura 92. Número de ciclos equivalentes asociados a la magnitud del sismo (Seed et al. 1975, citado por Kramer, 1996).



En las Figura 93, Figura 94, Figura 95 y Figura 96, se presentan la variación de la razón de esfuerzo de corte cíclico (R_c) en función de presión de confinamiento inicial (σ'_3), para los 20 o 30 ciclos que se requieren para alcanzar la licuefacción, obtenidos de los gráficos de las Figura 86 a Figura 91.

Figura 93. Arena S1 (Tórtolas). Variación de la Razón de esfuerzo cíclico (R_c) para 100% de presión de poros ($\Delta u = \sigma'_0$) con la presión de confinamiento ($K_c = 1$).

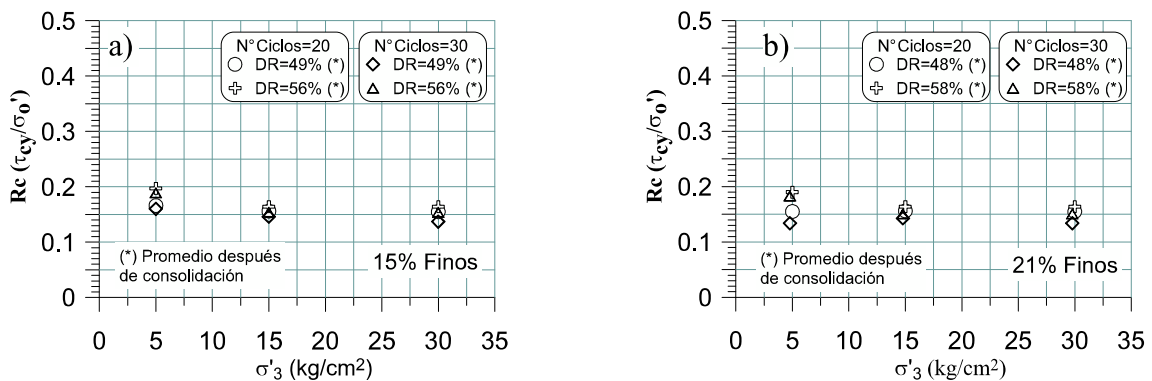


Figura 94. Arena S2. Variación de la Razón de esfuerzo cíclico (R_c) para 100% de presión de poros ($\Delta u = \sigma'_0$) con la presión de confinamiento ($K_c = 1, 0.5$ y $2/3$).

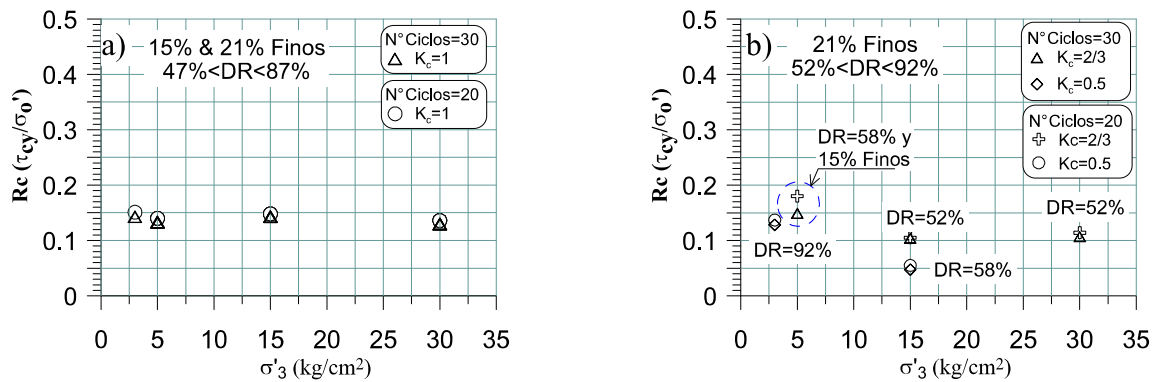


Figura 95. Arena S3. Variación de la Razón de esfuerzo cíclico (R_c) para 100% de presión de poros ($\Delta u = \sigma'_0$) con la presión de confinamiento ($K_c = 0.5$ y 1).

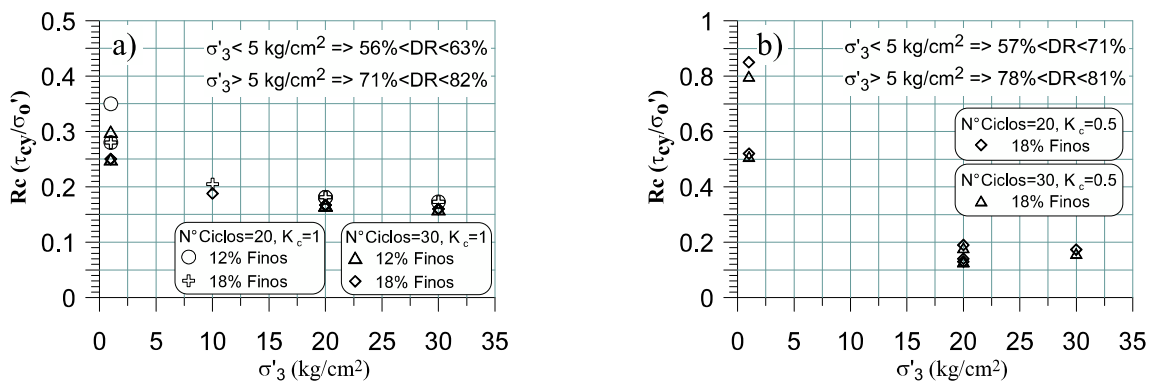
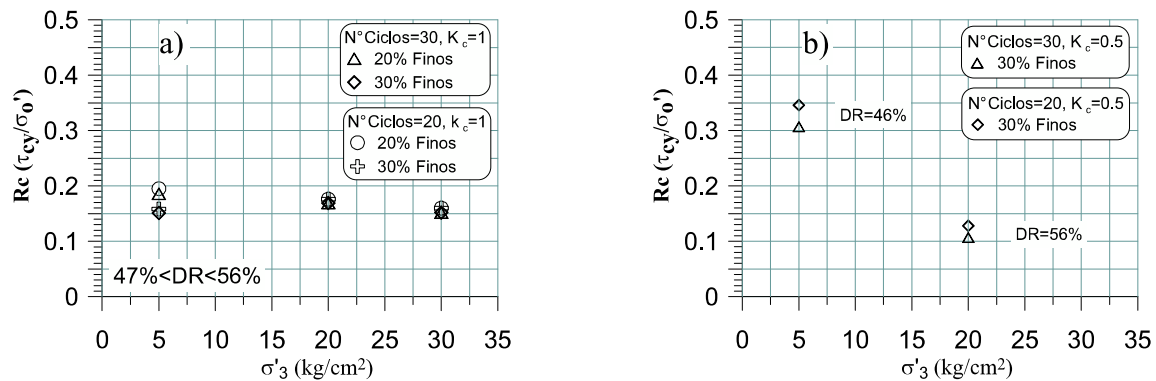


Figura 96. Arena S4. Variación de la Razón de esfuerzo cíclico (R_c) para 100% de presión de poros ($\Delta u = \sigma'_0$) con la presión de confinamiento ($K_c = 0.5$ y 1).



6.4.4 Comentarios ensayos triaxiales cíclicos

Los resultados de los ensayos efectuados a bajas presiones de confinamiento ($\sigma'_3 \leq 5 \text{ kg/cm}^2$), confirman la tendencia reportada por Verdugo (1983), relacionada con la disminución de la razón de resistencia cíclica (R_c) requerida para alcanzar la licuación, cuando se disminuye el contenido de finos no-plásticos. Esta tendencia se observa en las figuras 83a y 88a. Sin embargo, también se observa que para presiones de confinamiento superiores a $\sigma'_3 > 5 \text{ kg/cm}^2$, prácticamente no hay variación de R_c con el contenido de finos, alcanzando un valor relativamente constante.

Para reforzar esta conclusión, todos los resultados obtenidos de los ensayos han sido graficados por separado: la Figura 94-a muestra resultados para bajas presiones de confinamiento ($\sigma'_3 \leq 5 \text{ kg/cm}^2$), y en la Figura 94-b, se presentan para $\sigma'_3 \geq 10 \text{ kg/cm}^2$.

En la Figura 94-a, se observa una significativa dispersión de los valores de R_c para los cuatro tipos de arenas ensayadas, aunque se verifica una disminución de los valores de R_c con el incremento en el número de ciclos. Es importante destacar que los resultados correspondientes a la arena S3 contribuyen significativamente a la dispersión observada.

Por el contrario, en la Figura 94-b, donde se presentan los resultados de las pruebas realizadas con presiones de confinamiento $\sigma'_3 \geq 10 \text{ kg/cm}^2$, no se observan cambios significativos en el valor R_c , incluso para diferencias en el contenido de finos mayores que un 10%. Los valores de R_c quedan contenidos en una estrecha banda, sin diferencias importantes por la densidad del ensayo o contenido de finos de las arenas de relaves. Como complemento a esta conclusión, en la Figura 98, se presenta la variación de los valores de la R_c con la presión de confinamiento para $N = 30$ ciclos, para todas las pruebas realizadas en las cuatro arenas.

Figura 97. Resumen de todos los resultados. a) $\sigma'_3 \leq 5$ (kg/cm²), b) $\sigma'_3 \geq 10$ (kg/cm²), $K_c = 1.0$

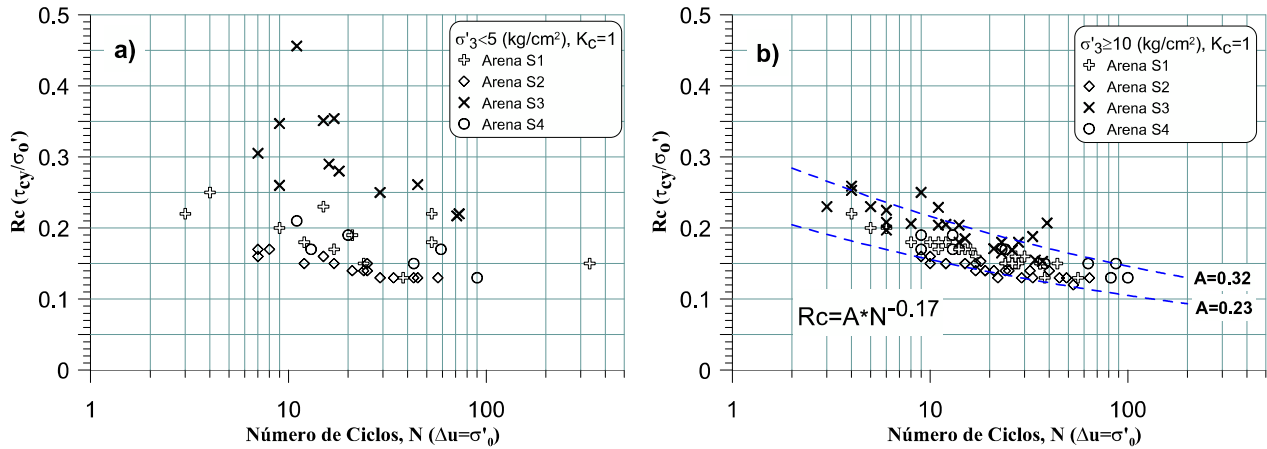
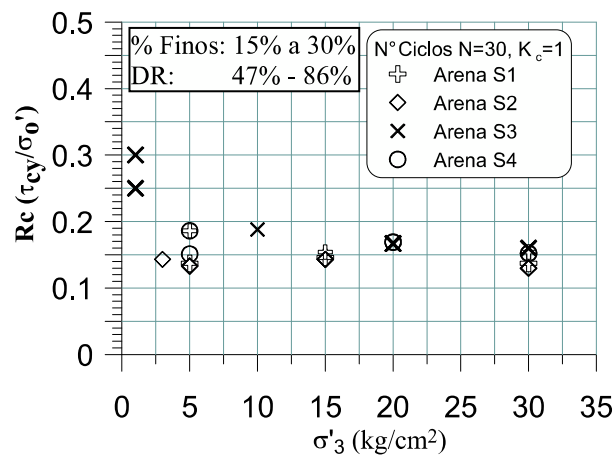


Figura 98. Resumen de todos los resultados. Variación de R_c con σ'_3 , para $N=30$



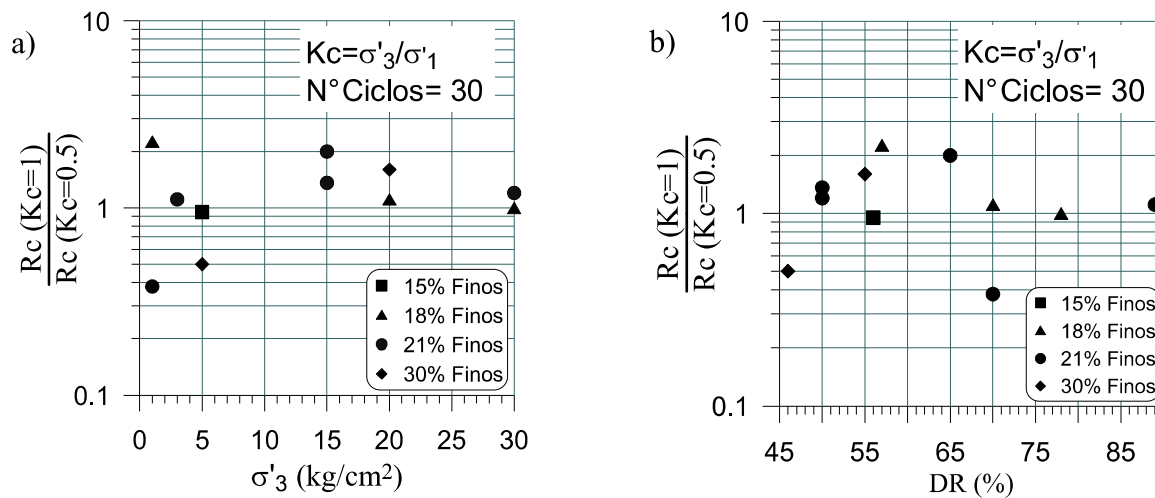
Los resultados de los ensayos efectuados bajo consolidación anisotrópica, en general, presentaron la tendencia reportada por Hosono & Yoshimine (2008), en cuanto a un decremento de R_c con la disminución de la razón de consolidación K_c (σ'_3/σ'_1), tal como se observa en la Figura 88-c. Sin embargo, existen unos pocos casos donde R_c aumenta.

Otro aspecto relevante de señalar es que no se observó una dependencia clara entre R_c , K_c y el contenido de finos para los cuatro tipos de arenas ensayadas. Sin embargo, si fue posible observar que para presiones de confinamiento mayores a $\sigma'_3 > 15$ kg/cm², el efecto de K_c es muy pequeño sobre el valor de R_c . En efecto, para $\sigma'_3 = 30$ kg/cm², un decremento en K_c no produce una

significativa disminución en R_c , tal como se observa en la Figura 99-a. Por otro lado, se detectó que el efecto de la razón inicial de corte sobre R_c , tiende a desaparecer para valores de $DR > 70\%$ tal como se muestra en la Figura 99-b.

También es relevante destacar que en las pruebas realizadas en las arenas S2 y S4, para presiones de confinamiento superiores a 5 kg/cm^2 , obtuvieron valores de R_c relativamente constantes, independiente de la presión de confinamiento aplicada, el contenido de finos, la densidad relativa (DR) e incluso el esfuerzo de corte inicial (Figura 95-a y Figura 97-a). En las arenas S1, la reducción de R_c no excedió un 25% al incrementar la presión de confinamiento (Figura 93) y sólo en las arenas S3 (Figura 95-a) se observó una reducción similar a la reportada por otros autores, pero en menor proporción (Marcuson, 1990; Seed & Hard, de 1990; Cetin et al, 2000; Seed et al, 2003).

Figura 99. Variación de R_c con la anisotropía (K_c) y presión de confinamiento (σ'_3)

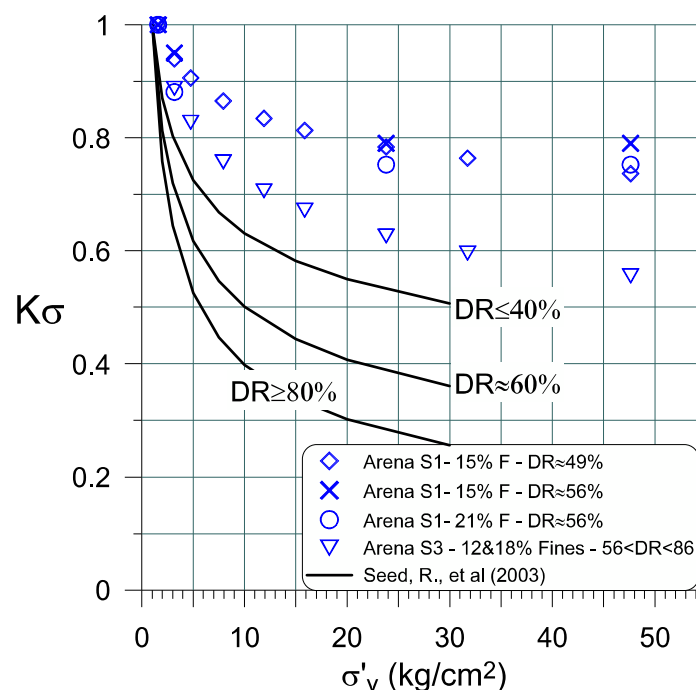


El efecto de las presiones de confinamiento sobre la resistencia cíclica, fue investigado por Rollins & Seed (1988) y Seed y Harder (1990), quienes propusieron un factor de corrección K_σ , que se define como el valor de R_d para un 5% de deformación en doble amplitud y 20 ciclos de carga, en cualquier esfuerzo de confinamiento, normalizado al valor correspondiente al valor de R_d para un confinamiento de 1 kg/cm^2 .

Una comparación de las variaciones registradas para K_σ ¹² en este estudio, con las sugeridas por distintos autores se presenta en la Figura 100-a y Figura 100-b. De estas figura se observa que al utilizar las correcciones de Seed & Harder (1990), Seed et al (2003) se subestima la resistencia cíclica de las arenas de relave. Cabe señalar que estos resultados fueron deducidos principalmente de ensayos en arenas de origen natural.

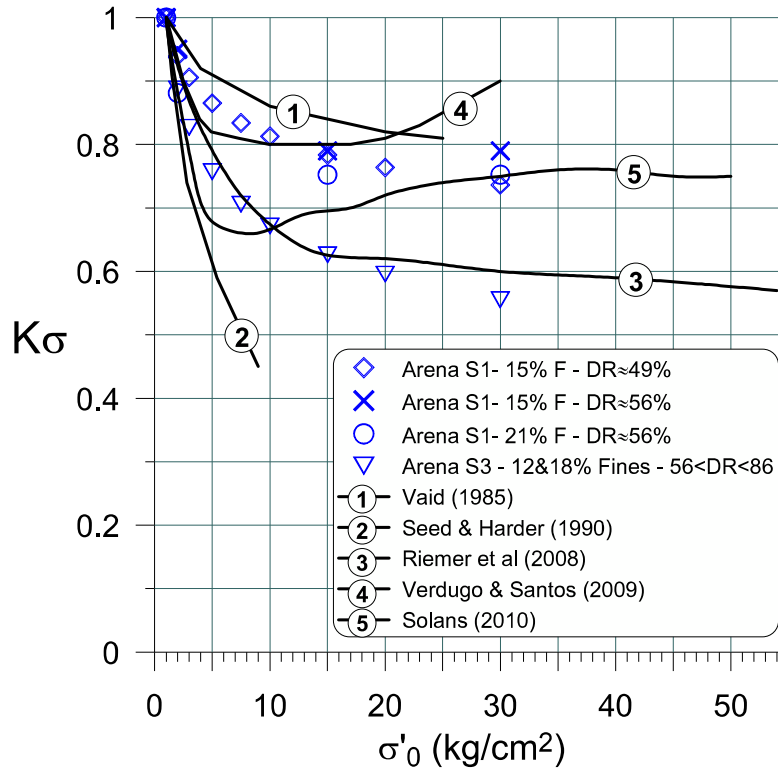
Por otro lado, los resultados de este estudio son comparables a los obtenidos por Vaid (1985), Riemer et al (2008), Verdugo & Santos (2009), Solans (2010). En términos prácticos, para presiones de confinamiento superiores a $\sigma'_0 > 10 \text{ kg/cm}^2$, los valores de k_σ pueden variar entre 0.55 y 0.8, lo cual es significativamente mayor que lo recomendado para las arenas de origen natural.

Figura 100-a. Comparación de K_σ con la presión efectiva vertical (σ'_v)



¹² En este estudio se ha deducido el valor de R_d cuando $\Delta\sigma = \Delta U$ y para $N=30$ ciclos. Los valores de K_σ corresponden a esta condición.

Figura 100-b. Comparación de K_σ con la presión efectiva de confinamiento (σ'_0)



CAPITULO 7

7 CONCLUSIONES

7.1 General

El análisis de los resultados del programa de ensayos practicado a las cuatro muestras de arena ensayadas, pone en evidencia, en el dominio de tensiones de confinamiento impuestas y densidades relativas ensayadas, que las arenas de relaves experimentan una rotura de partículas muy leve, razón por la cual no se modifican sensiblemente los parámetros de resistencia al corte para las mayores presiones de confinamiento (tanto estático como cíclica). Estos resultados concuerdan con las características de estas las arenas, que corresponden a materiales angulosos de alta dureza, producto final de la molienda a la cual es sometido el mineral.

7.2 Envolverte de resistencia

Las envolventes de resistencia al corte de las arenas obtenidas desde los ensayos, fueron del tipo lineal (1 caso), bilineal (2 casos) y trilineal (1 caso). Las variaciones observadas fueron de hasta $\pm 4^\circ$ en el ángulo de fricción interna, entre las bajas y altas presiones de confinamiento. No obstante, en 3 de las arenas ensayadas, esta variación es de sólo 2° .

Para presiones de confinamiento media (p') superiores 5 kg/cm^2 , se comienza a manifestar el cambio de pendiente de la envolvente, siendo más definido sobre $p' > 5 \text{ kg/cm}^2$.

Lo anterior se estima válido para presiones medias del orden de $p' = 60 \text{ kg/cm}^2$, valor máximo alcanzado en los ensayos CID. La leve disminución de ϕ se asocia al fenómeno de rotura de partículas. De igual modo, tanto la envolvente de resistencia al corte drenada como no drenada, no son sensibles a los distintos contenido de finos ensayados, no detectándose diferencias significativas en los resultados obtenidos en probetas ensayadas con 12% de finos o con 30% de finos.

7.3 Resistencia no-drenada

A diferencia de la envolvente de resistencia drenada, la envolvente de resistencia no-drenada, se ve influenciada por la densidad inicial de confección de la probeta. Se observa que aun cuando el rango de contenido de finos no plásticos varía entre un 12% y un 30%, todos los valores de S_u quedan contenidos en la banda que representa los resultados para 18 a 21% de finos. Al considerar los valores medios obtenidos de S_u , es posible observar una disminución de S_u en la medida que se incrementa el contenido de finos.

Los valores obtenidos para la resistencia no-drenada, son mayores a los reportados en la literatura técnica para arenas de origen natural, sin embargo, son similares a lo reportado para arenas de relaves de similares características y niveles de densidad (arenas cicloneadas).

7.4 Módulo de deformación (E_i)

Aplicando el modelo hiperbólico, se determinó la evolución de los módulos de deformación inicial. En el caso de los ensayos drenados, aun cuando el rango de contenido de finos ensayado varió entre un 12% y un 30%, fue posible obtener una estrecha banda de los valores normalizados de E_i con la presión de confinamiento, sin observarse una clara diferencia por efecto del contenido de finos.

En cambio, para el caso no-drenado, se observan importantes dispersiones en los resultados, pero también se verifica diferencias por el contenido de finos. En efecto, el módulo de deformación normalizado por la presión de confinamiento, disminuye al incrementarse el contenido de finos. También las mayores dispersiones del módulo normalizado por la presión de confinamiento se observan para los índices de vacíos menores.

7.5 Módulo de Corte (G_{\max})

Tomando como referencia los valores propuestos por Hardin & Drnevich (1972), se parametrizaron los resultados obtenidos de dos ensayos triaxial a pequeñas deformaciones, efectuados sobre las muestras de arena S1 y S3, complementado con un ensayo en columna resonante ejecutado en la muestra S3.

Del análisis de los resultados se observó lo siguiente:

- Se observan diferencias en los valores de G_{\max} según el contenido de finos,
- Se verifica que el valor del módulo de corte disminuye con el nivel de deformación, siendo los mayores obtenidos para deformaciones de 10^{-6} a 10^{-5} ,
- Al normalizar los valores de G_{\max} , se observa que para $\sigma'_3 < 10 \text{ kg/cm}^2$, los resultados siguen la tendencia observada por Hardin & Drnevich (1972) en arenas de origen natural. Esta tendencia no se observa para altas presiones de confinamiento ($\sigma'_3 > 10 \text{ kg/cm}^2$) donde los valores de G_{\max} , son mayores que los esperados, en el rango de densidades ensayado ($80 < DR(\%) < 90$).

7.6 Resistencia cíclica

Los resultados de los ensayos efectuados a bajas presiones de confinamiento ($\sigma'_3 \leq 5 \text{ kg/cm}^2$), confirman la tendencia reportada por Verdugo (1983), relacionada con la disminución de la razón de resistencia cíclica (R_c) requerida para alcanzar la licuación, cuando se disminuye el contenido de finos no-plásticos. Sin embargo, también se observa que para presiones de confinamiento superiores a ($\sigma'_3 > 5 \text{ kg/cm}^2$), no hay variación de R_c con el contenido de finos, alcanzando en la práctica un valor constante.

Para presiones de confinamiento $\sigma'_3 \geq 10 \text{ kg/cm}^2$, no se observan cambios significativos en el valor R_c , incluso para diferencias en el contenido de finos mayores que un 10%. Los valores de R_c quedan contenidos en una estrecha banda, sin diferencias importantes por la densidad del ensayo o contenido de finos de las arenas de relaves.

Los resultados de los ensayos efectuados bajo consolidación anisotrópica, en general, presentaron la tendencia reportada por Hosono & Yoshimine (2008), en cuanto a un decremento de R_c con la disminución de la razón de consolidación K_c (σ'_3/σ'_1), aunque en algunos pocos casos esta aumenta.

Otro aspecto relevante de señalar es que no se observó una clara dependencia entre R_c , K_c y el contenido de finos para los cuatro tipos de arenas ensayadas. Sin embargo, si fue posible observar que para presiones de confinamiento mayores a $\sigma'_3 > 15 \text{ kg/cm}^2$, el efecto de K_c es muy pequeño sobre el valor de R_c . En efecto, para $\sigma'_3 = 30 \text{ kg/cm}^2$, un decremento en K_c no produce una significativa disminución en R_c . También se detectó que el efecto de la razón inicial de corte sobre R_c , tiende a desaparecer para valores de $DR > 70\%$.

También cabe destacar que los resultados de las pruebas realizadas en las arenas S2 y S4, para presiones de confinamiento superiores a 5 kg/cm^2 , se obtuvieron valores de R_c relativamente constantes, independiente de la presión de confinamiento aplicada ($K_\sigma = 1$), el contenido de finos, la densidad relativa (DR) e incluso el esfuerzo de corte inicial. En las arenas S1, la reducción de R_c no excedió un 25% al incrementar la presión de confinamiento. Sólo en las arenas S3 se observó una reducción similar a la reportada por otros autores, pero en menor proporción.

Debido a lo anterior, en el caso de las arenas de relave, la aplicación de los factores K_σ , K_α típicos indicados en la literatura técnica, puede implicar la subestimación del valor de R_d .

Las arenas de relave, con finos con bajos índices de plasticidad, corresponden principalmente a polvo de roca, con partículas angulosas y duras, razón por lo cual su comportamiento puede ser muy distinto al de arenas de origen natural. En efecto, no debe extrañar que estos materiales presenten valores de R_c mayores a lo esperado, menor detrimento de sus propiedades por efecto de altas presiones de confinamiento y un menor efecto de los esfuerzos de corte iniciales. Lo anterior ha quedado de manifiesto por los resultados de los ensayos reportados.

7.7 Futuras líneas de investigación

Se recomienda abordar las siguientes líneas de investigación en arenas de relaves:

- Efectos del contenido de finos de baja plasticidad en las propiedades resistentes,
- Módulos de corte a pequeñas deformaciones y el efecto del contenido de finos,
- Cambios en la permeabilidad del material por efecto de las sobrecargas y rotura de partículas,
- Profundizar con mayores ensayos el efecto de $K\sigma$ y $K\alpha$,
- Parámetros de resistencia al corte en arenas no saturadas,

CAPITULO 8

8 AGRADECIMIENTOS

El autor desea expresar su agradecimiento a Anglo American Chile por la autorización para publicar los resultados de los ensayos (Arena Las Tórtolas, S1) y a ARCADIS Chile por las facilidades para acceder a su base de datos y por el apoyo para realizar los estudios de Magister.

CAPITULO 9

9 REFERENCIAS

1. Akers, S., (2001). “Two-Dimensional finite element analysis of porous geomaterials at multikilobar stress levels”. Tesis de Doctorado, Virginia Polytechnic Institute and State University.
2. Alarcón, J.C., Barrera, S., (2003). “Dams of Great Height, a Challenge”. Symposium of Tailings, ICOLD, Montreal.
3. Atkinson, J. H. and P. L. Bransby (1978). “The Mechanics of Soils, An Introduction to Critical State Soil Mechanics”. McGraw-Hill, London
4. Bard (1991), “Behaviour of a Bituminous Concrete for Dam Cores”, IX Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Viña del Mar, Chile, Vol III, Agosto 1991, p. 1315-1328.
5. Bard, E. (1993): “Comportement des matériaux granulaires secs et a liant hydrocarbure”. These présentée pour l’obtention du Titre de Docteur. Ecole Centrale de Paris.
6. Biarez, J., & Bard, E. (1992). “Loi de comportement d’un agrégat routier – Analogies avec le comportement des argiles”. Raúl J. Marsal Volume, Ed. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
7. Biarez, J., & Bard, E. (1993). “Behaviour of Granular Materials: The Moduli”, 3er Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica, La Serena.

8. Biarez, J. & Hicher, P. Y. (1997): "Influence de la granulométrie et de son évolution par ruptures de grains sur le comportement mécanique de matériaux granulaires". *Revue Française de Génie Civil*, Vol. 1, N°4, 607-631.
9. Bishop, A.W., and Eldin, A.K.G. (1953). "The effect of stress history on the relation between and porosity in sand," *Proc. of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*.
10. Bishop, A.W., and Green, G.E. (1965). "The influence of end restraint on the compression strength of a cohesionless soil". *Geotechnique* 15.
11. Bishop, A.W., Webb, D.L., and Skinner, A.E. (1965). "Triaxial tests on soil at elevated cell pressures," *Proc. of the Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*.
12. Blight, G.E., and Steffen, O.K.H. (1979). "Geotechnics of gold mining waste disposal. In Current geotechnical practice in mine waste disposal". Edited by Committee on Embankment Dams and Slopes of the Geotechnical Engineering Division. American Society of Civil Engineers, New York, pp. 1–52.
13. Blight, G.E. (1981). "Assessment for environmentally acceptable disposal of mine waste". *The Civil Engineer in South Africa*, 23(10), 480-499.
14. Blight, G.E. (1997). Destructive mudflows as a consequence of tailings dyke failures. *Proc. Inst. Civil Engrs. Geotech. Engng.* 125, Jan., 9-18.
15. Bolton, M.D. (1986). "The strength and dilatancy of sand". *Geotechnique* 36, No. 1.65-78.
16. Bowles, J, (1996). "Foundation analysis and Design". 5th Edit. The McGraw-Hill Companies.

17. Campaña, J. and Bard, E. (2007). “Resistencia al Corte de Arenas de Relaves a Altas Presiones”. VI Congreso Chileno de Geotecnia.
18. Campaña, J. and Bard, E. (2011). “Cyclic behavior of tailings sands under high pressures”. 5o International Conference on Earthquake Geotechnical Engineer, Santiago-Chile.
19. Casagrande, A. (1936). “Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills”. Originally published in Journal of the Boston Society of Civil Engineers, reprinted in Contributions to Soil Mechanics 1925-1940, Boston Society of Civil Engineers, pp 257-276.
20. Castro, G. (1969): “Liquefaction of sands”. Harvard Soil Mechanics Series 87, Harvard University, Cambridge, Massachusetts.
21. Castro (2003), “Evaluation of seismic stability of tailings dams”. 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Cambridge, MA.
22. Chang, H-P (2009). “The effect of fabric on the behaviour of gold tailings”. Tesis de Doctorado Ingeniero Civil, Universidad de Pretoria.
23. Chávez, C. (2004). “Estudio del comportamiento triaxial de materiales granulares de tamaño medio con énfasis en la influencia de la succión”. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica.
24. Cifuentes L. y Verdugo R. (2007). “Resistencia Estática y Cíclica de Relaves Espesados”. VI Congreso Chileno de Geotecnia, Valparaíso, Chile.

25. Clough, G.W. (1964). "An investigation of the shear strength of sand at high pressure," Masters Thesis, Georgia Institute of Technology.
26. Colliat-D'Angus, J.L. (1986). "Comportement des matériaux granulaires sous fortes contraintes. Influence de la nature Minéralogique du matériau étudié". Tesis de Doctorado, Université Scientifique et Médicale de Grenoble.
27. Colliat-Dangus, J.L., Desrues, J., and Foray, P. (1988). "Triaxial testing of granular soil under elevated cell pressure," Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock
28. Coop, M.R. and Lee I.K. (1995). "The influence of pore water on the mechanics of granular soils". Proceeding XI ECSMFE, vol. 1 Copenhagen, pp. 63-72.
29. Duncan, J.M. and Chang, C.Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 96 (SM5), 1629-1653.
30. Garga, V.K. & McKAY, L. D., (1984). "Cyclic triaxial strength of mine tailings". Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, 8, 1091-1105.
31. Golder, H.Q., and Ackroyd, T.N. (1954). "An apparatus for triaxial-compression tests at high pressures," Geotechnique 4
32. Hall, E.B., and Gordon B.B. (1963). "Triaxial testing with large-scale high pressure equipment," Laboratory Shear Testing of Soils.
33. Hamel, J.V. and Gunderson, J.W. (1973). "Shear strength of Homestake slimes tailings". ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 99, 427-431.

34. Hardin, B.O. and Drnevich, V.P. (1972). Shear modulus and damping in soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 98 (7), 667-692.
35. Hardin, B.O. (1985). "Crushing of soil particles". *Journal of Geotechnical Engineering ASCE* Vol. 111, No10, pp. 1177-1192.
36. Hendron, A.J. (1963). "The behavior of sand in one-dimensional compression," PhD Dissertation, University of Illinois.
37. Hirschfeld, R.C., and Poulos, S.J. (1963). "High-pressure triaxial tests on a compacted sand and an undisturbed silt," *Laboratory Shear Testing of Soils*.
38. Insley, A.E., and Hillis, S.F. (1965). "Triaxial shear characteristics of a compacted glacial till under unusually high confining pressures," *Proc. of the Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*
39. Ishihara, K., Troncoso, J., Kawase, Y. & Takahashi, Y. (1980). "Cyclic strength characteristics of tailings materials". *Soils and Foundations*, 20(4), 127-142.
40. Ishihara, K. (1993). "Liquefaction and flow failure during earthquakes". *Geotechnique*, 43 (3), 351-415.
41. Kitamura, R. and Haruyama, M. (1988). " Compression and shear deformation of soil under wide-ranging confining pressure". *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM STP 977, Robert T. Donaghe et al eds., pp 501-511.*
42. Lara, J.L., Gómez, P.,& Barrera, S., (1999). "Análisis Dinámico Tridimensional de la Presa de Arena de Relaves Quillayes Pelambres-Chile", *XI Conferencia Panamericana sobre Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Foz do Iguacu, Brasil.*

43. Kjaernsli, B., and Sande, A. (1963). "Compressibility of son course-grained materials," Norwegian Geotechnical Institute Publication No. 66.
44. Kolbuszewski, J., and Frederick, M.R. (1963). "The significance of particle shape and size on the mechanical behavior of granular materials," European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
45. Lee, K.L., and Seed, H.B. (1966). "Drained strength characteristics of cohesionless soils," Soil Mechanics and Bituminous Materials Research Laboratory, University of California, Berkeley, California.
46. Lee, K.L., and Farhoomand, I. (1967). "Compressibility and crushing of granular soil in anisotropic triaxial compression," Canadian Geotechnical Journal 4(1).
47. Lee, K.L., Seed, H.B., and Dunlop, P. (1967). "Effect of moisture on the strength of clean sand". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division 93 (SM6).
48. Le Long (1968). "Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols sous fortes pressions". Tesis de Doctor-Ingeniero, Faculté des Sciences de l'Université de Grenoble.
49. Leslie, D.D. (1963). "Large-scale triaxial tests on gravelly soils". Proc. of the Second Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
50. McDowell, G. R. & Bolton, M. D. (1998). On the micromechanics of crushable aggregates. Geotechnique 48, N°5, 667-669.
51. Marachi, N.D., Chan, C.K., Seed, H.B., and Duncan, J.M. (1969). "Strength and deformation characteristics of rockfill materials". Dept. of Civil Engineering, University of California, Berkeley, California.

52. Malki, S. (1989). "Contribution à l'étude des lois de comportement des matériaux routiers". Tesis de Doctorado, Ecole Centrale de Paris.
53. Marsal, R.J. (1963). "Contact forces in soils and rockfill materials". II Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Brasil, Vol. II, pp. 67-98.
54. Marsal, R.J. (1967). "Large scale testing of rockfill materials", Journal of the Soils Mechanics and Foundations Division. ASCE, 94 (2), 22-43.
55. Mittal, H.K and Morgenstern, N.R. (1975). "Parameters for the design of tailings dams". Canadian Geotechnical Journal, 12, 277-293.
56. Miura, N. & Yamanouchi, T. (1975). "Effect of water on the behavior of a quartz-rich sand under high stresses". Soils and Foundation, 15(4), 23-34.
57. Nash, K.L. (1953). "The shearing resistance of a fine closely graded sand," Proc. of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
58. Nicol, Hsin-Pei. (2009). "The effect of fabric on the behaviour of gold tailings". Tesis de Doctorado, Universidad de Pretoria.
59. Nobari, E.S. and Duncan J.M. (1972). "Effect of reservoir filling on stresses and movements in earth and rockfill dams". Report No TE-72-1. Department of Civil Engineering, Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California.
60. Oldecop, L. and Alonso, E.E. (2001). "A model for rockfill compressibility". Geotechnique 51(2), pp. 127-140.

61. Osorio, B., (2009), "Resistencia estática y cíclica de relaves integrales". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
62. Oda, M. (1972). "Deformation mechanism of sands in triaxial compression tests". *Soils and Foundations*, 12(4), 45-63.
63. Oda, M. and Konishi, J. (1974). "Microscopic Deformation Mechanism of Granular Material in Simple Shear." *Soils and Foundations*, 14(4), 25-38.
64. Peters, G. (2004). "Propiedades geotécnicas de arenas de relave y sus implicancias en el diseño de depósitos". V Congreso de Ingeniería Geotécnica.
65. Poulos, S.J. (1981). "The steady state of deformation". *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 107, N° GT5, 553-562.
66. Roberts, J.E., and De Souza, J.M. (1958). "The compressibility of sands," *Proceedings ASTM* 58
67. Riemer, M.F., Y. Moriwaki and J. Obermeyer (2008): "Effect of High Confining Stresses on Static and Cyclic Strengths of Mine Tailing Materials". *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV*, Sacramento CA, May. 19-22.
68. Roscoe, K., Schofield, A. N. & Wroth, C. P. (1958). On the yielding of soils. *Geotechnique* 8, No. 1, 22–53.
69. Roscoe, K.H., and Burland, J.B. (1968). "On the generalized stress-strain behaviour of 'wet' clay." *Engineering Plasticity*, Cambridge University Press, Cambridge, 535-609.

70. Santamarina, J.C., and Cho, G.C. (2004). "Soil behaviour: The role of particle shape." Advances in Geotechnical Engineering: The Skempton Conference, R.J. Jardine et al. (ed.), 29-31 March 2004, Thomas Telford, London, 1, 604-617.
71. Seed, R.B. & Harder, L.F. (1990): "SPT-Based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained strength". Proceedings, H.B. Seed memorial symposium, Bitech Publishers, Vol. 2, 351-376.
72. Shultze, E., and Moussa, A. (1961). "Factors affecting the compressibility of sand," Proc. of the Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
73. Solans, D., (2010). "Equipo triaxial monótono y cíclico de altas presiones y su aplicación en arenas de relaves". Tesis Magister en Ciencias de la Ingeniería, Mención Ingeniería Geotécnica, Universidad de Chile.
74. Sully, J.P. (1985). "Geotechnical aspects of remedial design for a gold tailings dam". International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 9(6), 589-598.
75. Terzaghi, K., Peck, R.B., and Mesri, G. (1996). Soil Mechanics in Engineering Practice – 3rd Edition. John Wiley and Sons, NY.
76. Troncoso, J., Ishihara, K. and Verdugo, R. (1988). "Aging effects on cyclic shear strength of tailings materials". Proceeding of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan (Vol. III).
77. Trueba, V. (1988). "Etude du comportement mécanique des argiles saturées sous sollicitations tridimensionnelles". Tesis de Doctorado, Ecole Centrale de Paris.

78. Van Zyl, D. (1993). "Mine waste disposal". In. D.E. DANIEL (ed.). Geotechnical Practice for Waste Disposal, London:Chapman Hall, 269-286.
79. Valenzuela, L., Barrera, S., (2003). "Seismic Design of Los Quillayes Tailings Dams in Chile". 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Cambridge, MA.
80. Vaid, Y.P. & Chern, J.C. (1985): "Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands". Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions, ASCE, New York, 120-147.
81. Verdugo, R. (1983). "Influencia del porcentaje de finos en la resistencia cíclica de arenas de relave". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Pontificia Universidad Católica de Chile. Departamento de Ingeniería Estructural.
82. Verdugo, R. (1992). "Characterization of sandy soil behavior under large deformation". Thesis presented in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Engineering. University of Tokyo. Department of Civil Engineering.
83. Verdugo, R. & Ishihara, K. (1996). "The Steady State of Sandy Soils", Soils and Foundations, 36(2), 81-91.
84. Verdugo, R. & Santos, E. (2009): "Liquefaction resistance of thickened tailings of copper mines". Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 295-298.
85. Vermeulen, N.J. (2001). The Composition and State of Gold Tailings". Tesis de Doctorado, Universidad de Pretoria.

86. Vesic, A.S., and Barksdale, R.D. (1963). "On shear strength of sand at very high pressures," ASTM Special Technical Publication No. 361
87. Vesic, A.S., and Clough, G.W. (1968). "Behavior of granular materials under high stresses," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division 94(SM3)
88. Vick, S.G. (1983). "Planning, Design and Analysis of Tailings Dams". New York, Wiley.
89. Yamamuro, J.A. & Lade, P.V. (1996). "One-Dimensional Compression of Sands at High Pressures". J. Geotech. Engrg., ASCE, 122(2), 147-154.
90. Yamamuro, J.A. & Lade, P.V. (1996). "Drained sand behavior in axisymmetric tests at high pressures". J. Geotech. Engrg., ASCE, 122(2), 109-119.

ANEXO

**ANEXO A: RESULTADOS ENSAYOS
TRIAXIALES CIU y CID**

ARENA S1

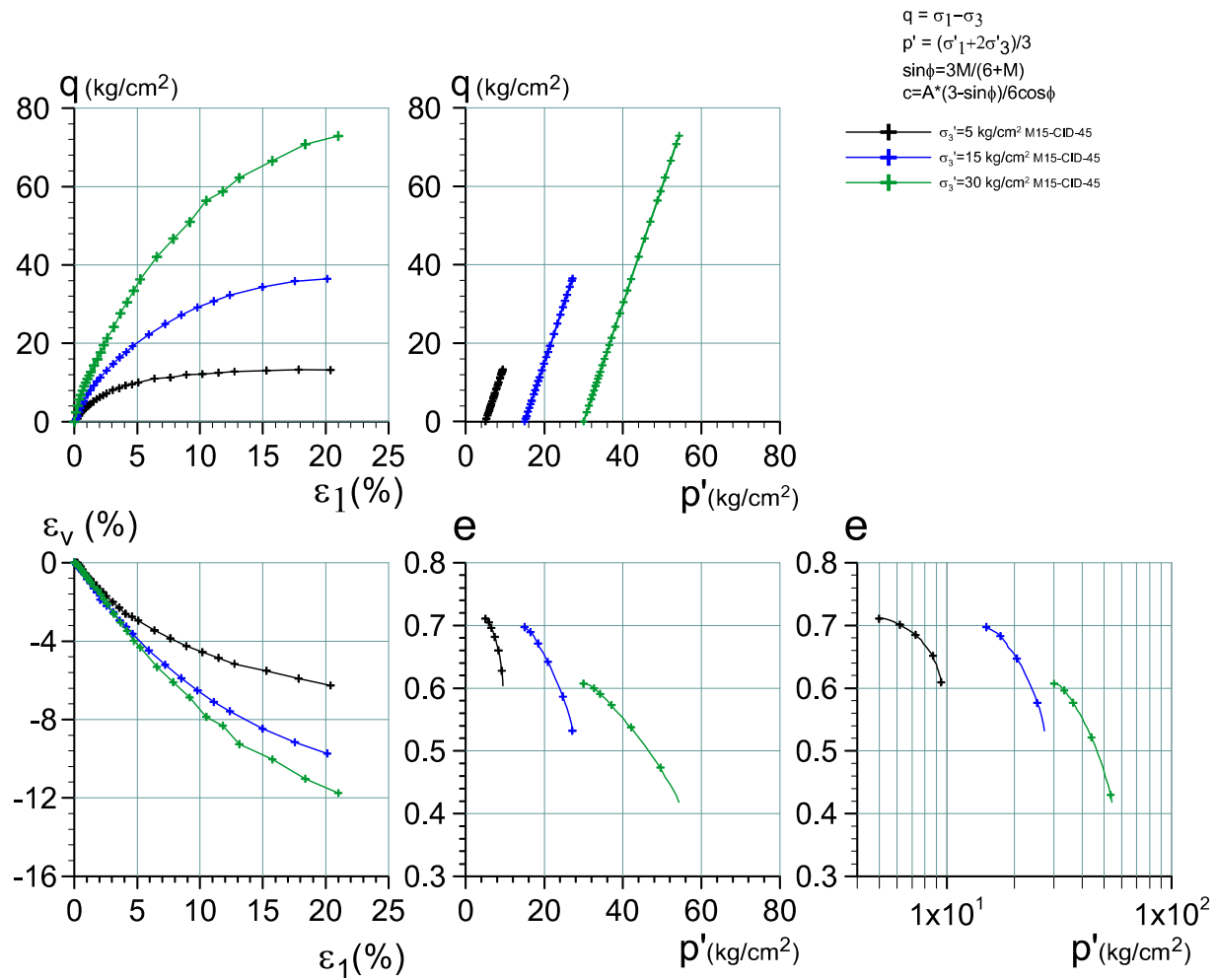


Figura A-1: Ensayo triaxial CID 15% de finos, DR = 45% (inicial)

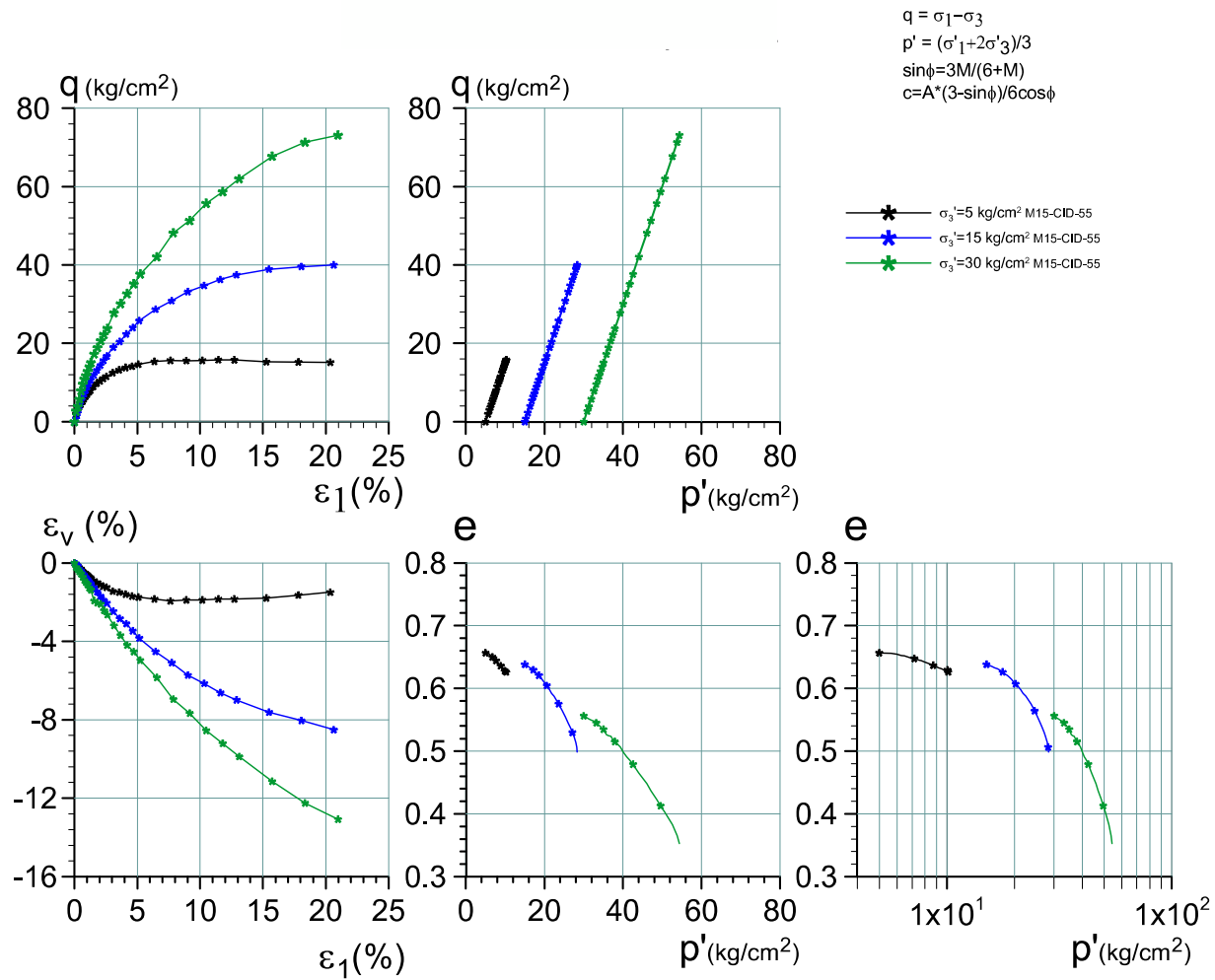


Figura A-2: Ensayo triaxial CID 15% de finos, DR = 55% (inicial)

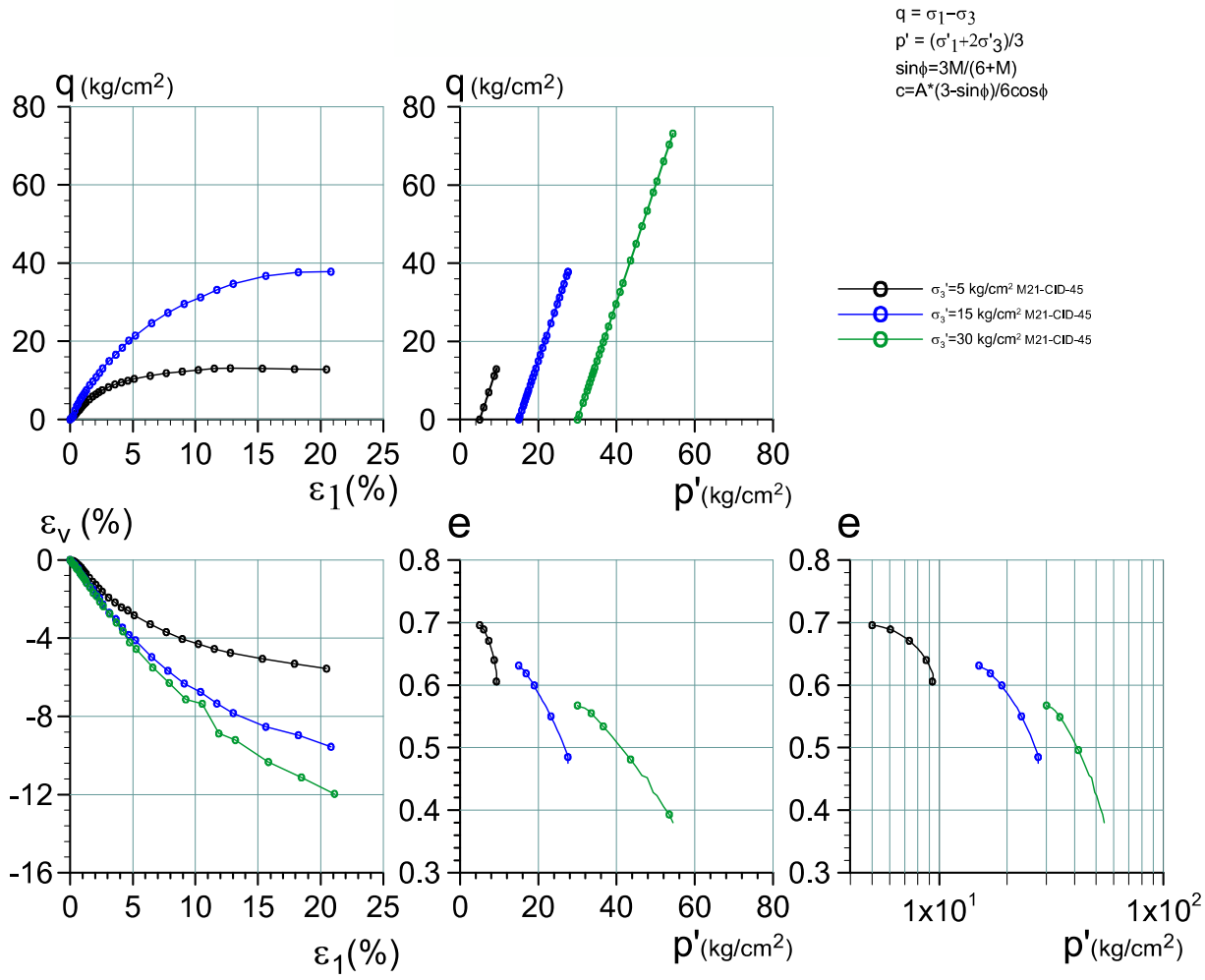


Figura A-3: Ensayo triaxial CID 21% de finos, DR = 45% (inicial)

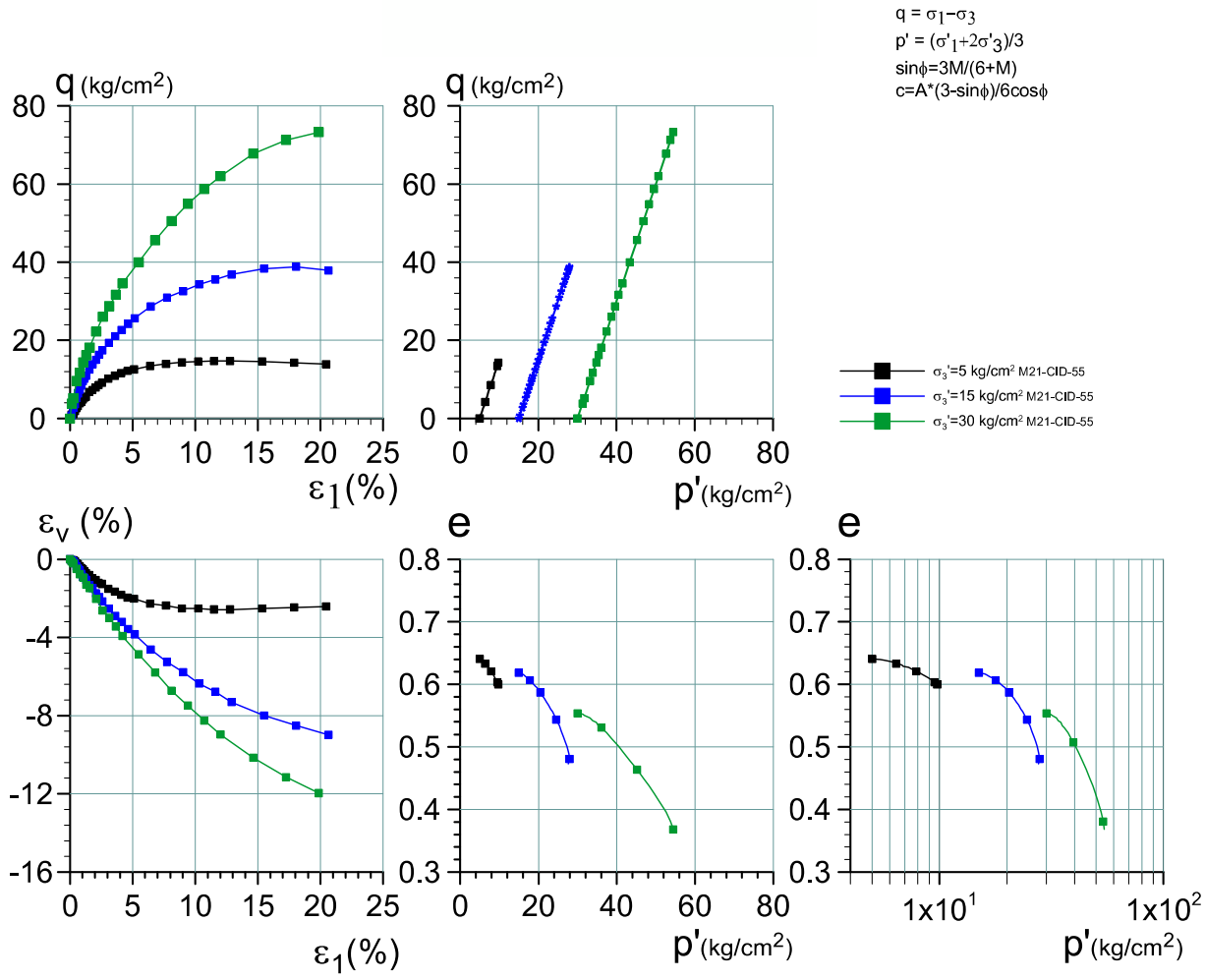


Figura A-4: Ensayo triaxial CID 21% de finos, DR = 55% (inicial)

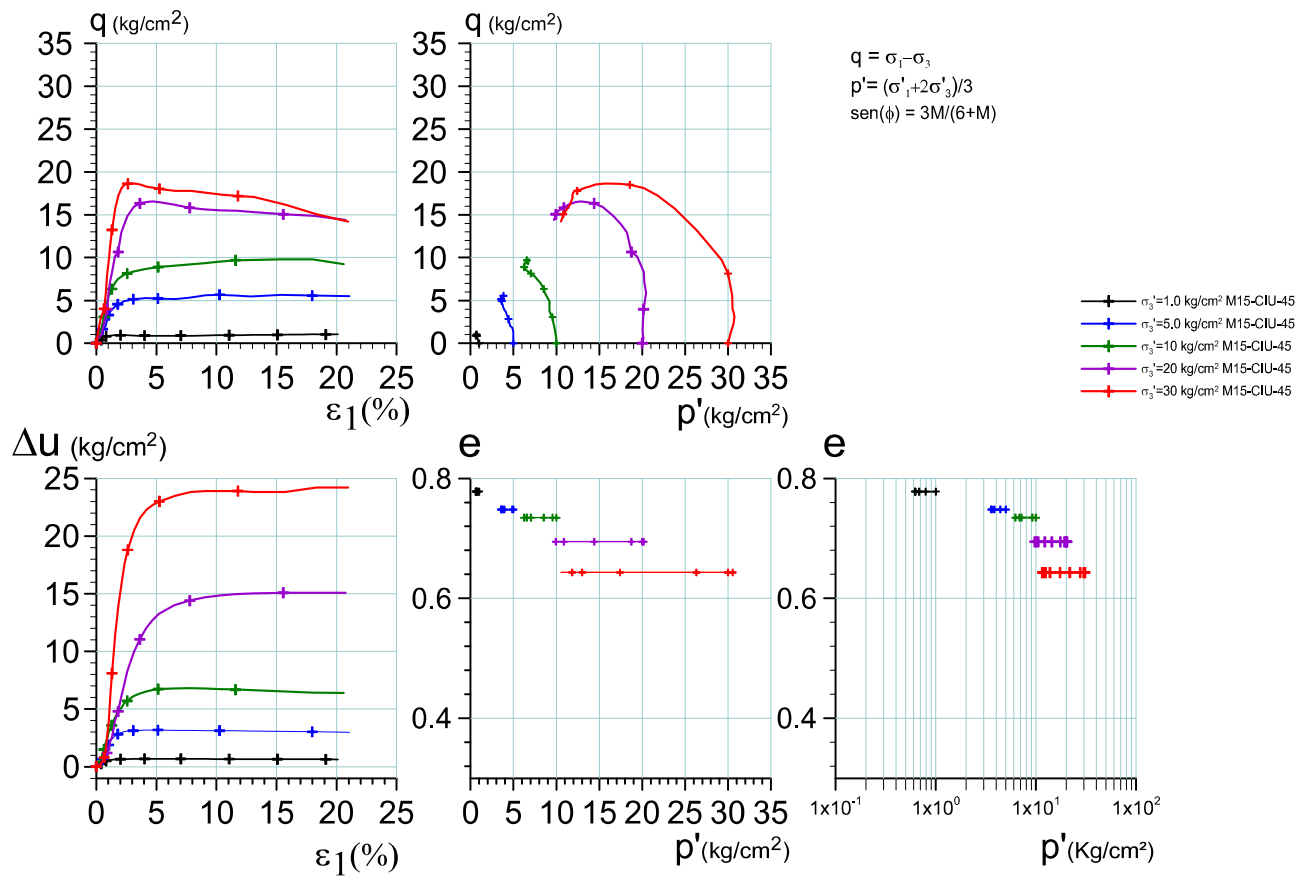


Figura A-5: Ensayo triaxial CIU 15% de finos, DR = 45% (inicial)

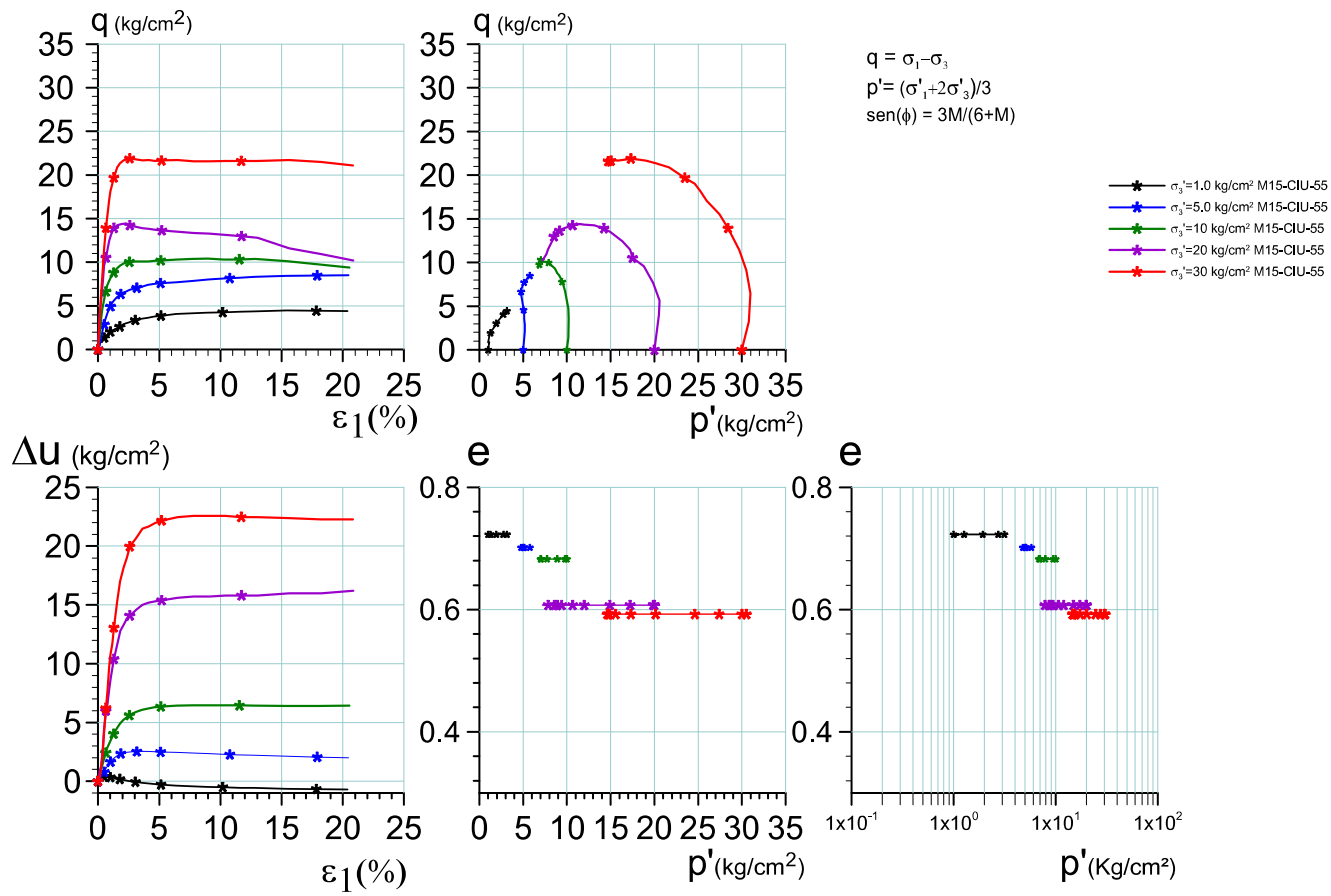


Figura A-6: Ensayo triaxial CIU 15% de finos, DR = 55% (inicial)

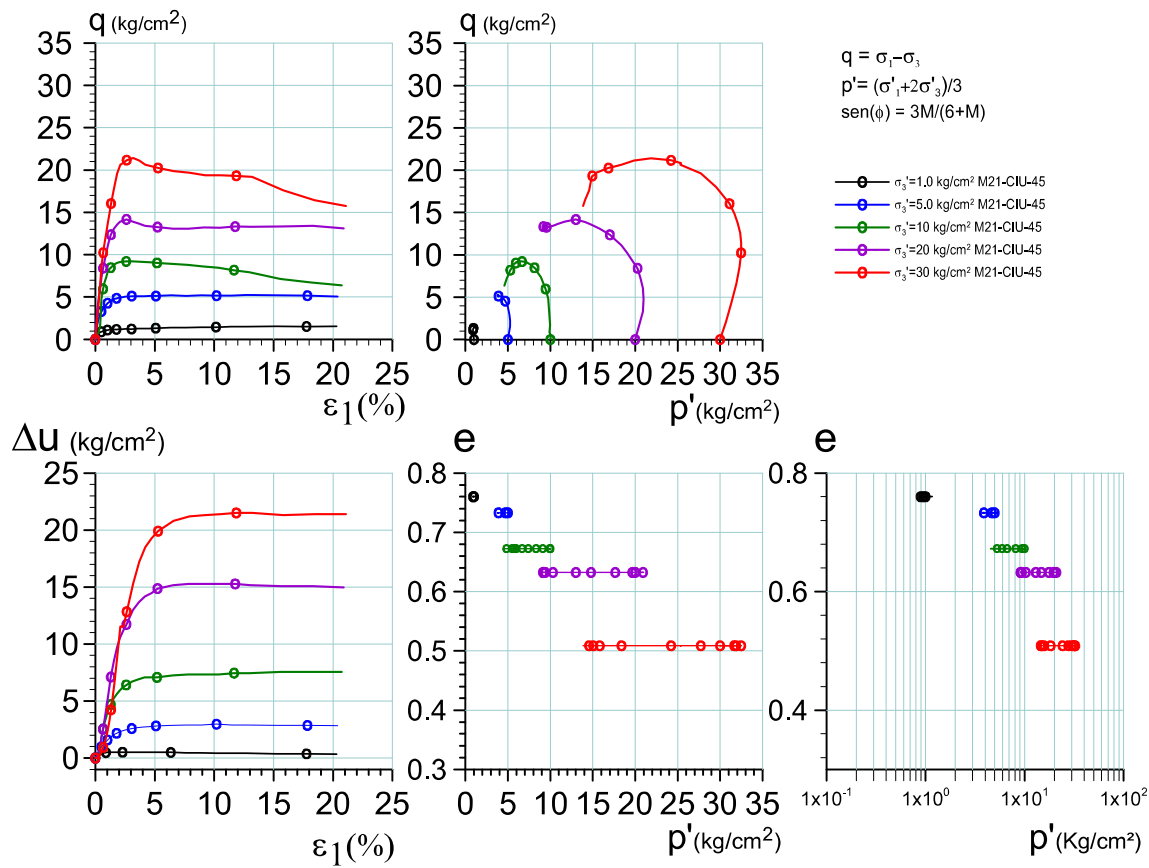


Figura A-7: Ensayo triaxial CIU 21% de finos, DR = 45% (inicial)

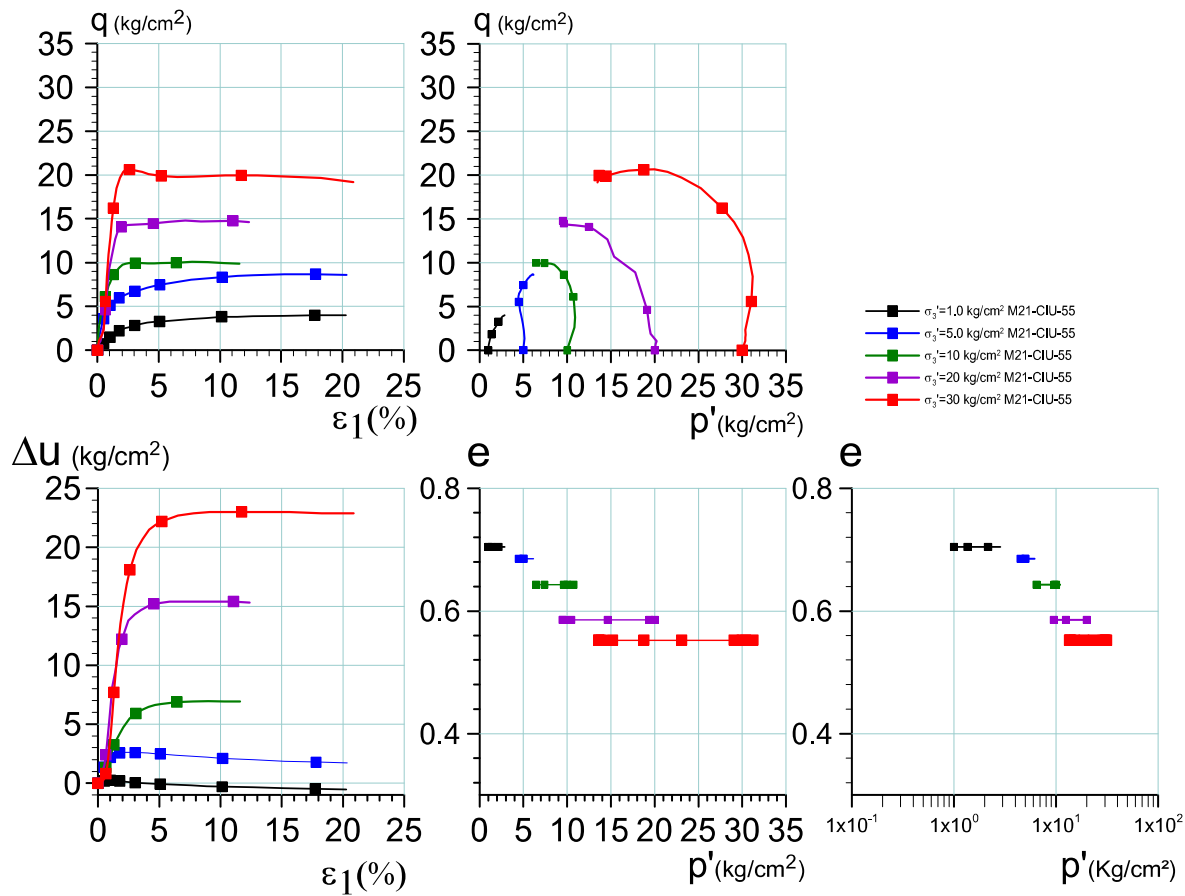


Figura A-8: Ensayo triaxial CIU 21% de finos, DR = 55% (inicial)

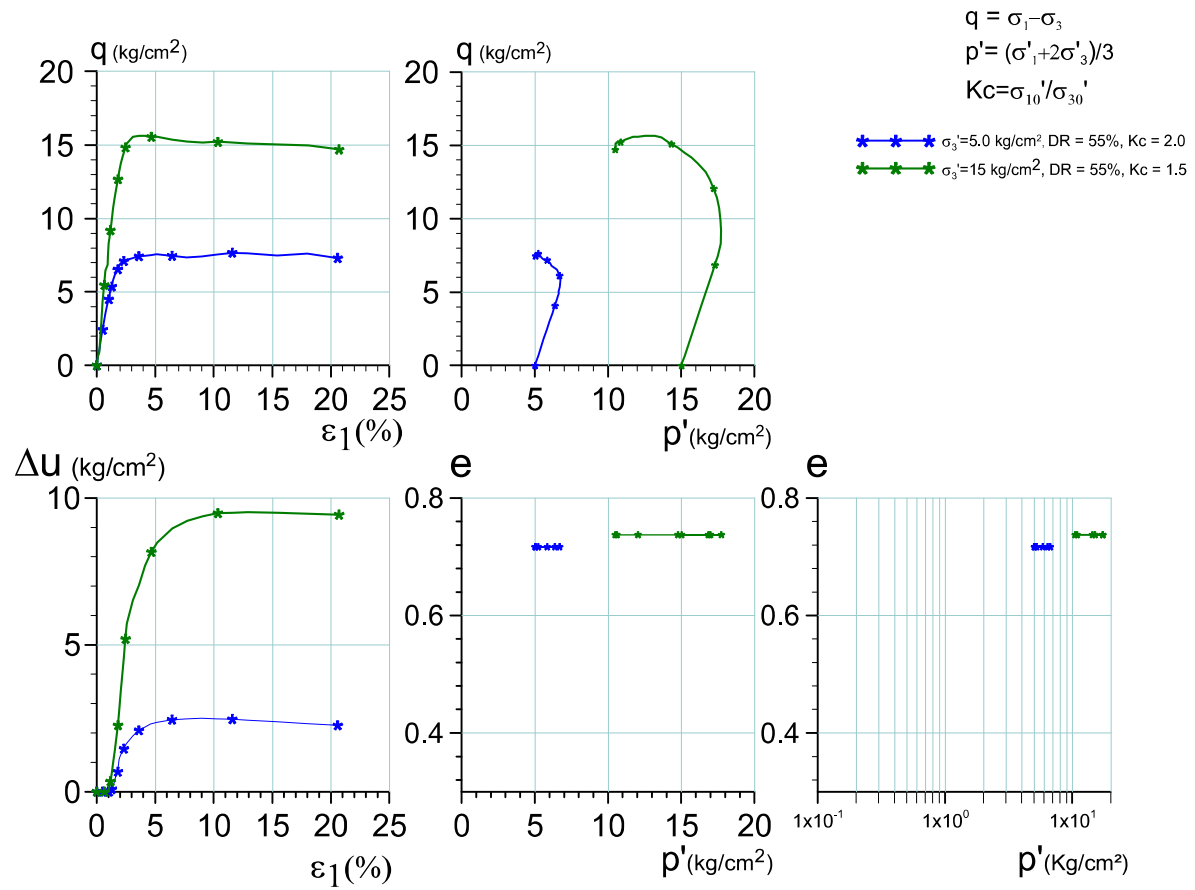


Figura A-9: Resultados ensayos CU anisotrópico

ARENA S2

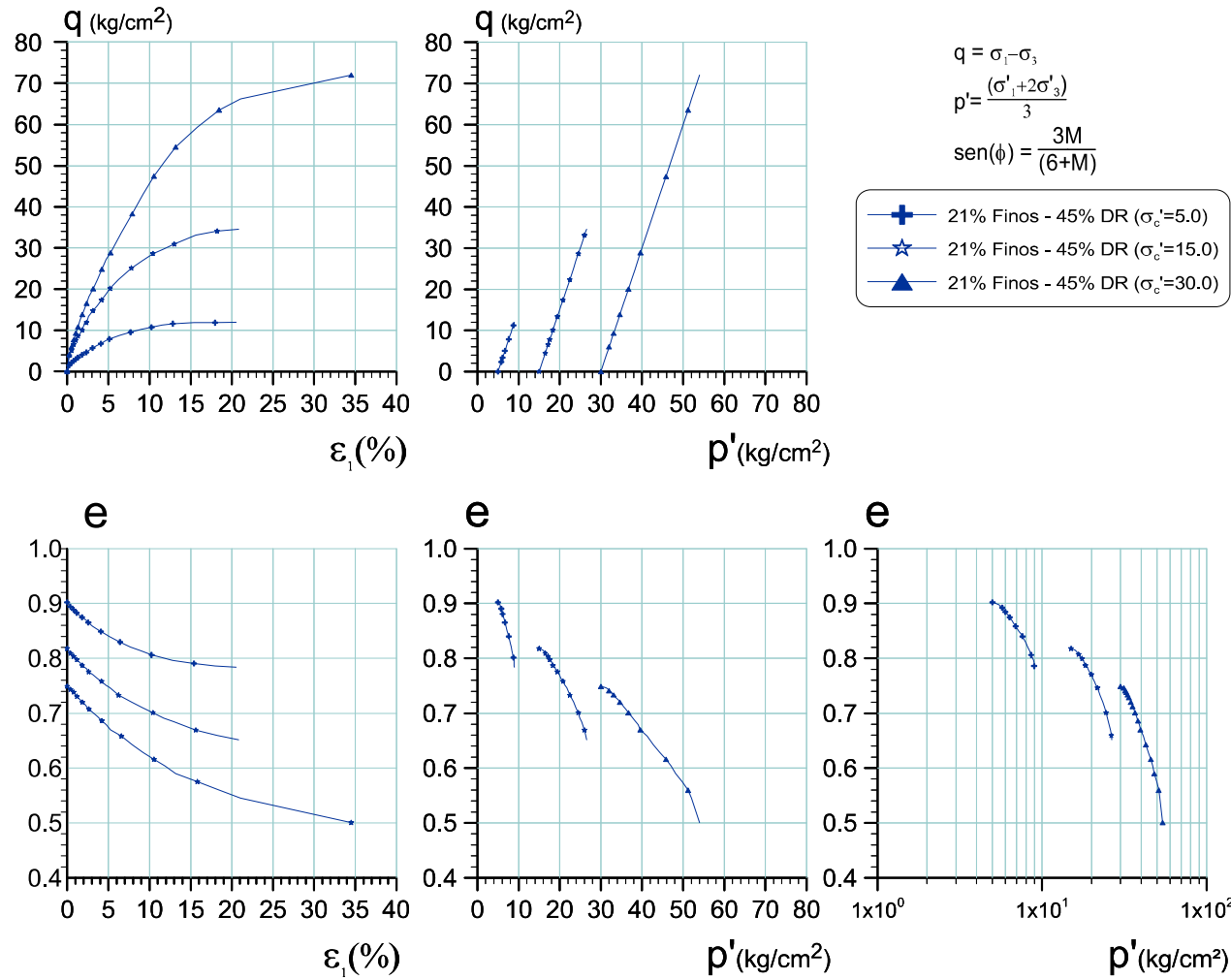


Figura A-10: Ensayo triaxial CIU 21% de finos, DR = 45% (inicial)

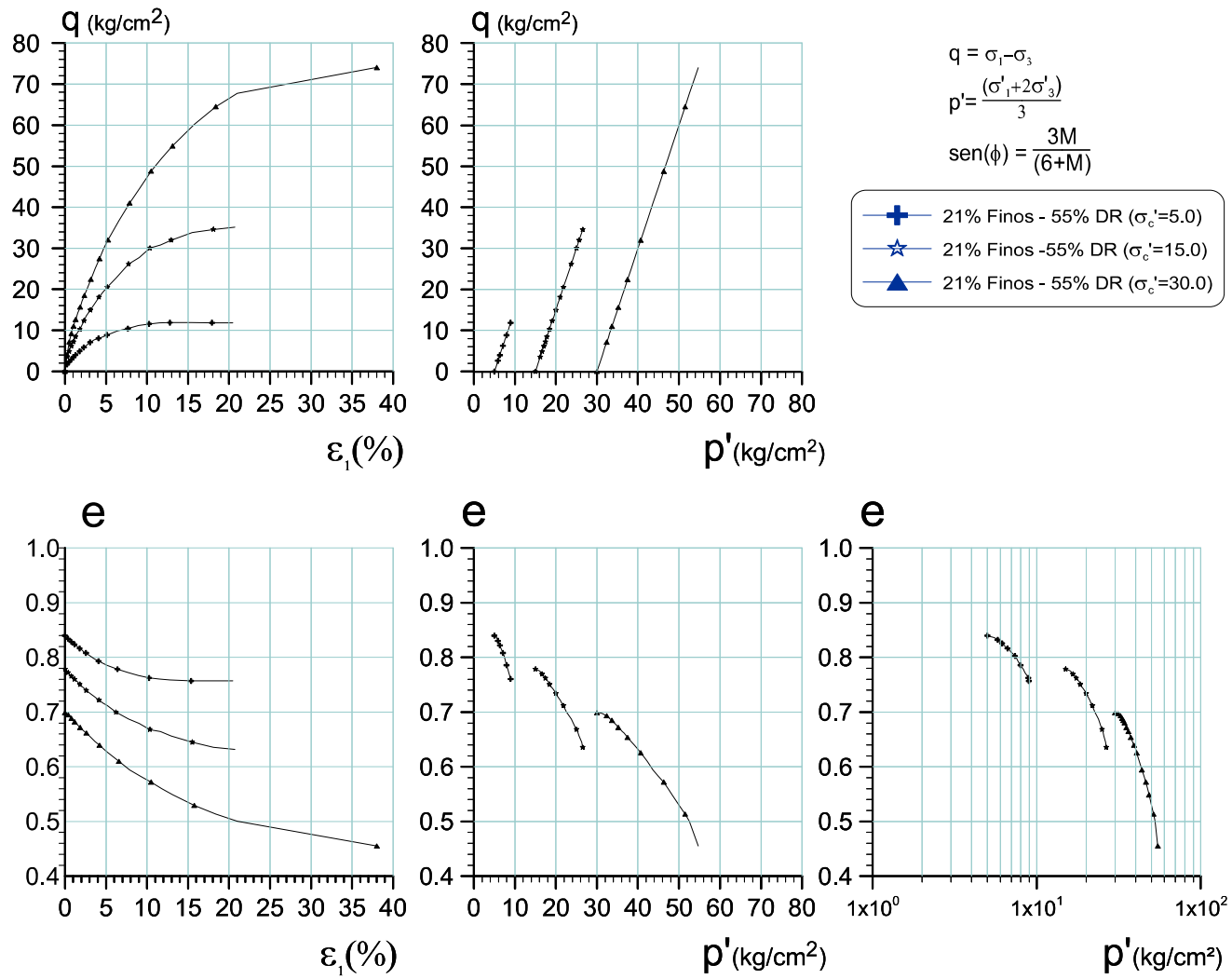


Figura A-11: Ensayo triaxial CIU 21% de finos, DR = 55% (inicial)

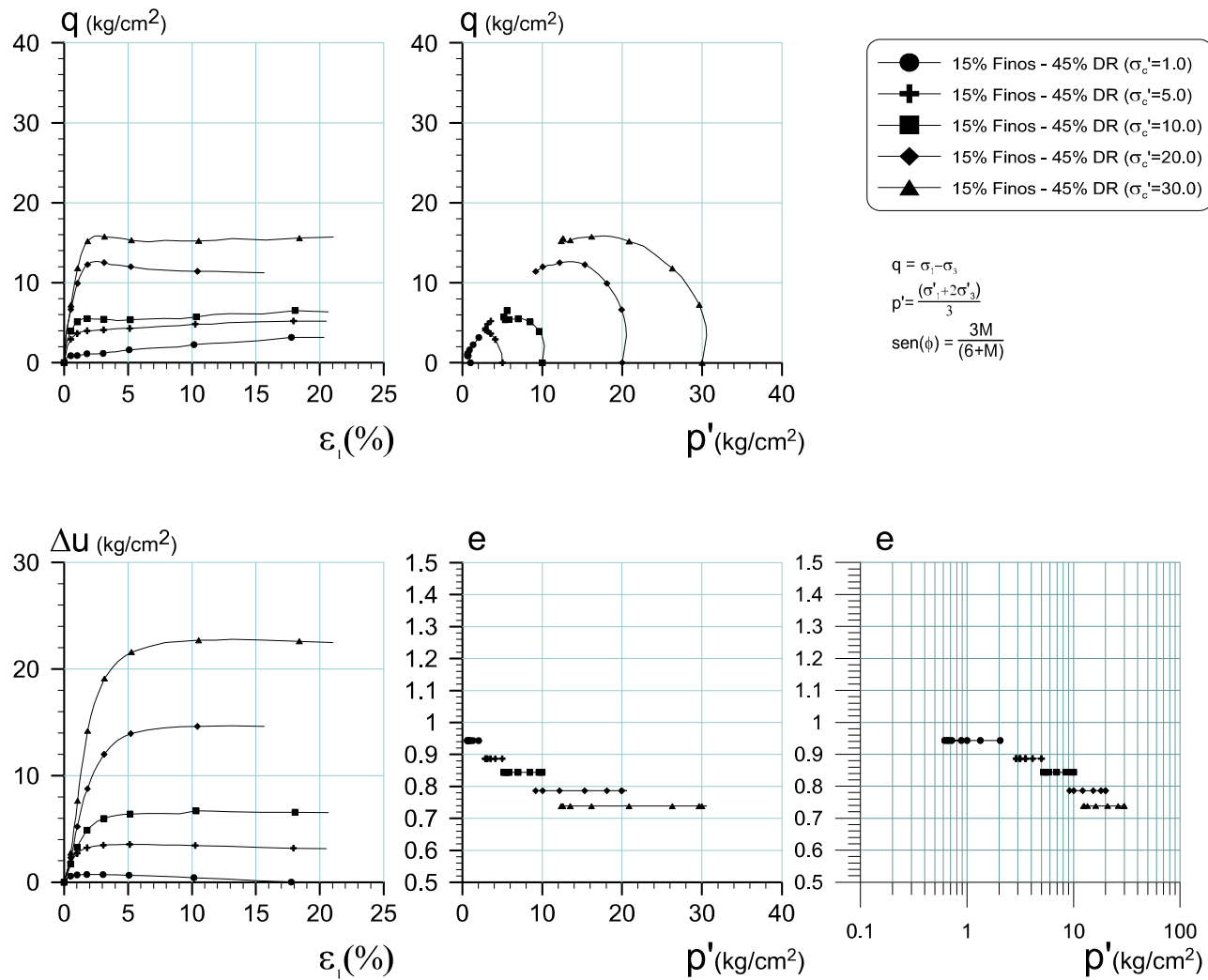


Figura A-12: Ensayo triaxial CIU 15% de finos, DR = 45% (inicial)

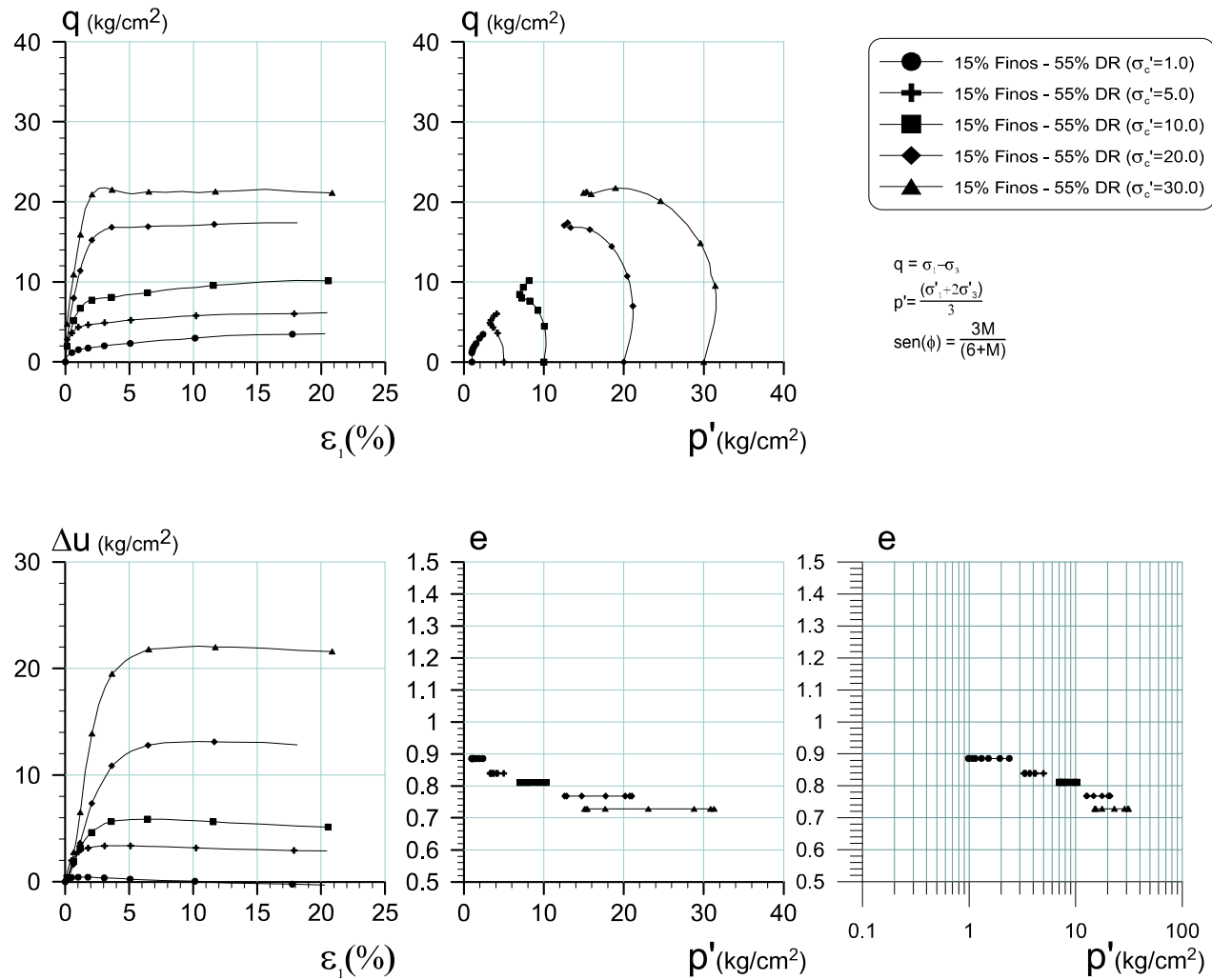


Figura A-13: Ensayo triaxial CIU 15% de finos, DR = 55% (inicial)

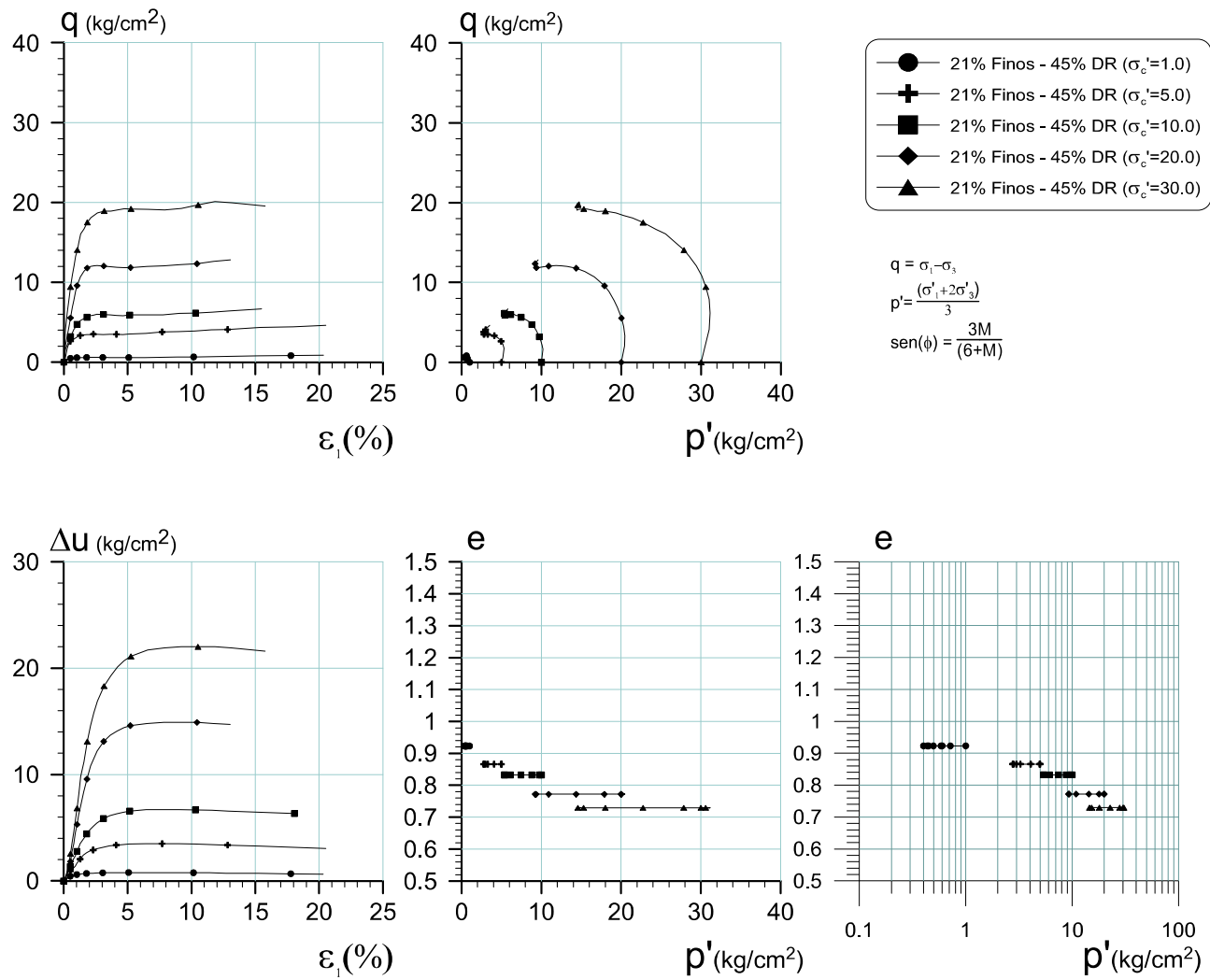


Figura A-14: Ensayo triaxial CIU 21% de finos, DR = 45% (inicial)

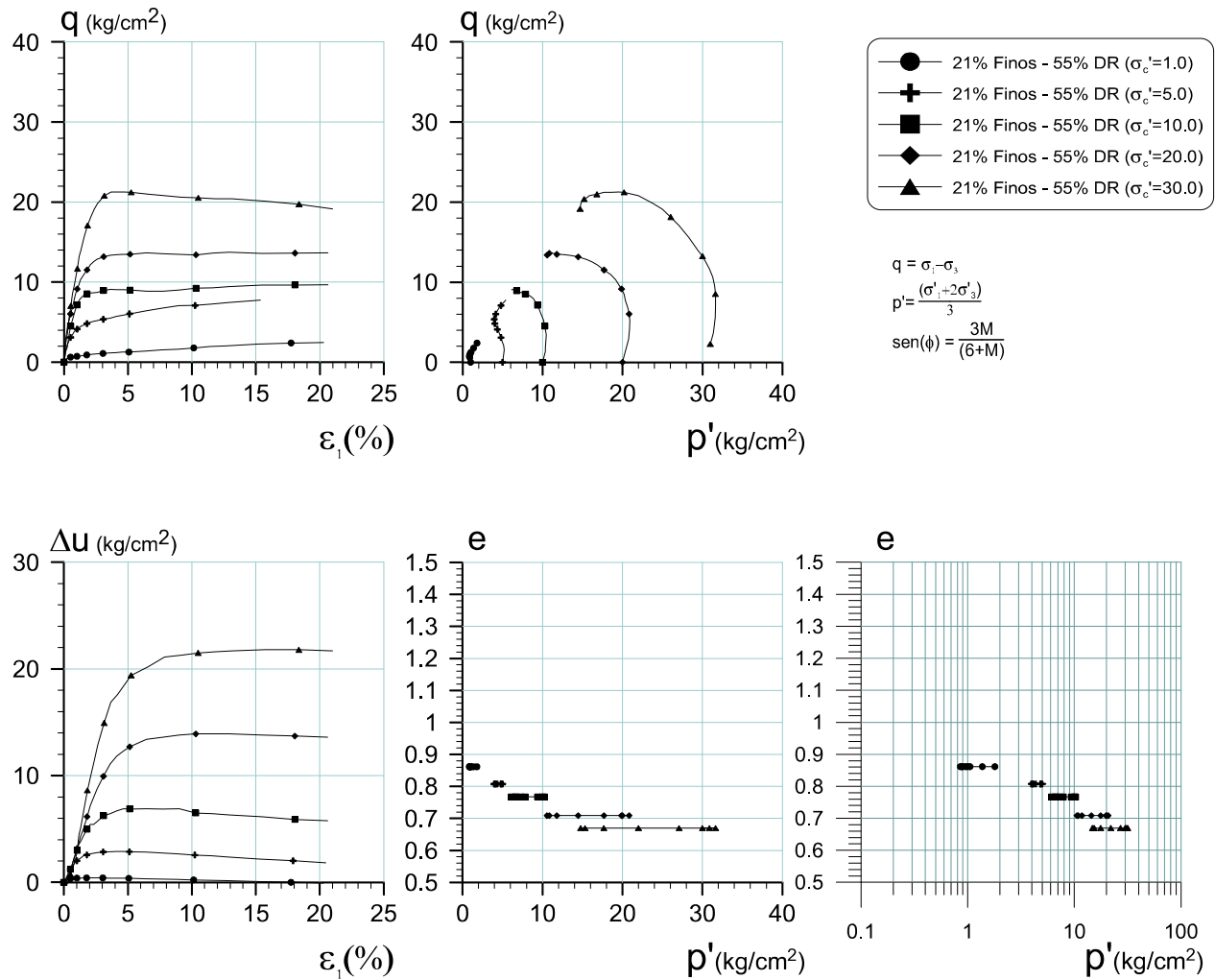


Figura A-15: Ensayo triaxial CIU 21% de finos, DR = 55% (inicial)

ARENA S3

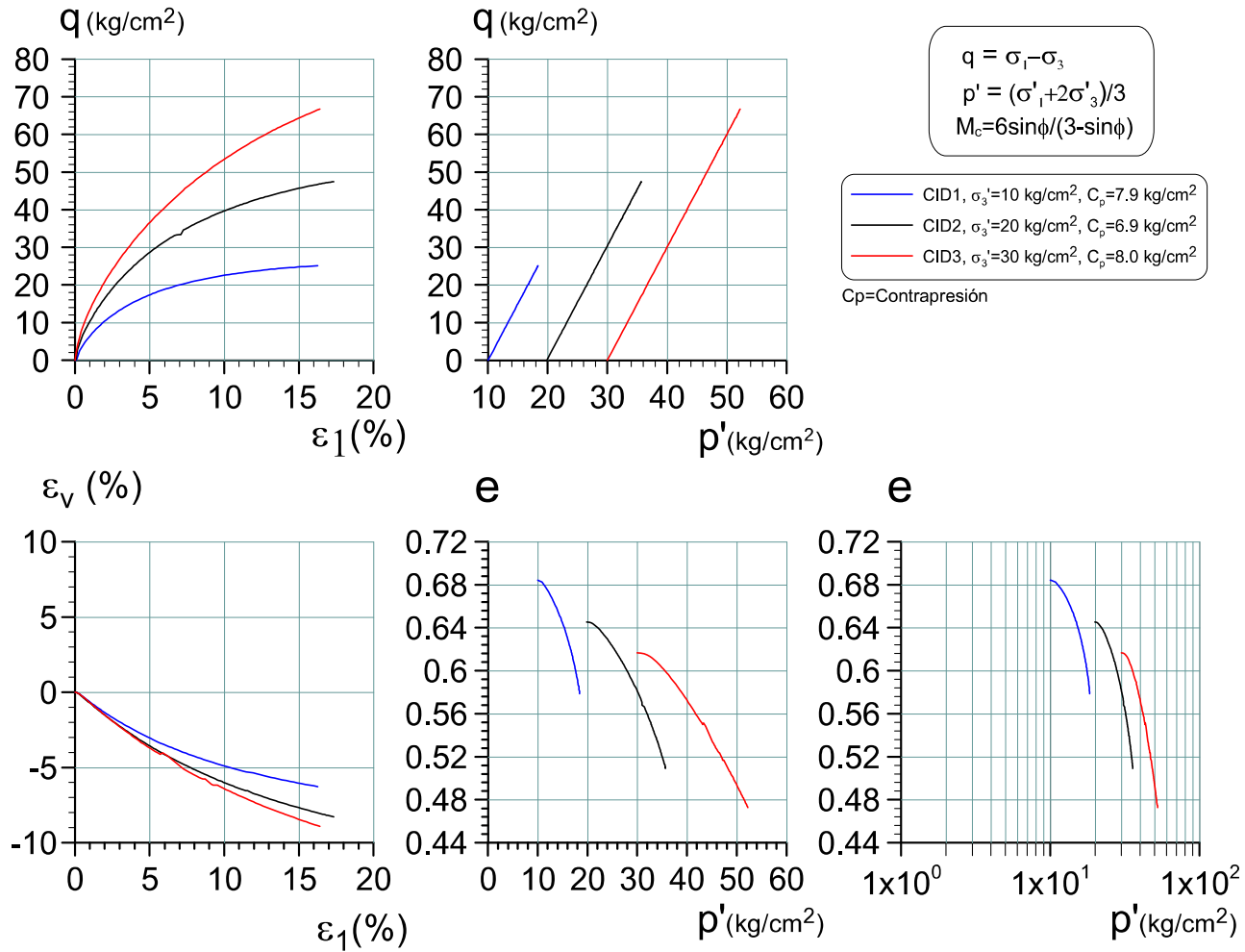


Figura A-16: Resultados ensayos CID con 18% Finos y DR=45% (inicial)

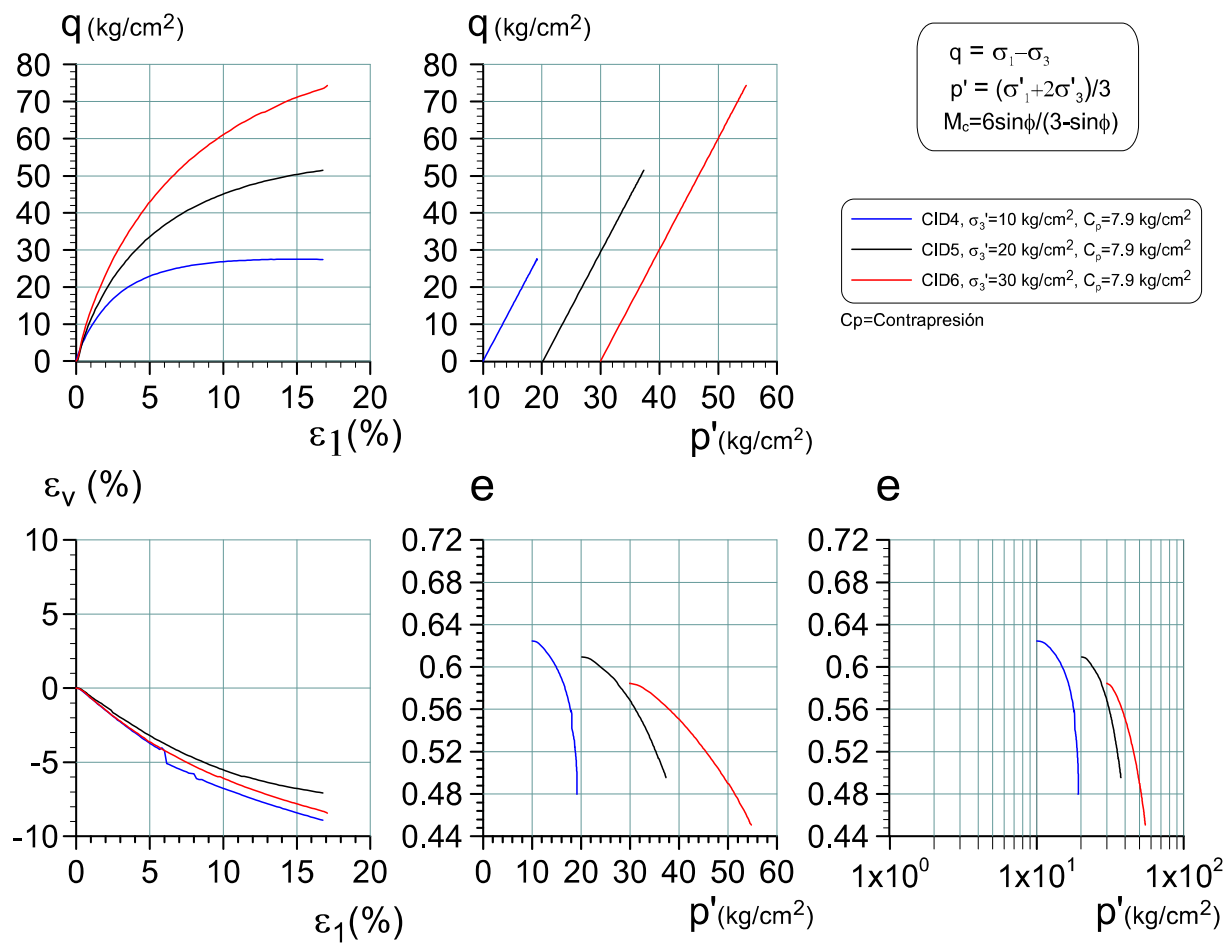


Figura A-17: Resultados ensayos CID con 18% Finos y DR=60% (inicial)

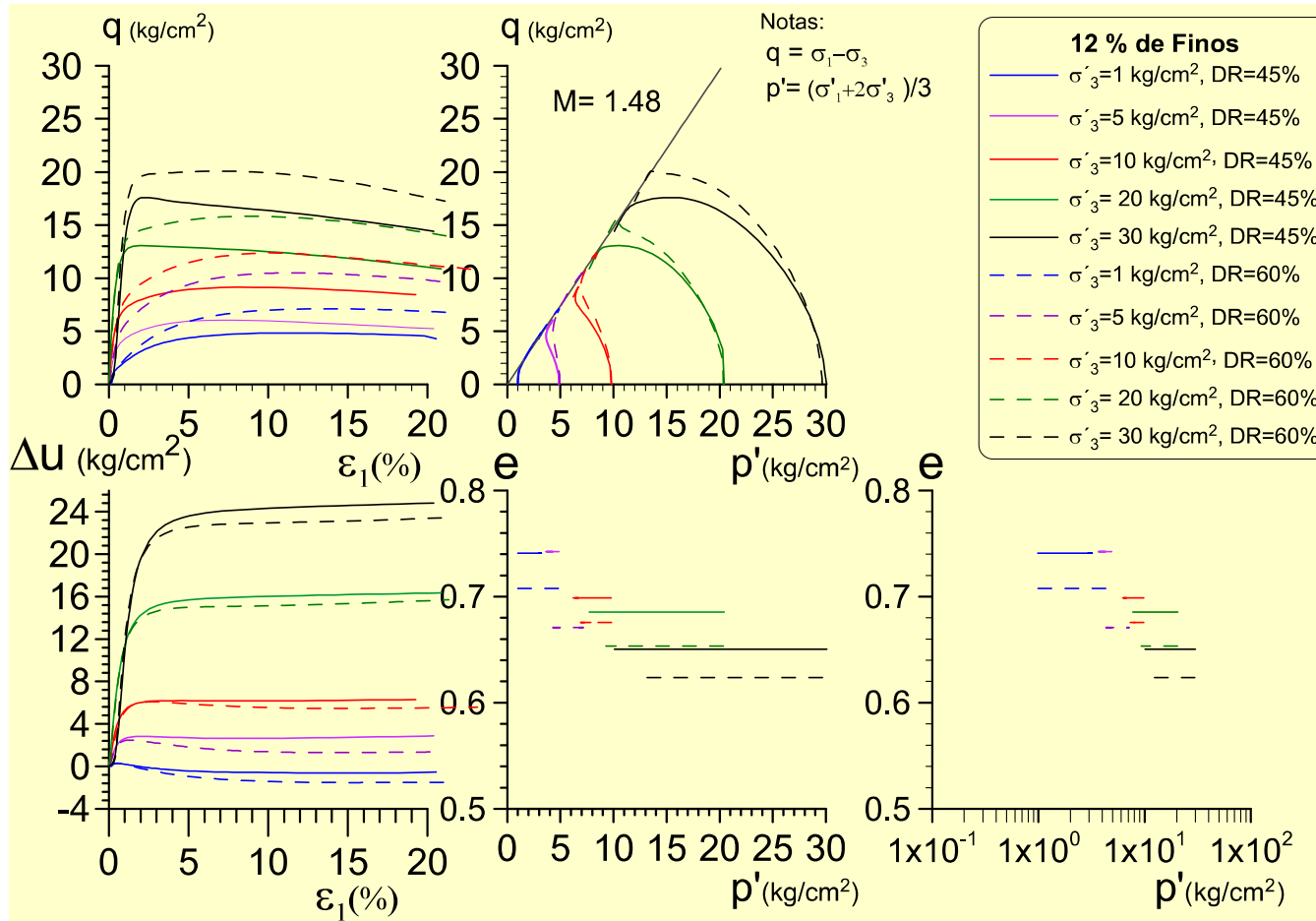


Figura A-18: Resultados ensayos CIU con 12% Finos

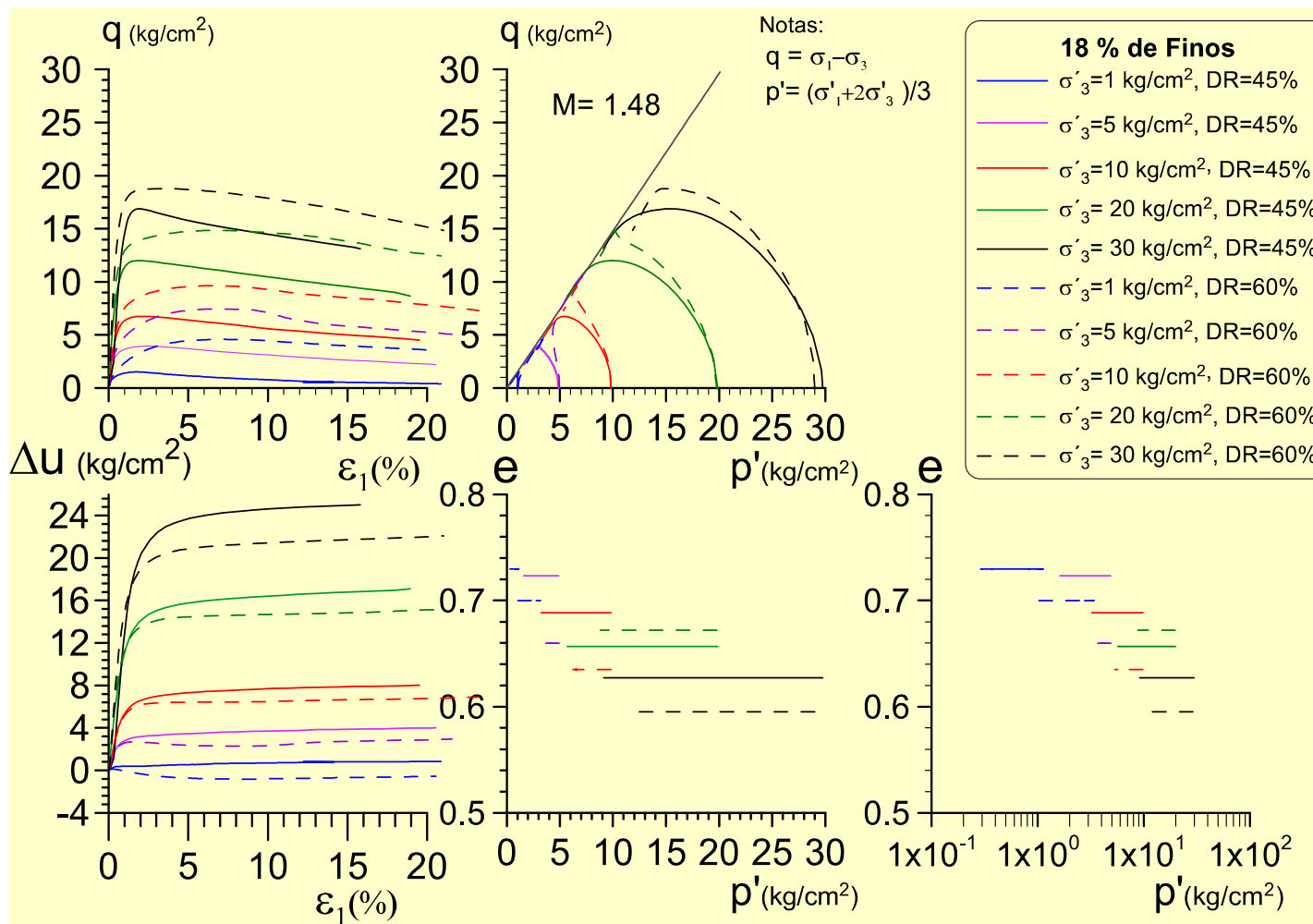


Figura A-19: Resultados ensayos CIU con 18% Finos

ARENA S4

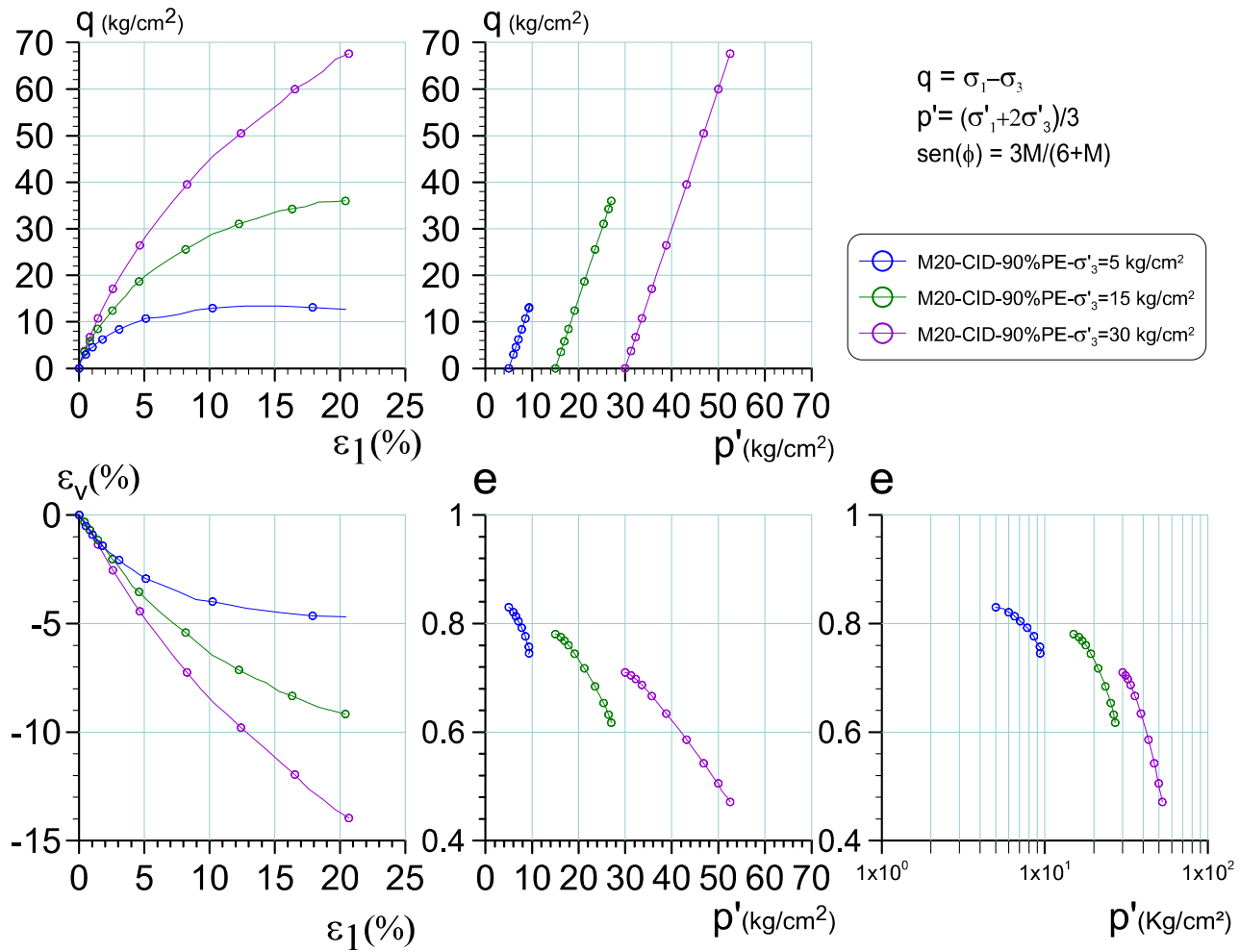


Figura A-20: Resultados ensayos CID con 20% Finos y 90% PE (inicial). PE=Proctor Estándar

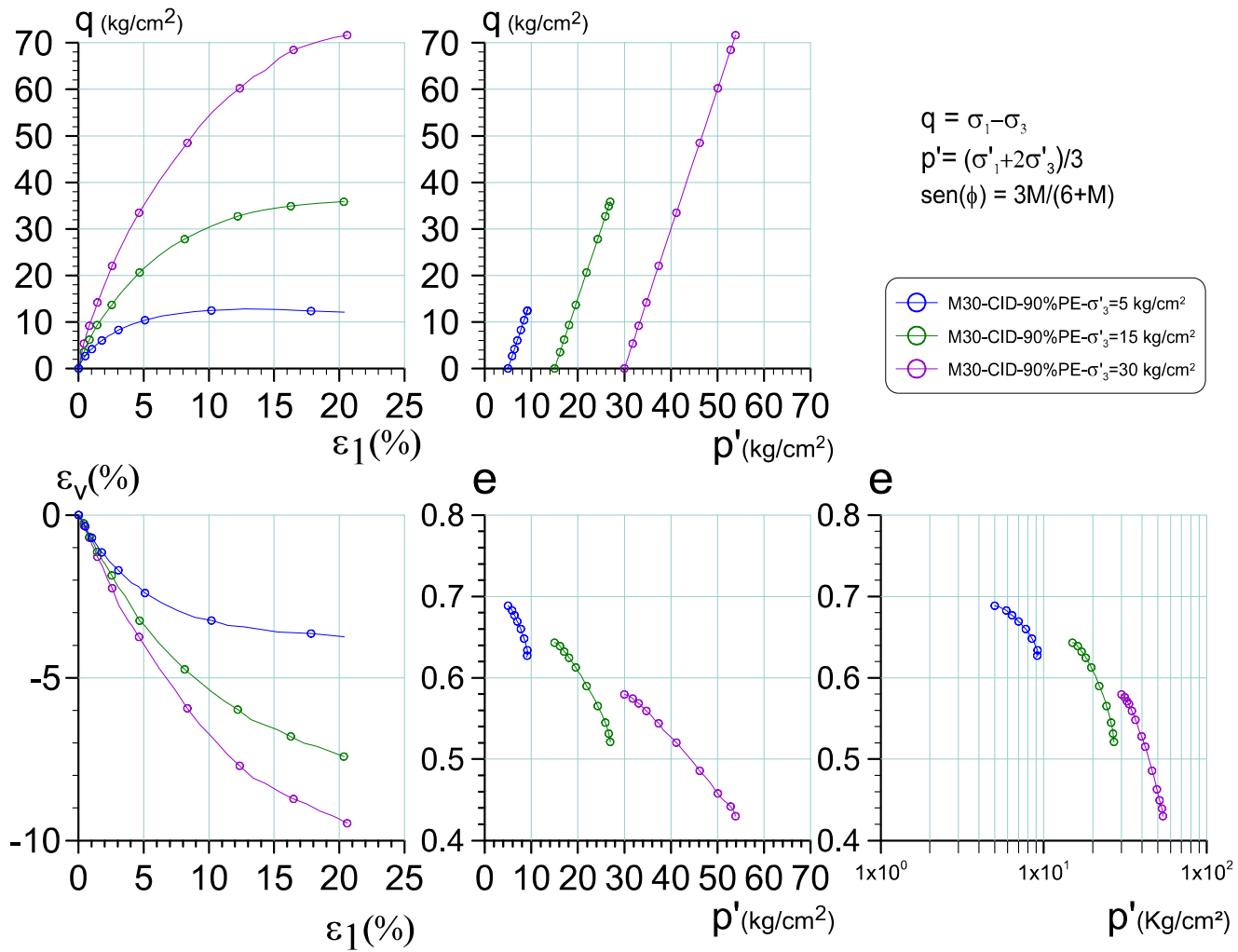


Figura A-21: Resultados ensayos CID con 30% Finos y 90% PE (inicial). PE=Proctor Estándar

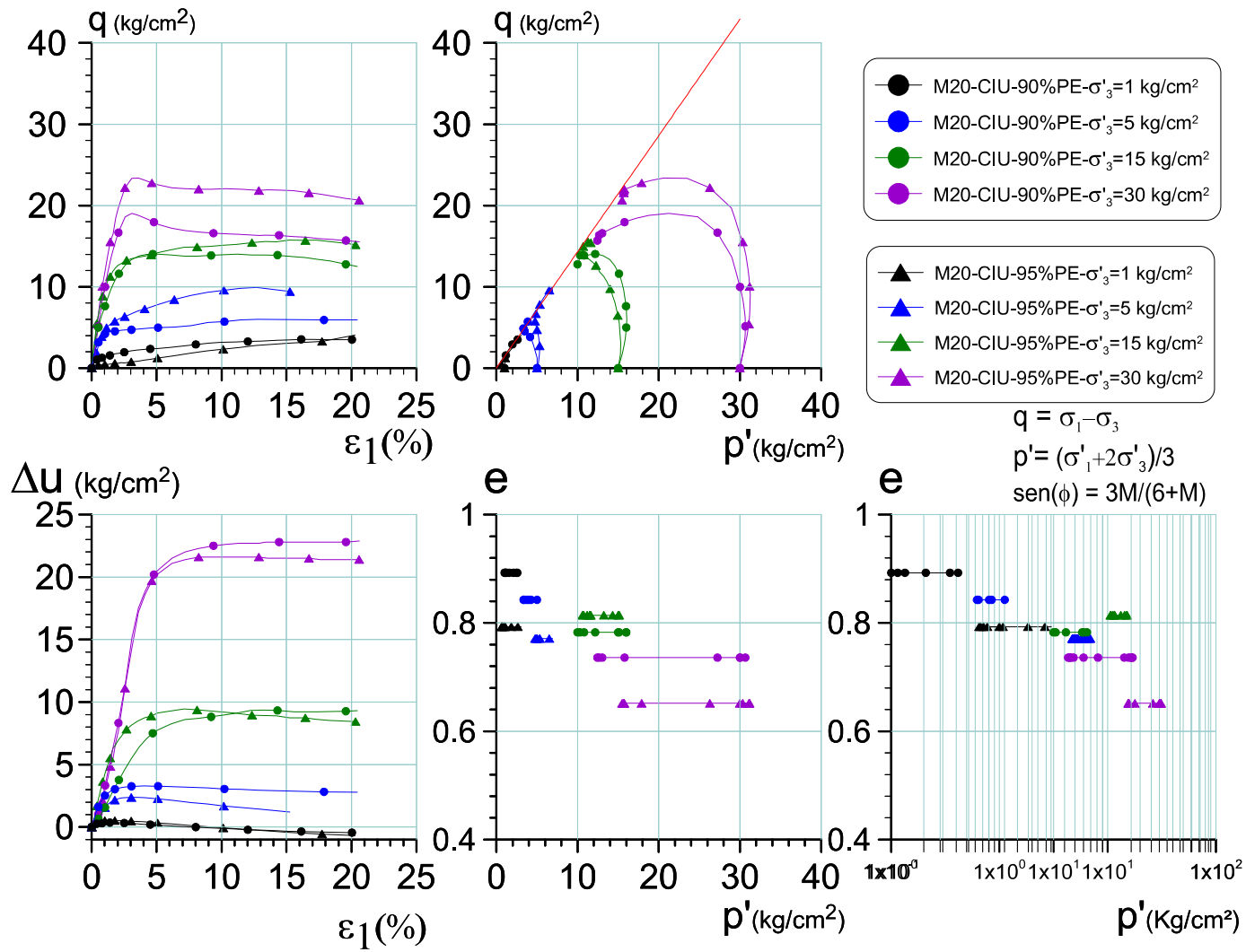


Figura A-22: Resultados ensayos CIU con 20% Finos. PE=Proctor Estándar

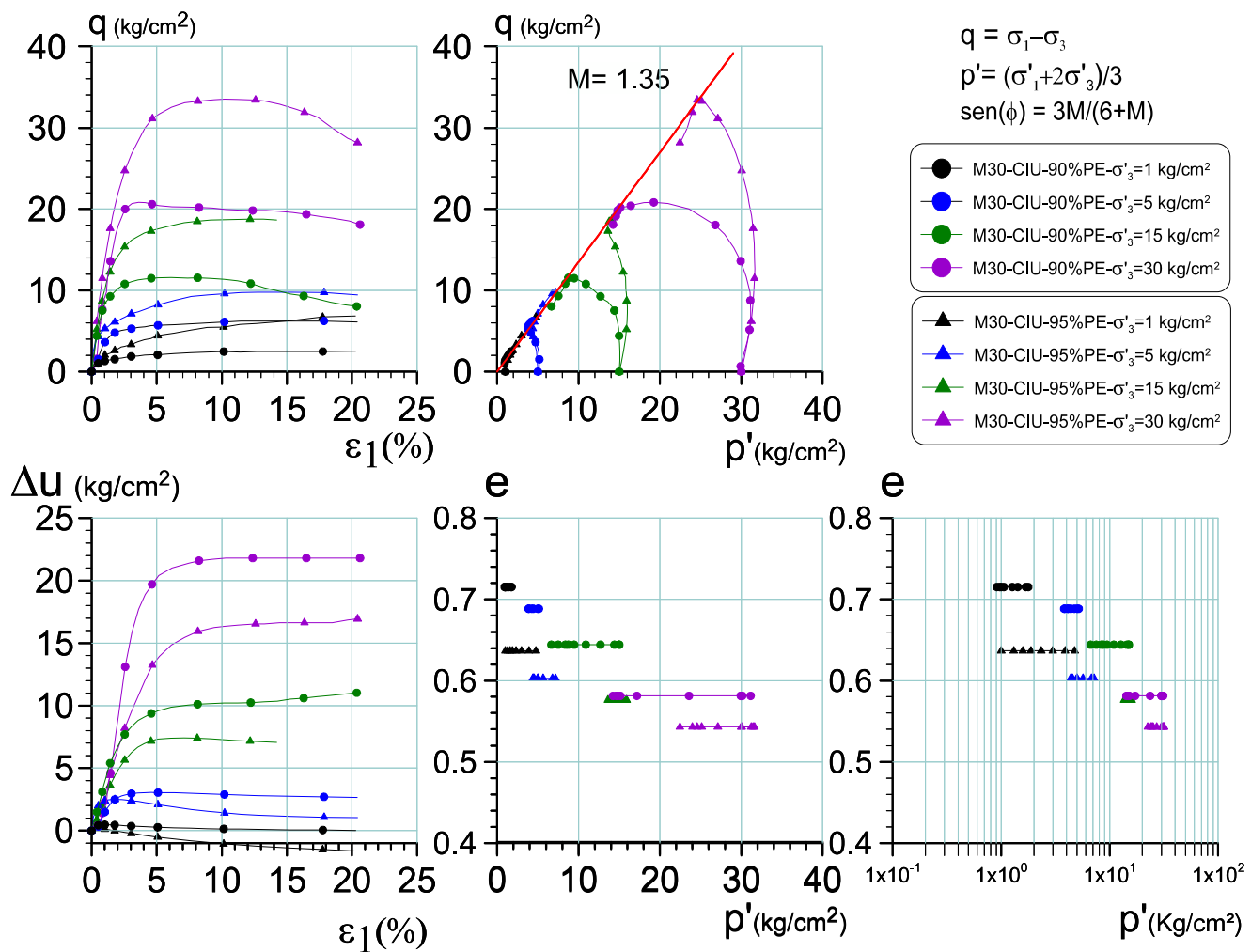


Figura A-23: Resultados ensayos CIU con 20% Finos. PE=Proctor Estándar

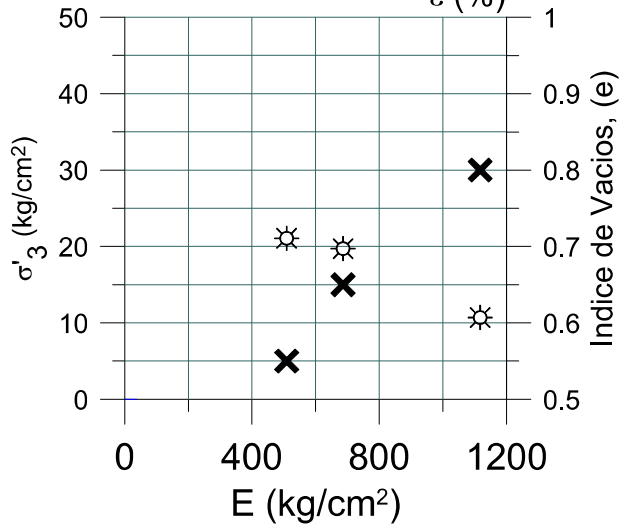
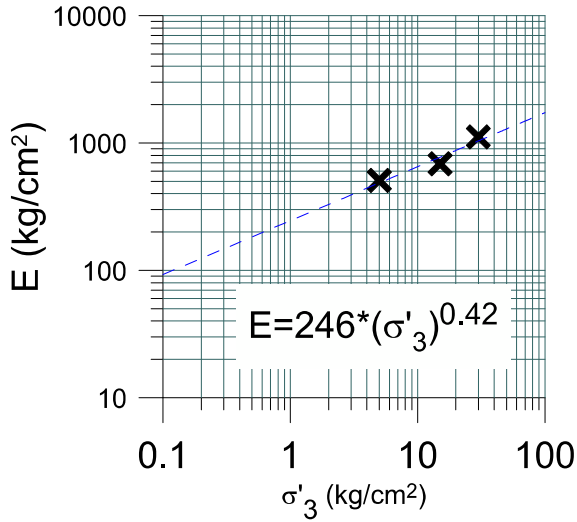
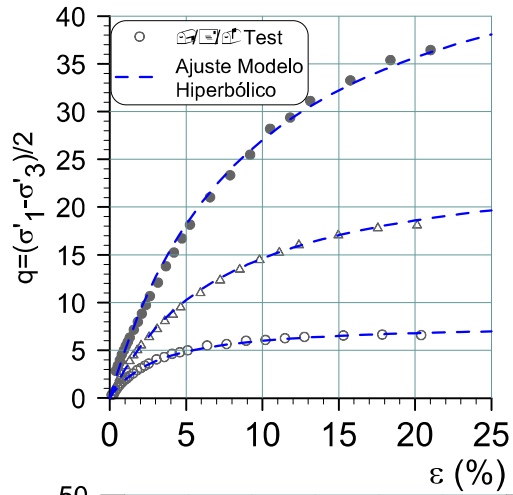
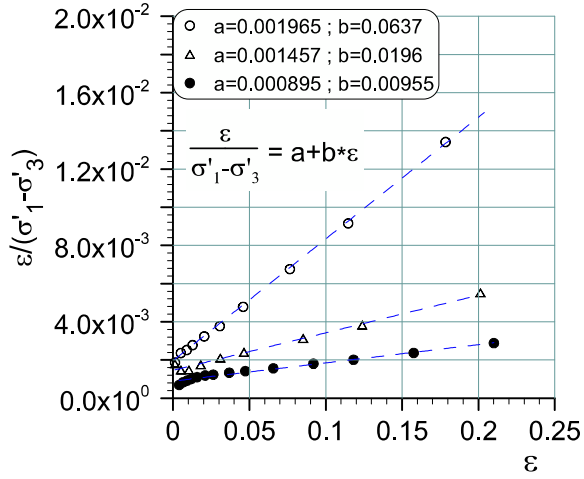
**ANEXO B: OBTENCION MODULOS DE
DEFORMACION MEDIANTE MODELO
HIPERBOLICO**

ARENA S1

ARENA TORTOLA

CID

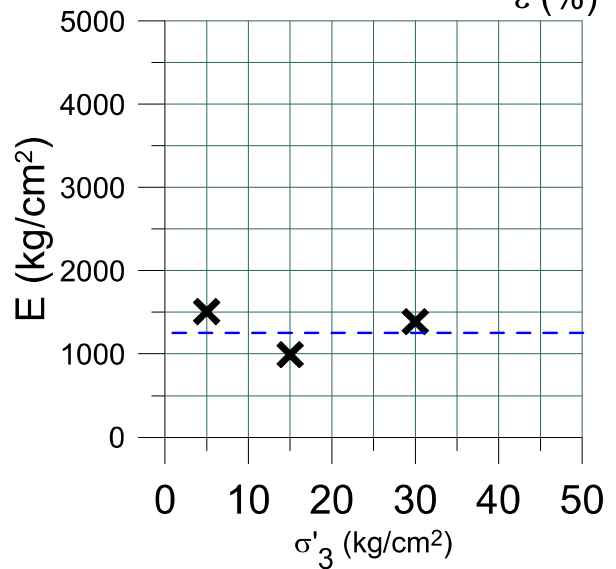
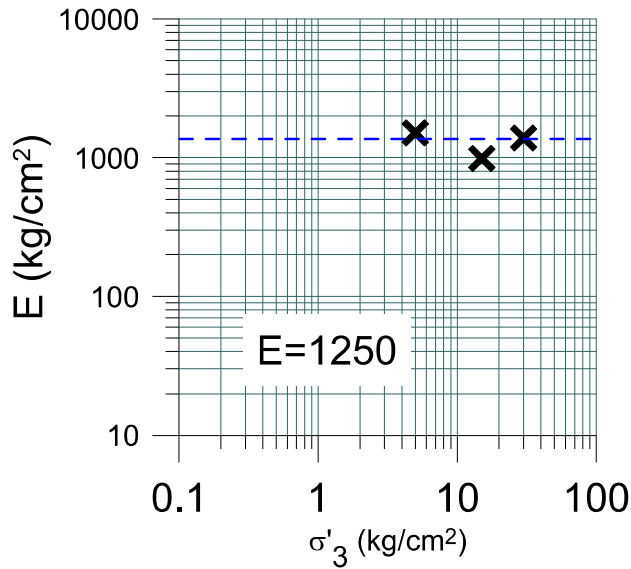
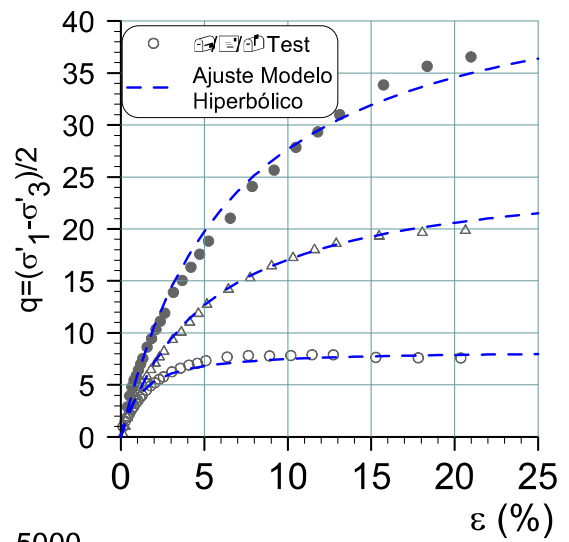
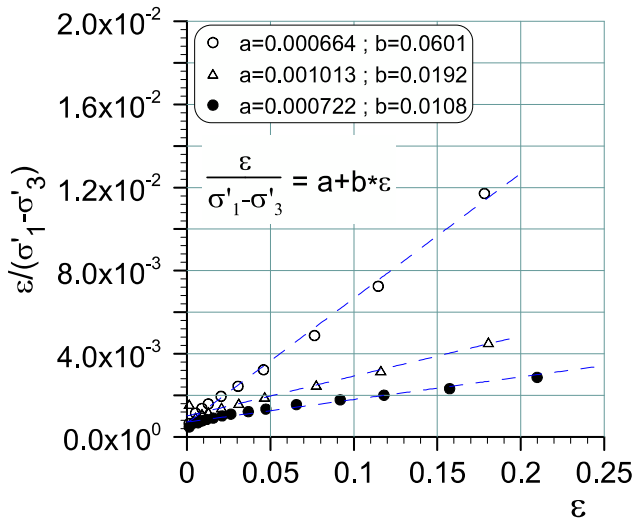
DR=45% (confección)
Finos= 15%



ARENA TORTOLA

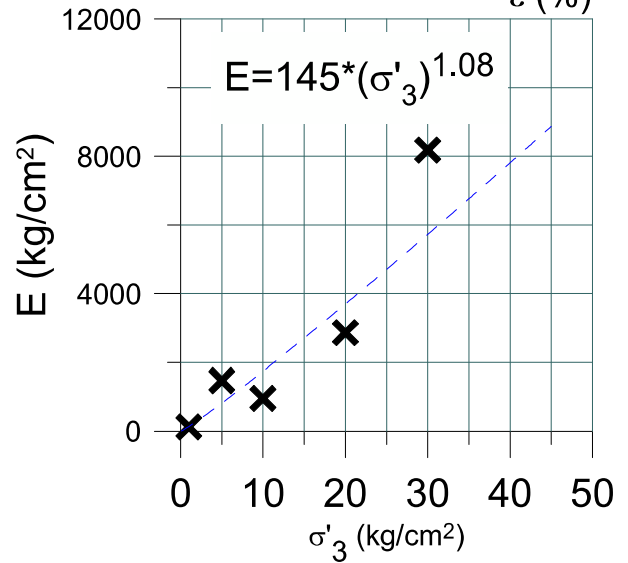
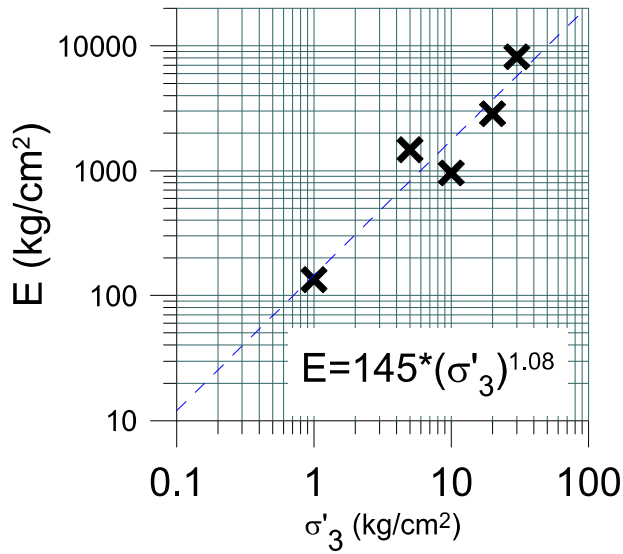
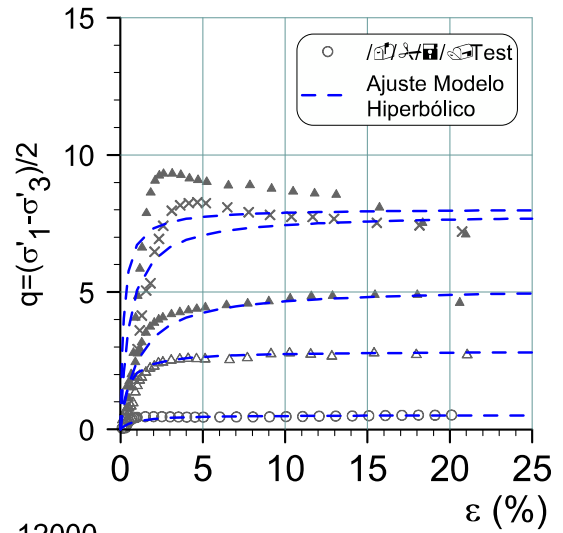
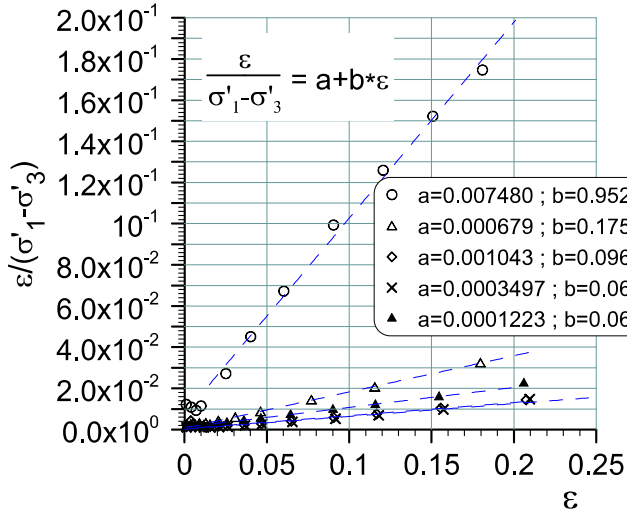
DR=55% (confección)
Finos= 15%

CID



ARENA TORTOLAS

DR=45% (confección)
Finos= 15%

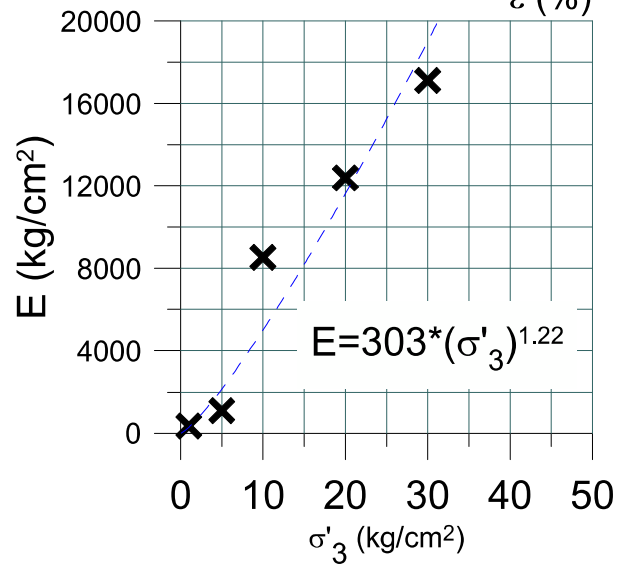
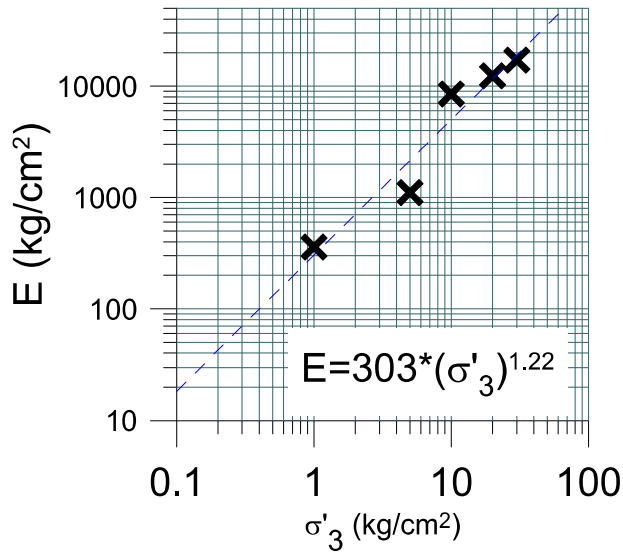
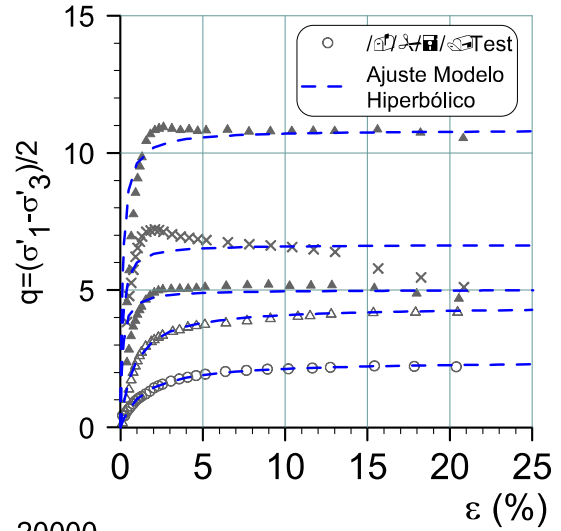
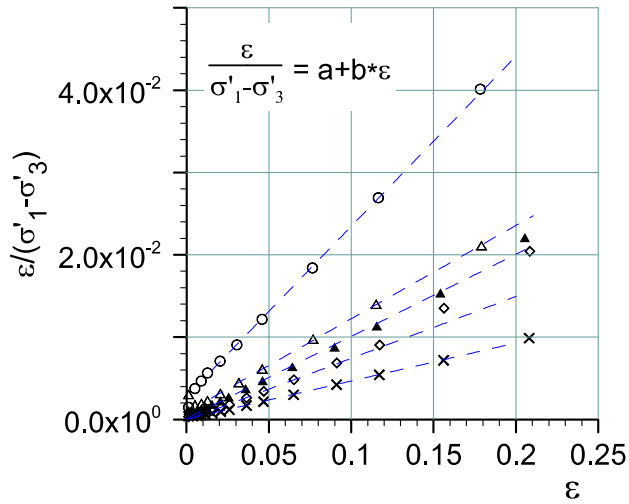


ARENA TORTOLAS

DR=55% (confección)
Finos= 15%

CIU

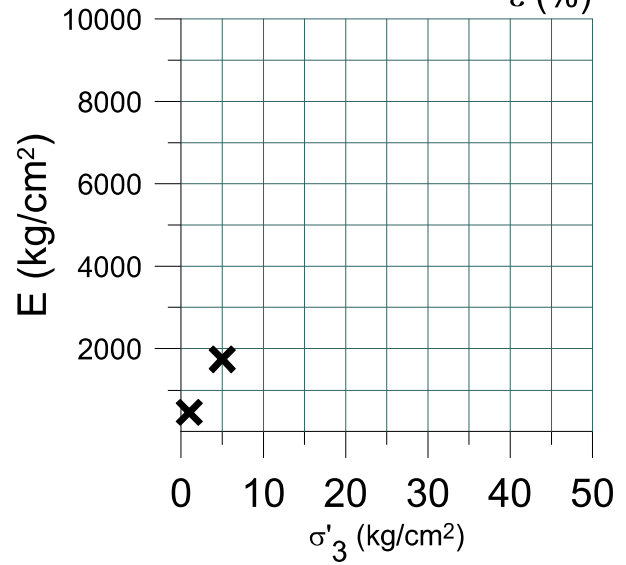
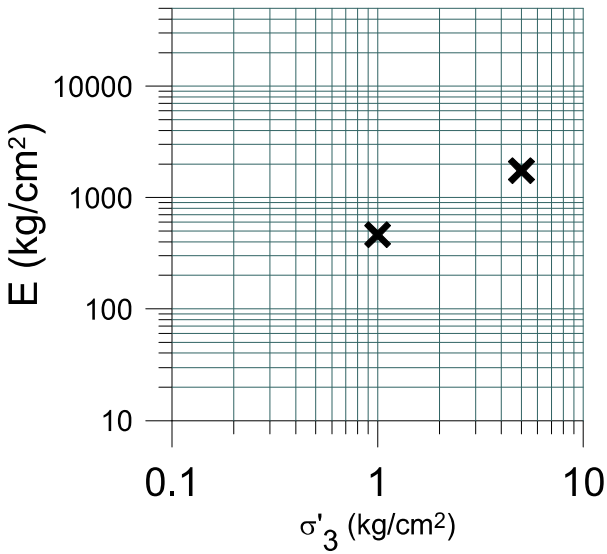
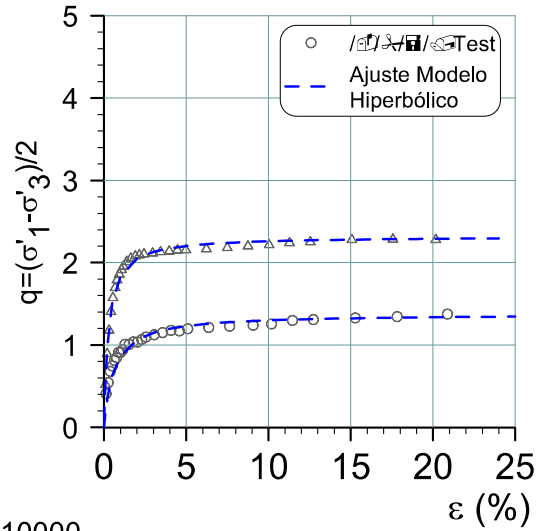
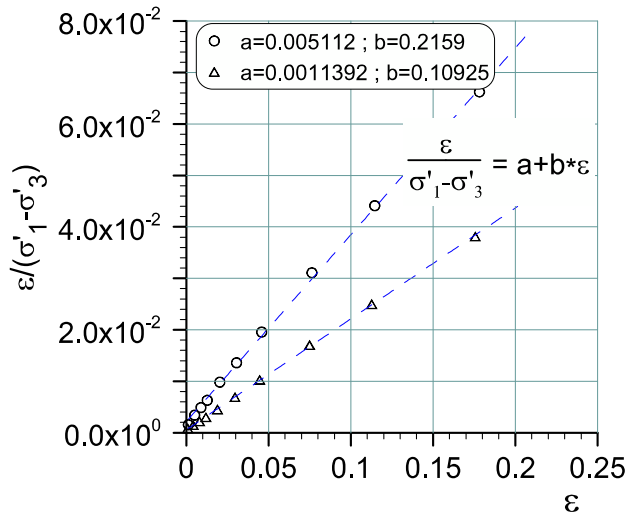
- a=0.002792 ; b=0.2067
- △ a=0.000901 ; b=0.1133
- ◇ a=0.000117 ; b=0.09977
- × a=0.000081 ; b=0.07508
- ▲ a=0.0000584 ; b=0.04613



ARENA TORTOLAS

CIU

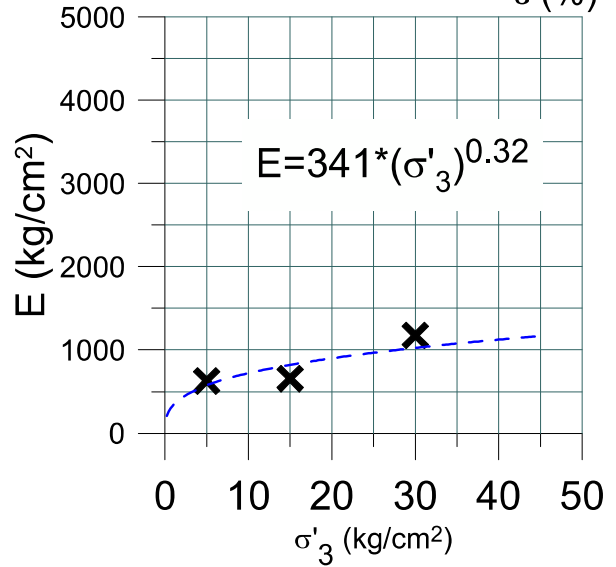
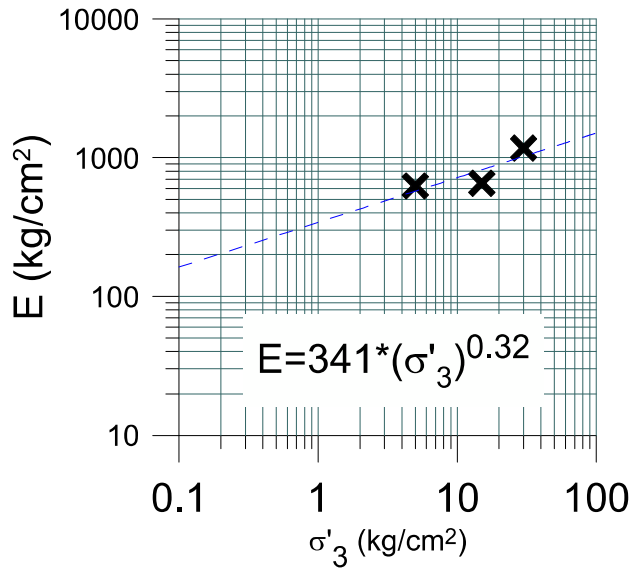
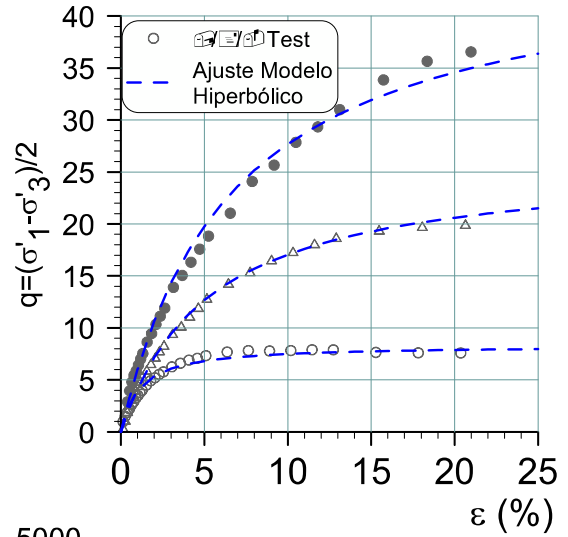
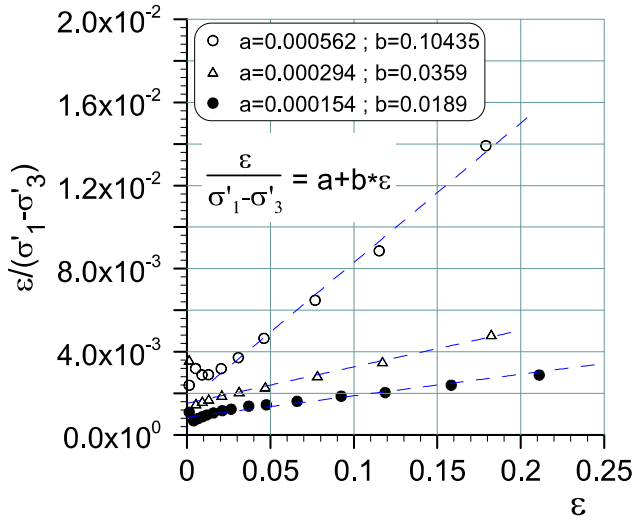
DR=45% (confección)
Finos= 18%



ARENA TORTOLA

CID

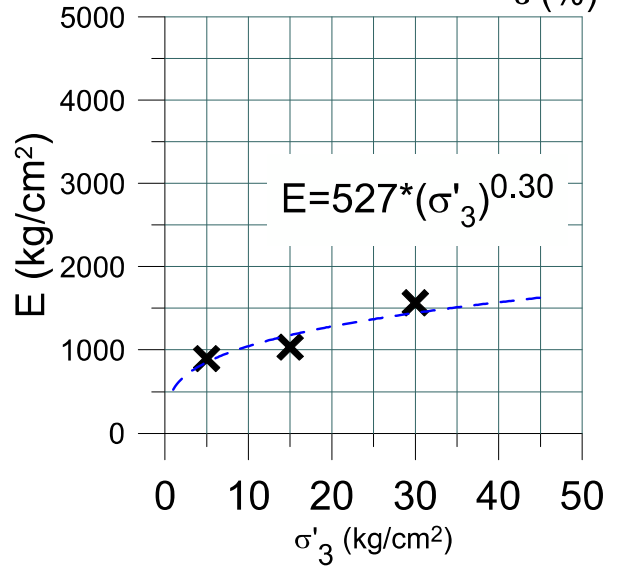
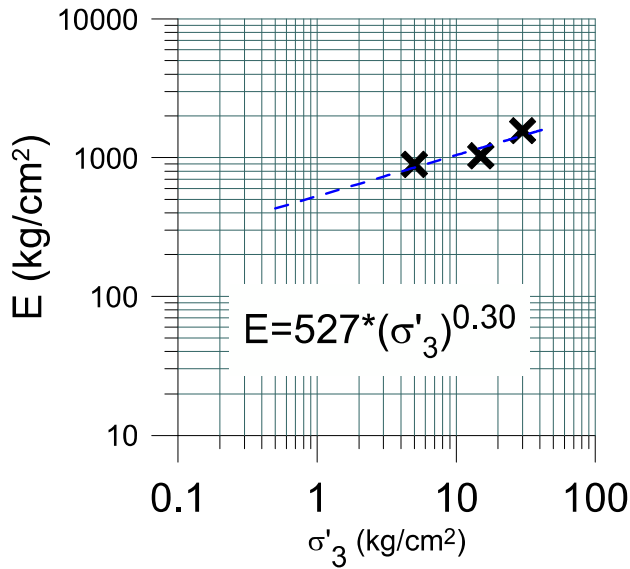
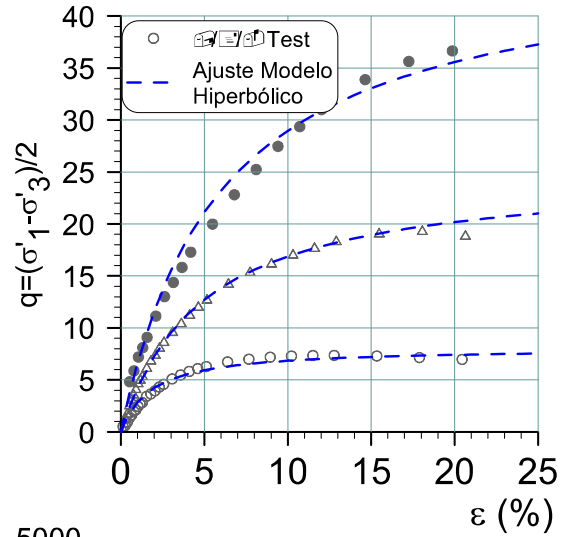
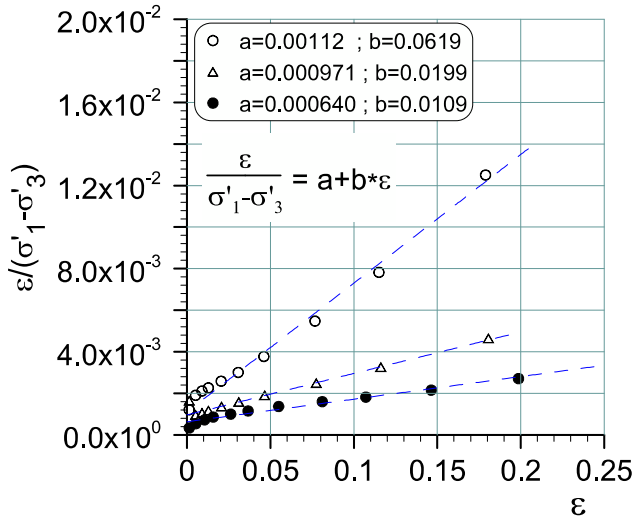
DR=55% (confección)
Finos= 21%



ARENA TORTOLA

CID

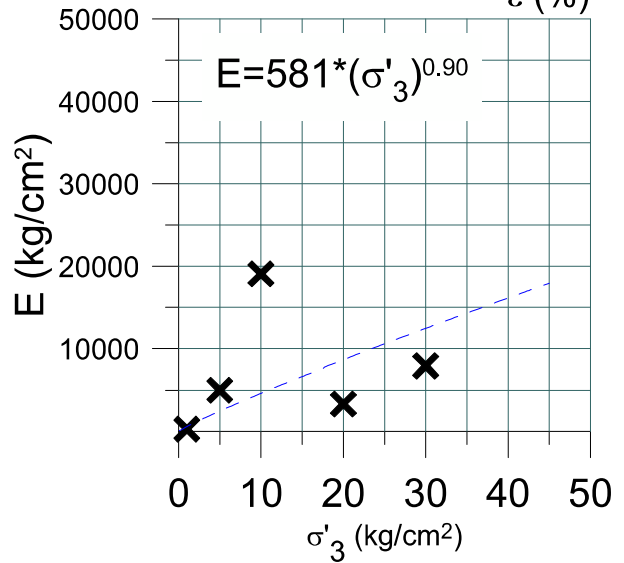
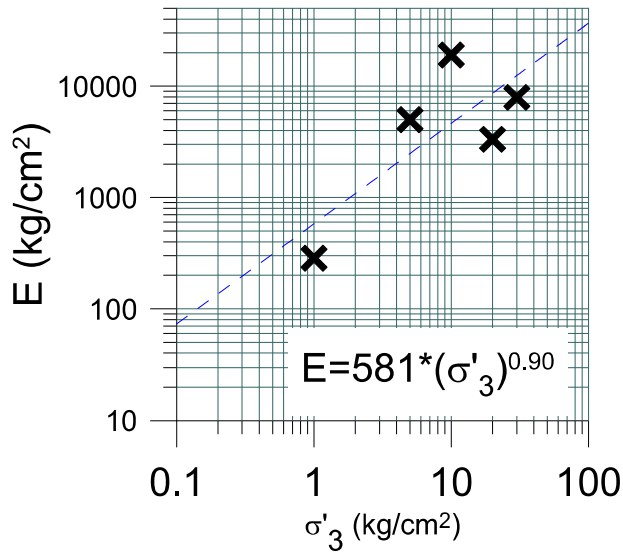
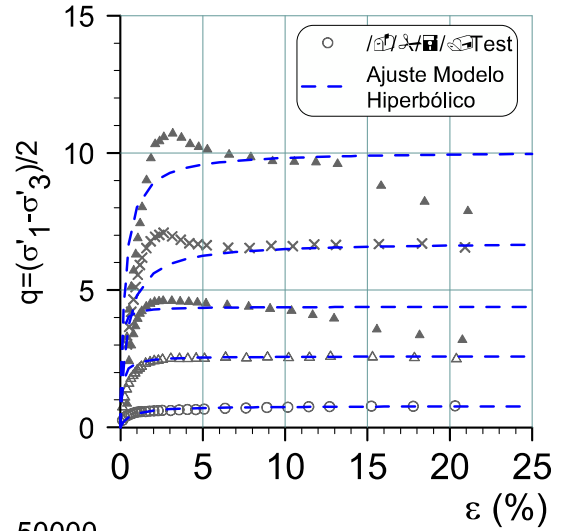
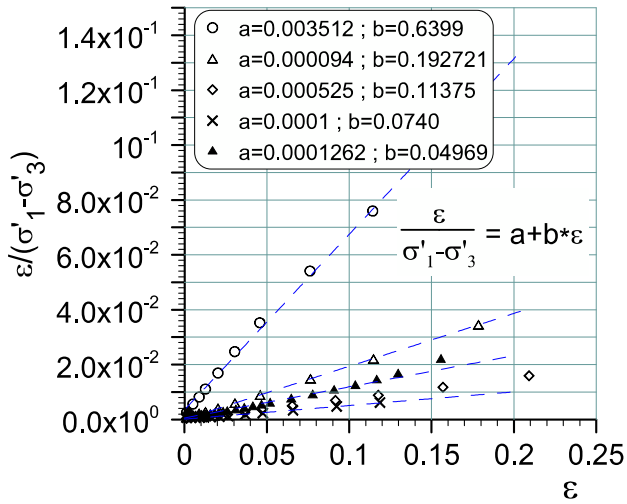
DR=55% (confección)
Finos= 21%



ARENA TORTOLAS

CIU

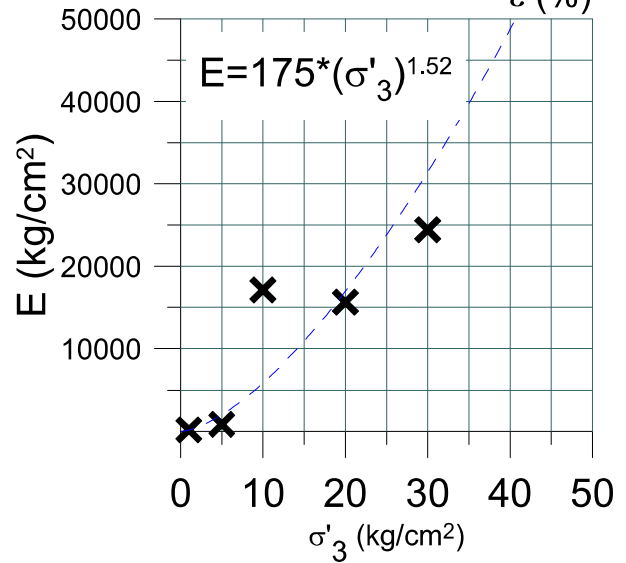
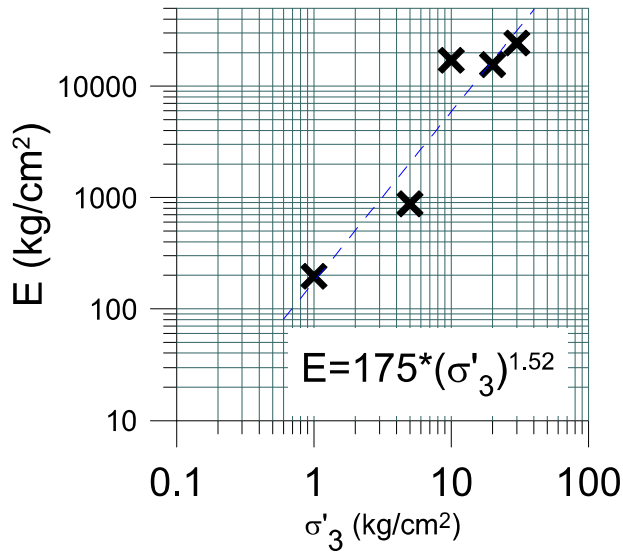
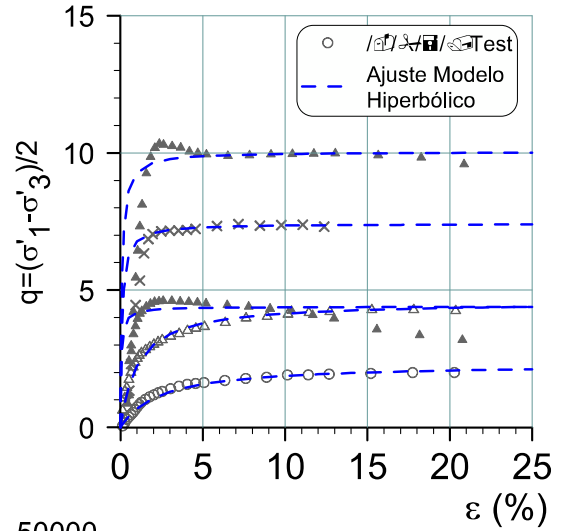
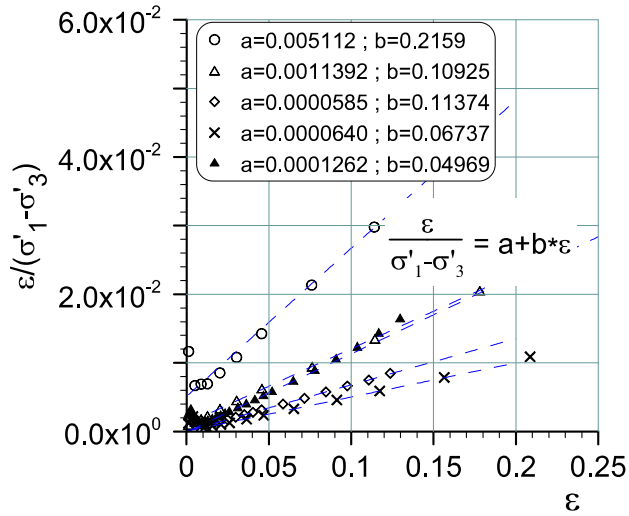
DR=45% (confección)
Finos= 21%



ARENA TORTOLAS

CIU

DR=55% (confección)
Finos= 21%

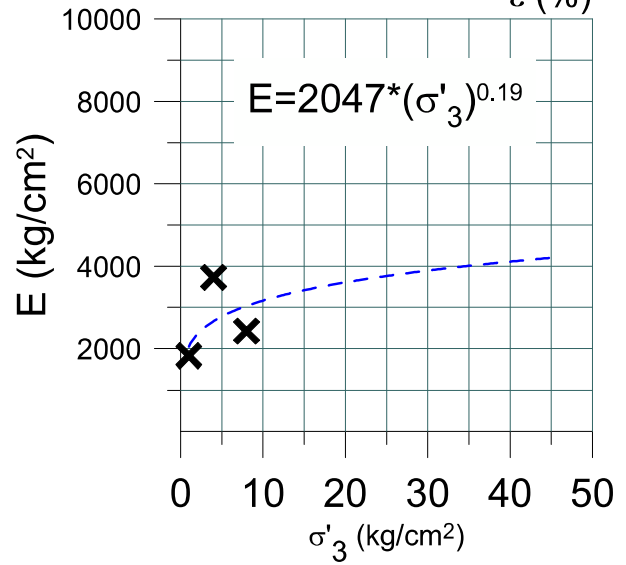
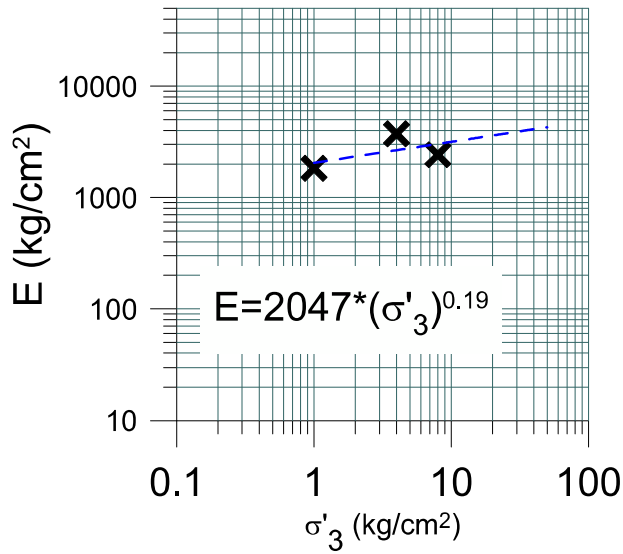
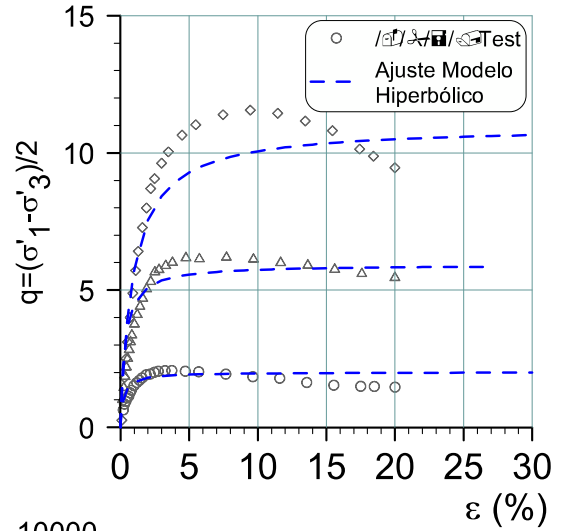
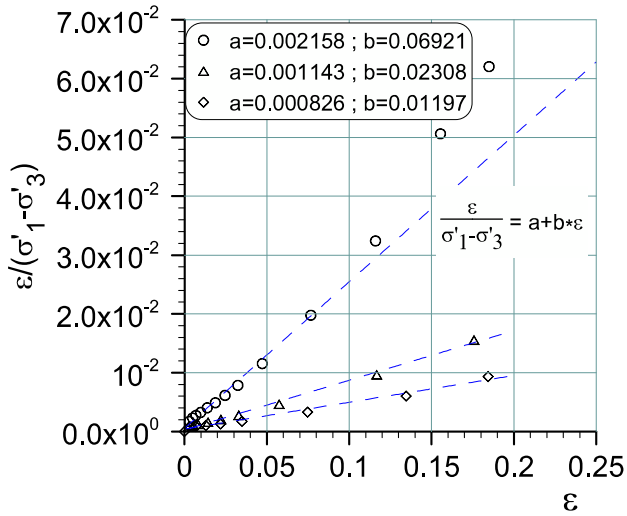


ARENA S2

ARENA S2

CIU

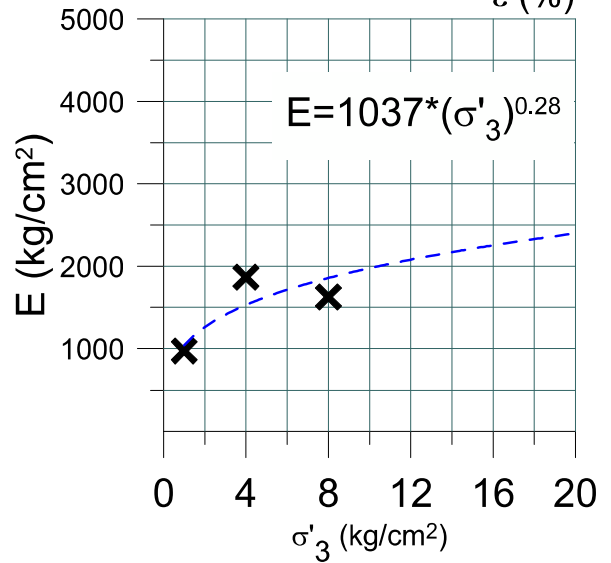
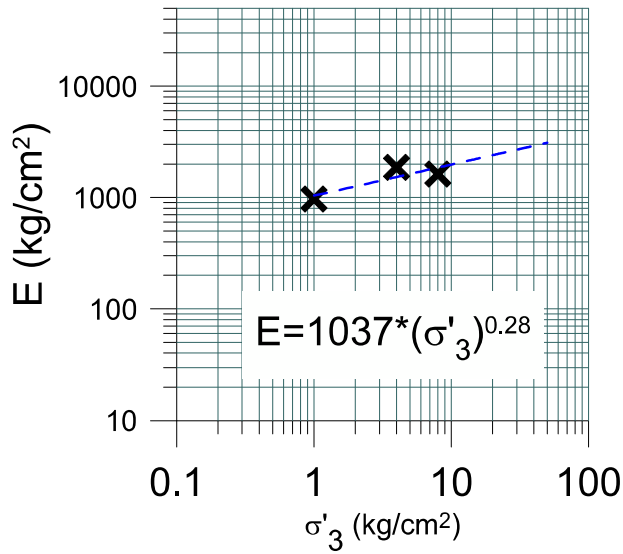
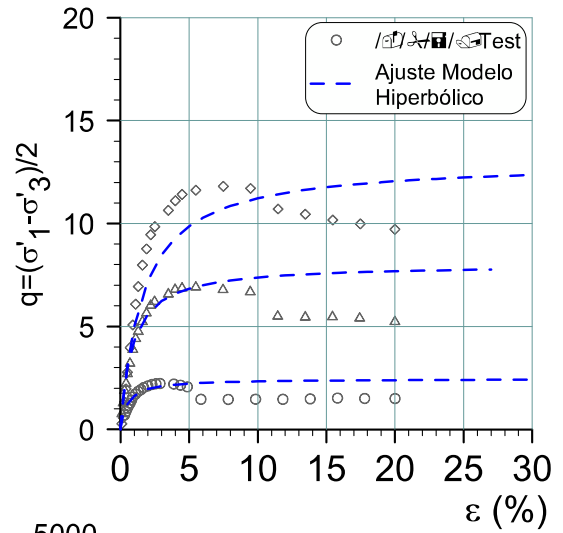
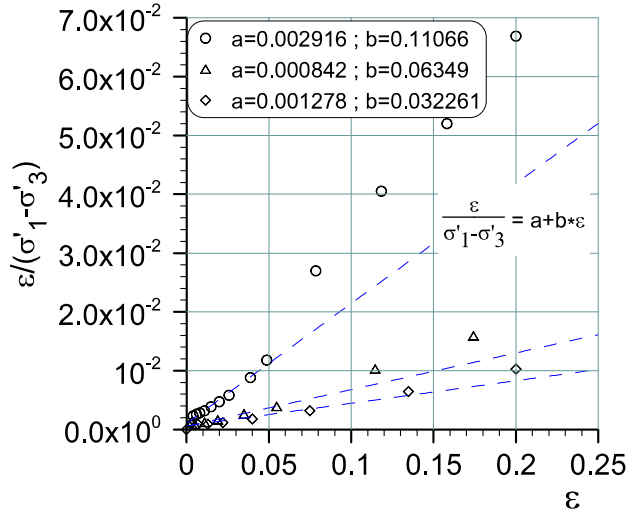
GC=95% (confección)
Finos= 10%



ARENA S2

CIU

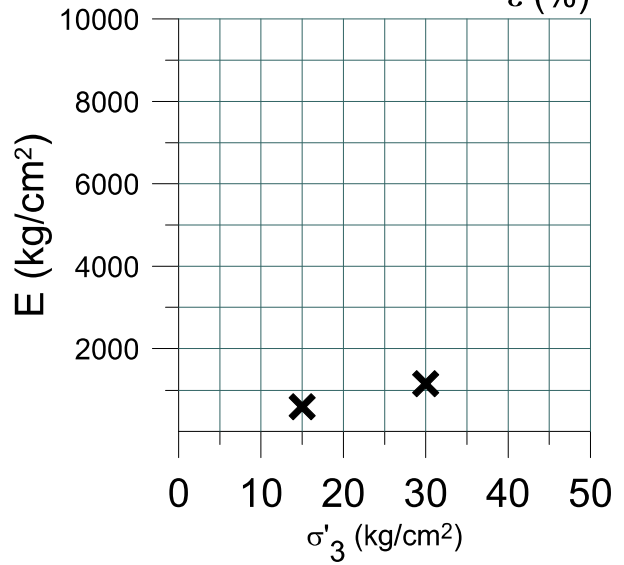
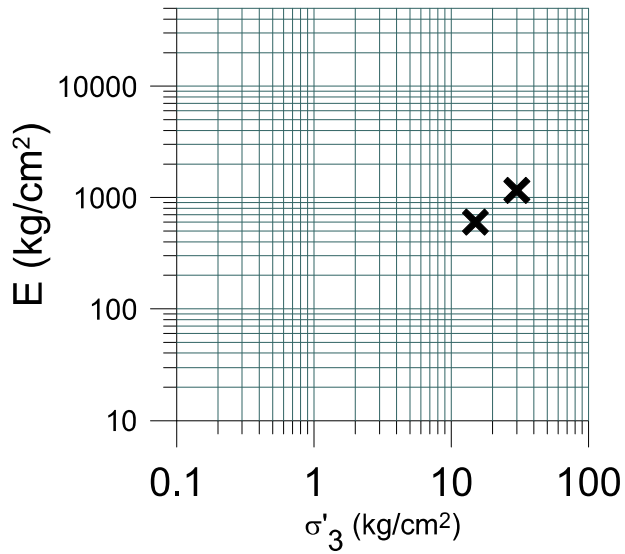
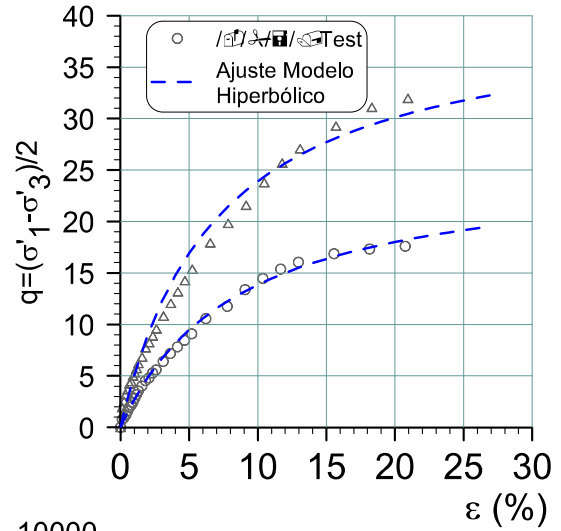
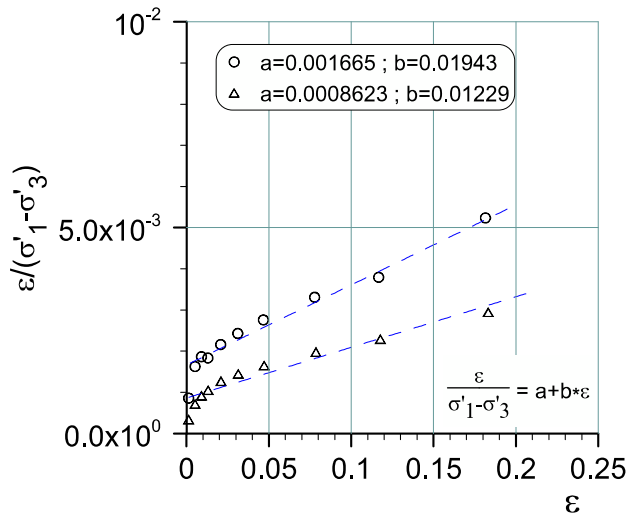
GC=95% (confección)
Finos= 16%



ARENA S2

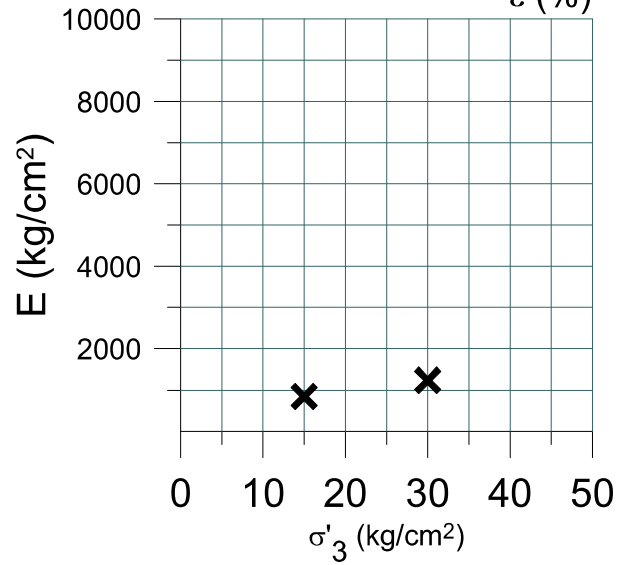
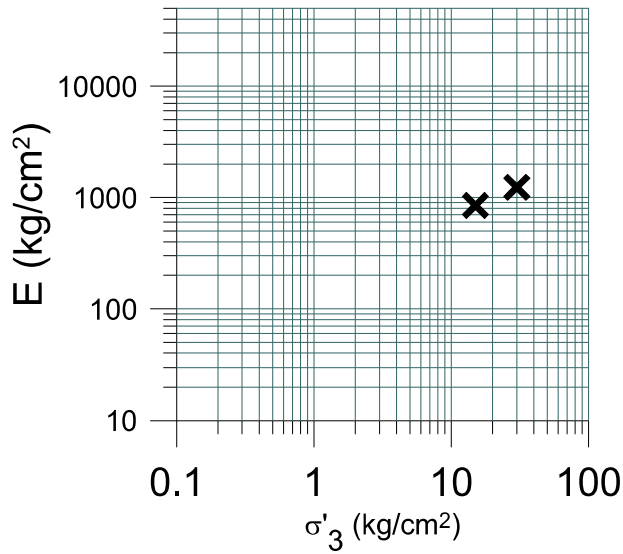
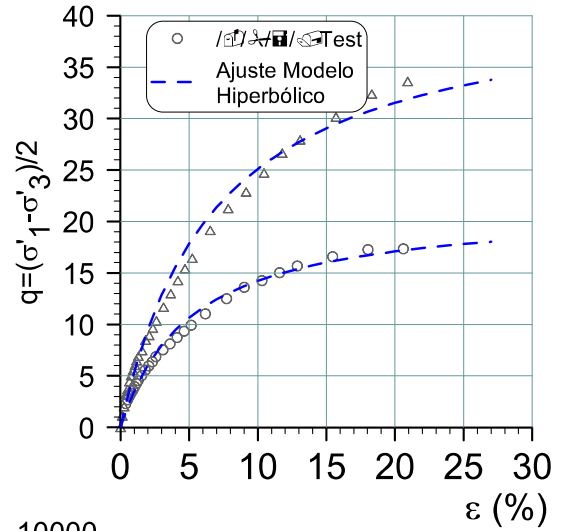
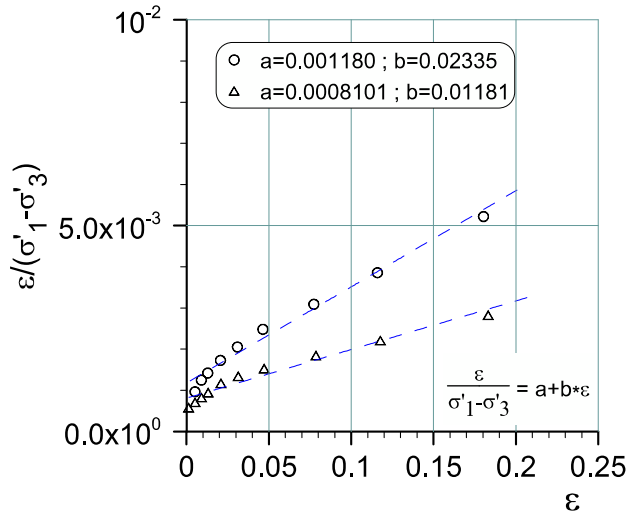
DR=45% (confección)
Finos= 15%

CID



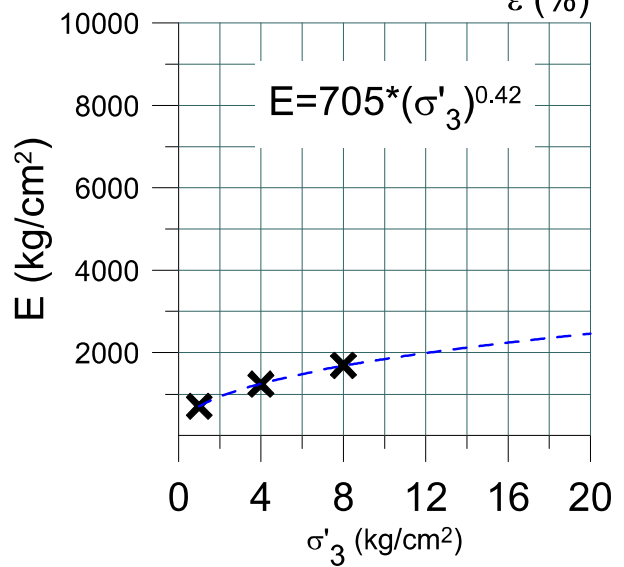
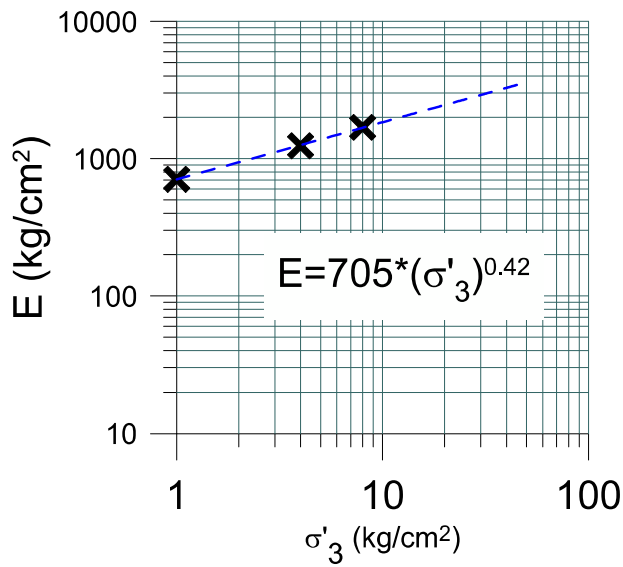
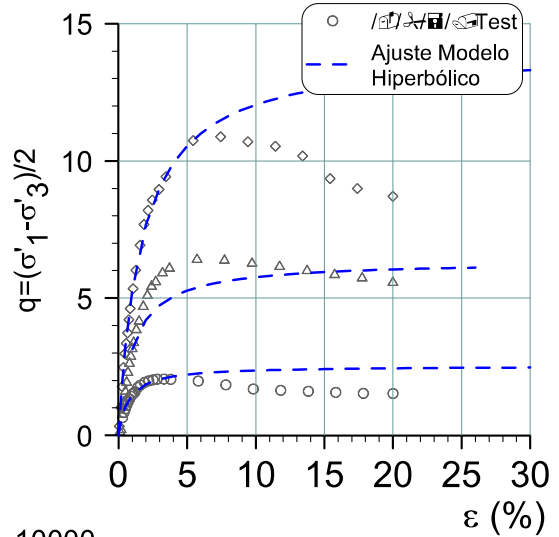
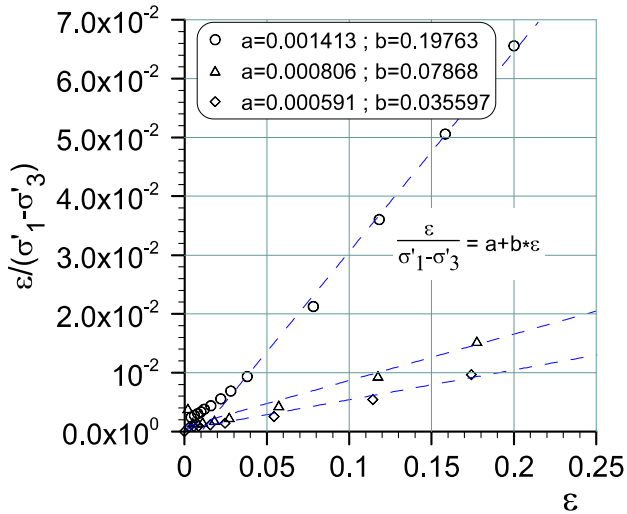
ARENA S2
 DR=55% (confección)
 Finos= 15%

CID



ARENA S2
GC=95% (confección)
Finos= 15%

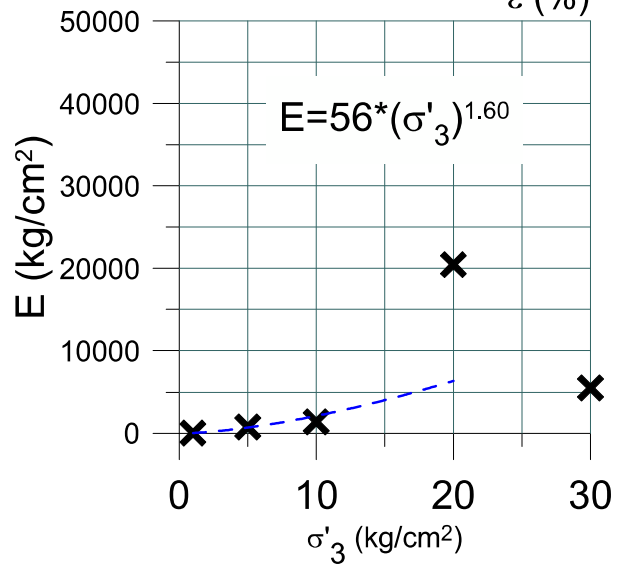
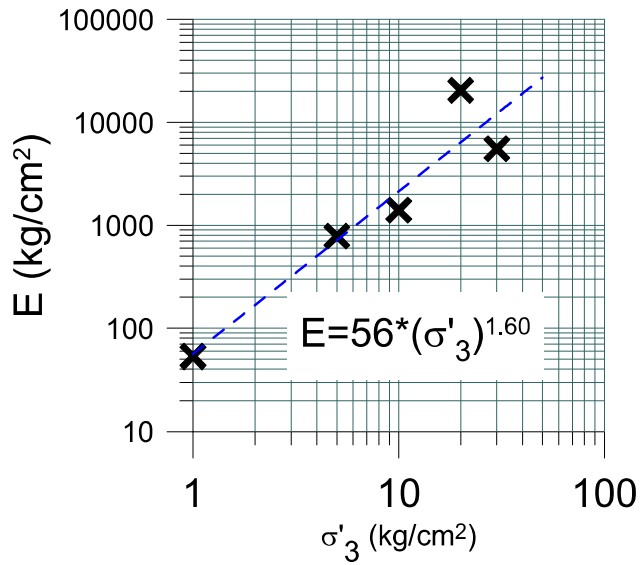
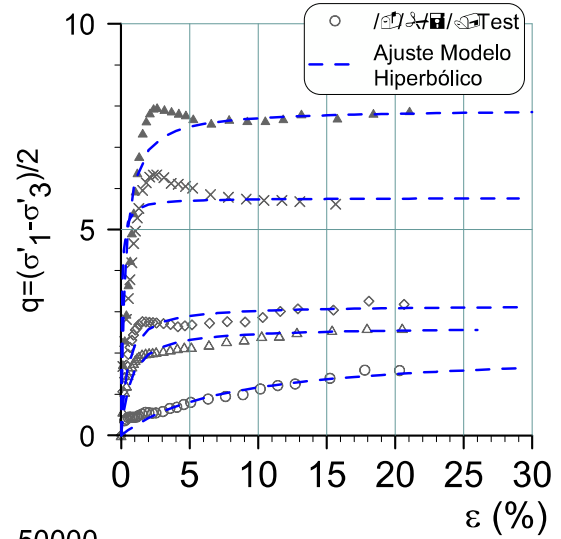
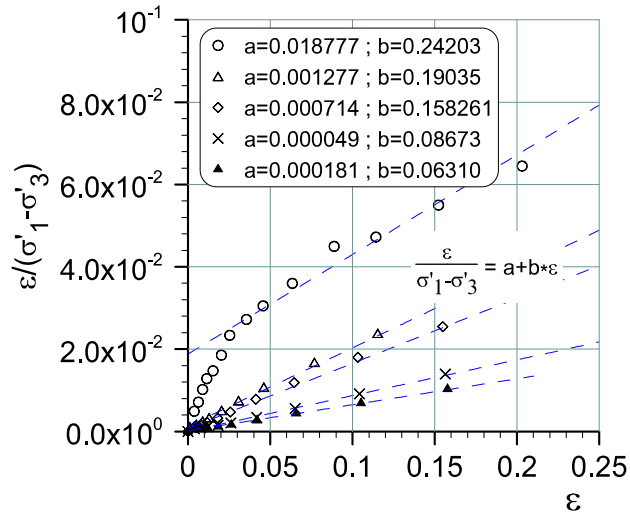
CIU



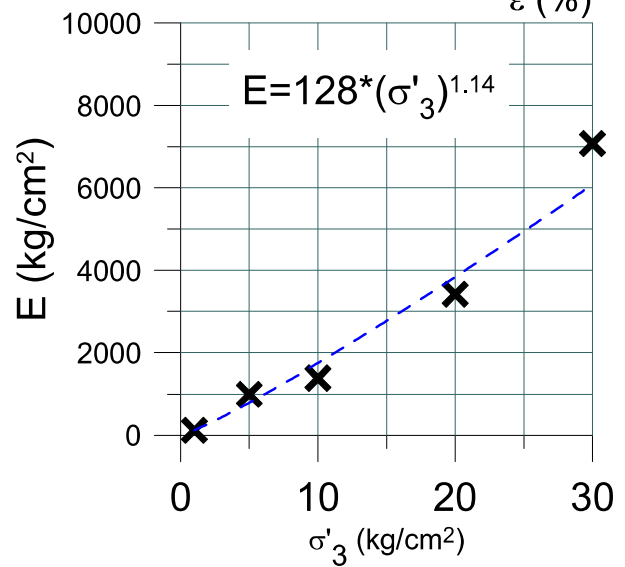
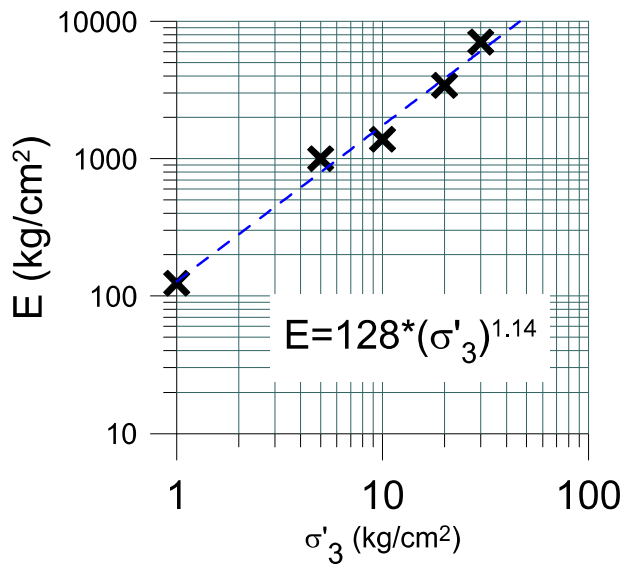
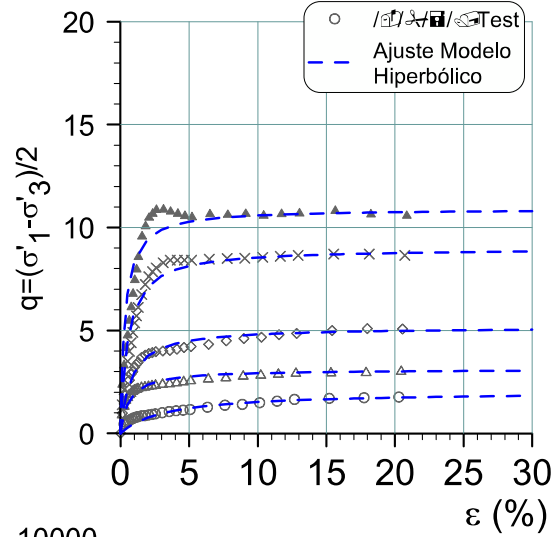
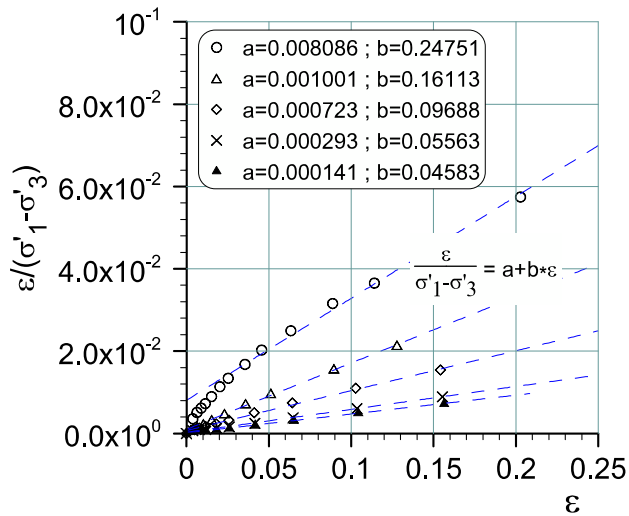
ARENA S2

CIU

DR=45% (confección)
Finos= 15%



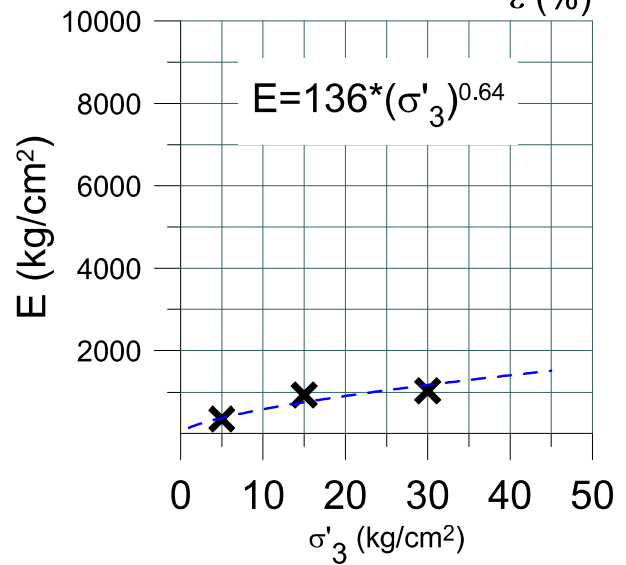
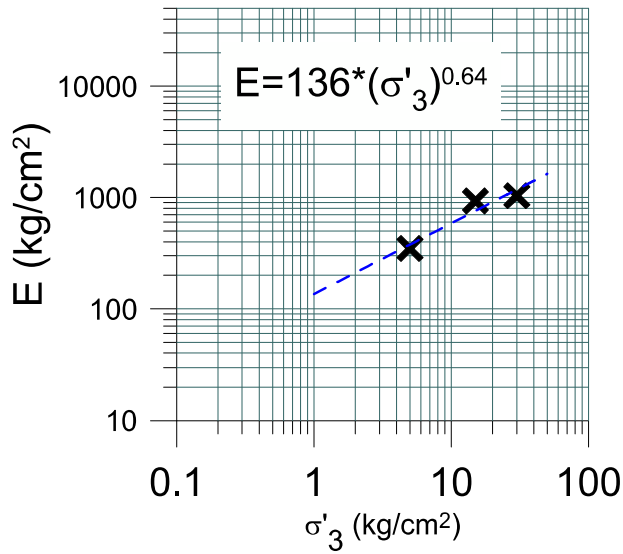
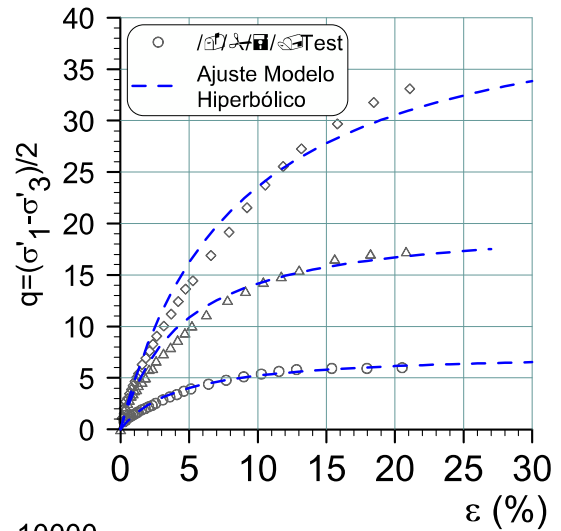
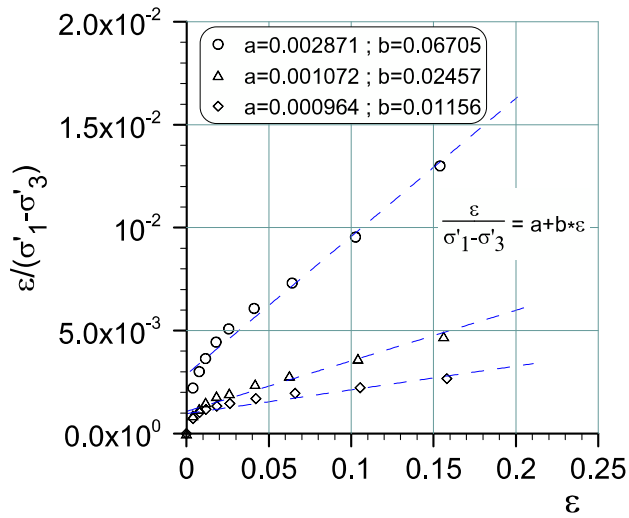
ARENA S2
DR=55% (confección)
Finos= 15%



ARENA S2

DR=45% (confección)
Finos= 21%

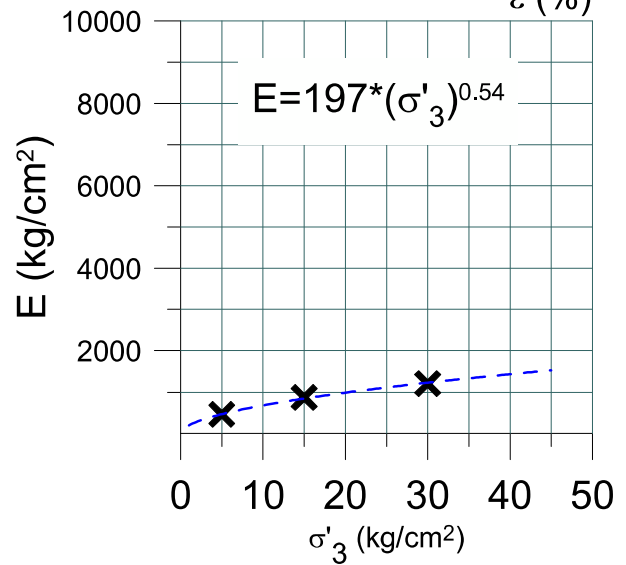
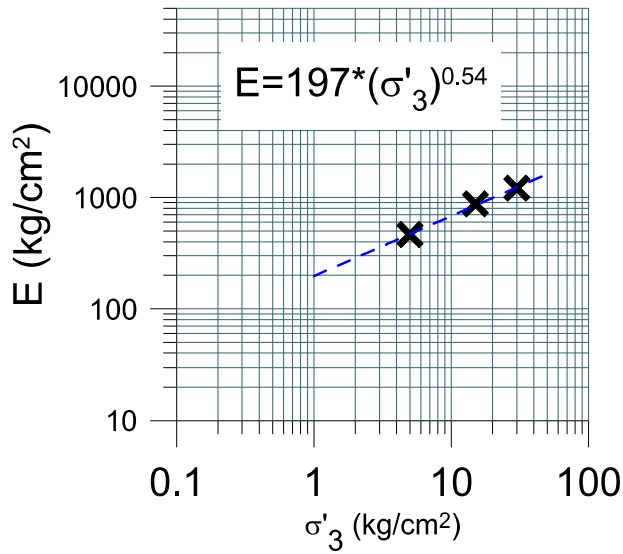
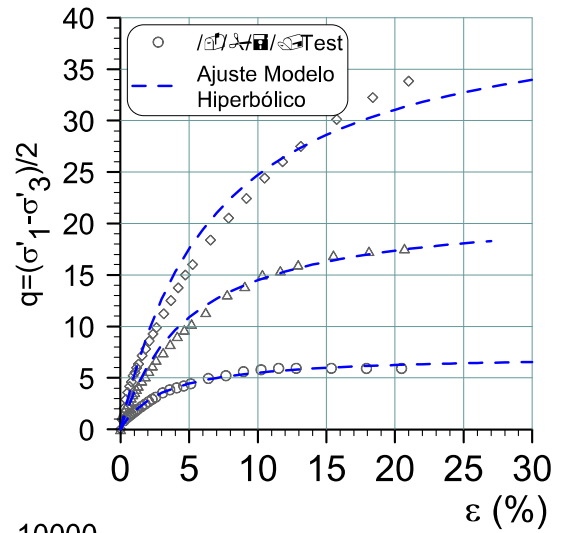
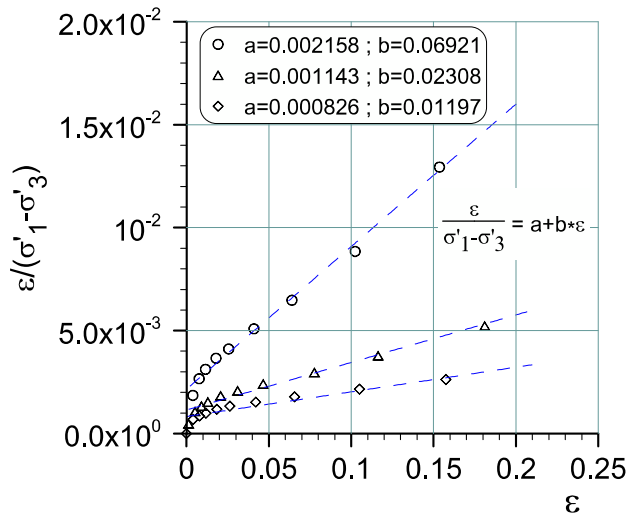
CIU



ARENA S2

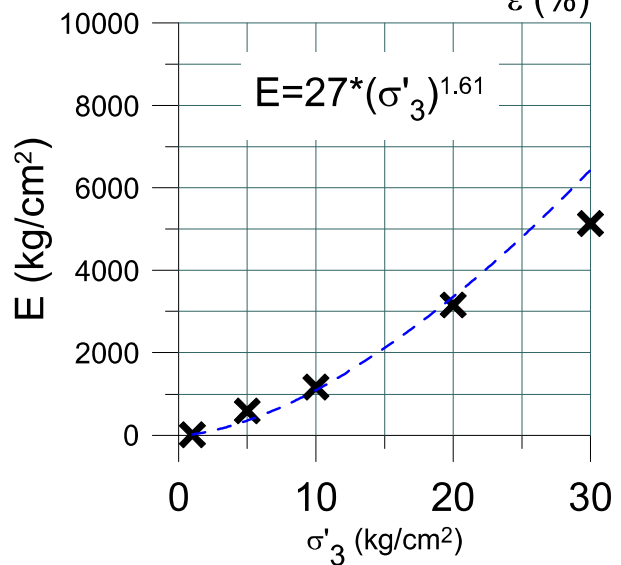
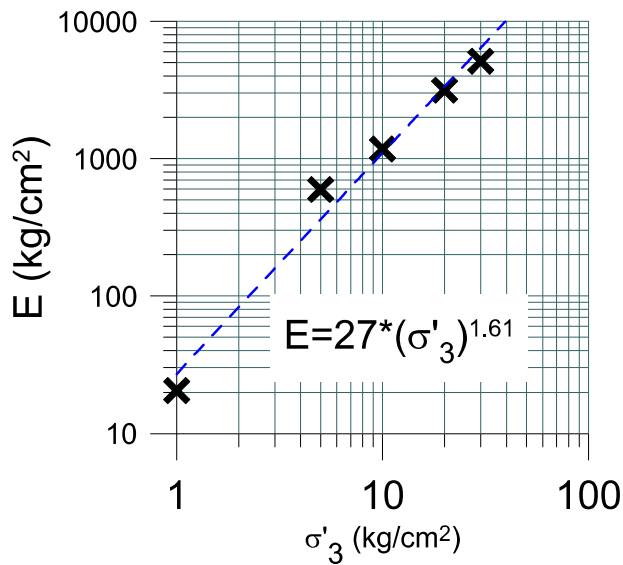
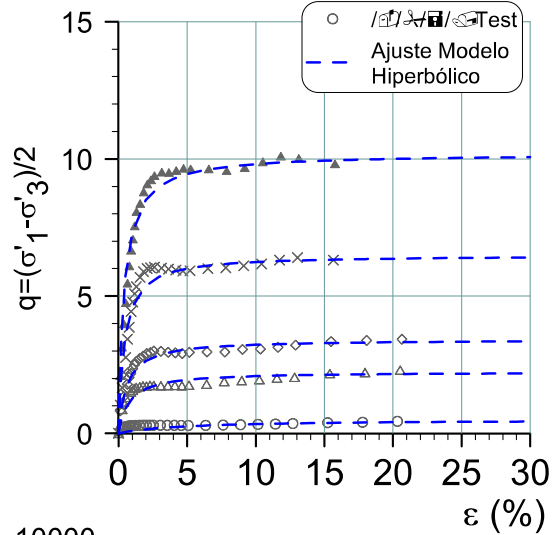
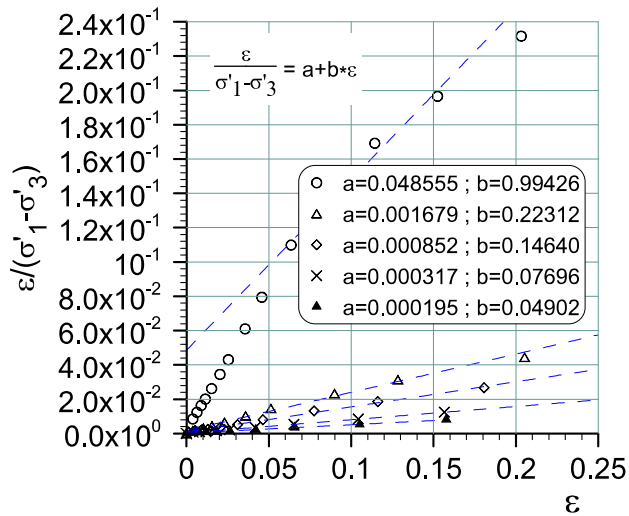
DR=55% (confección)
Finos= 21%

CID



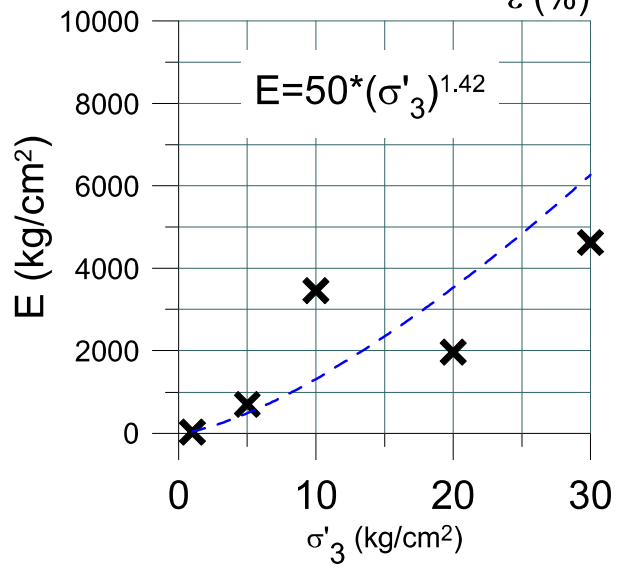
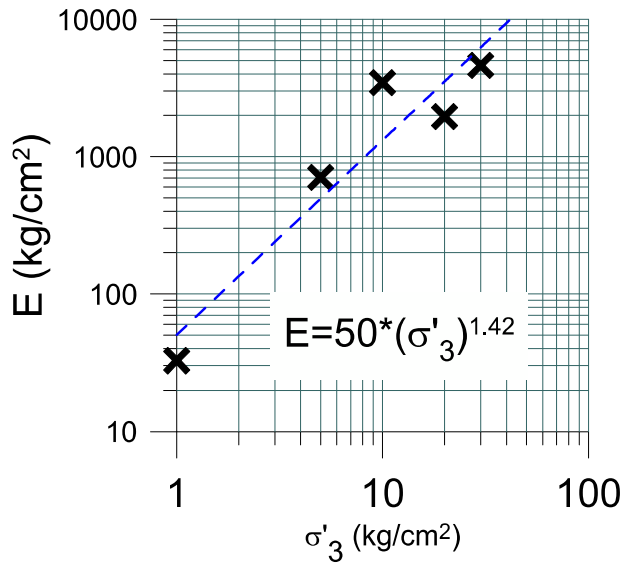
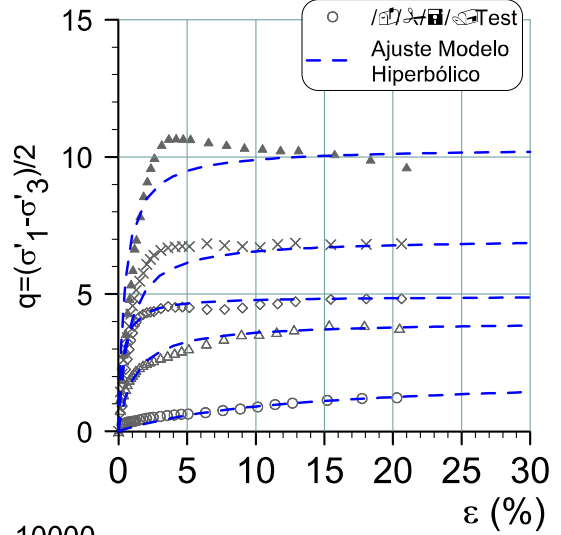
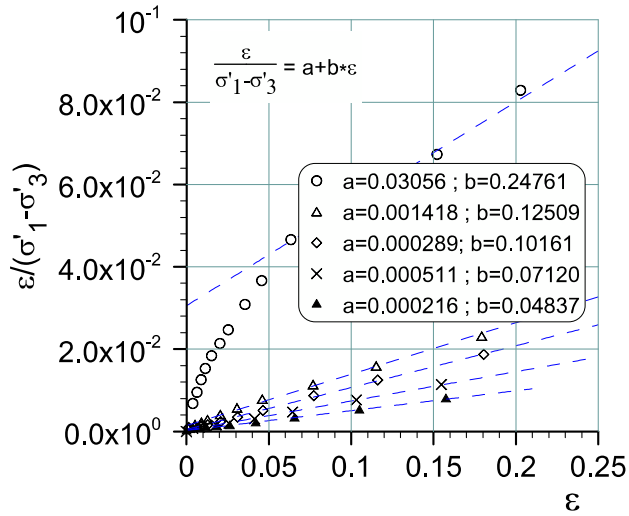
ARENA S2
 DR=45% (confección)
 Finos= 21%

CIU



ARENA S2
 DR=55% (confección)
 Finos= 21%

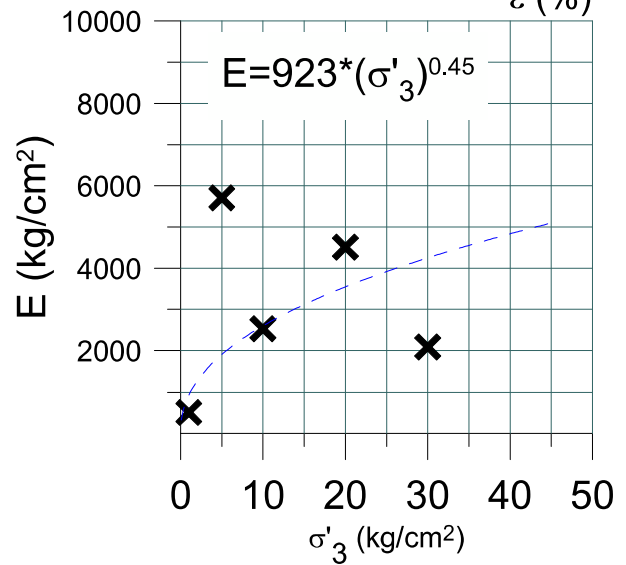
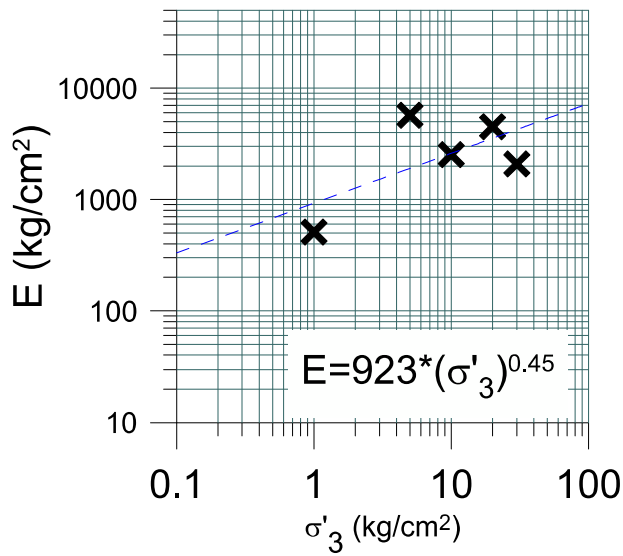
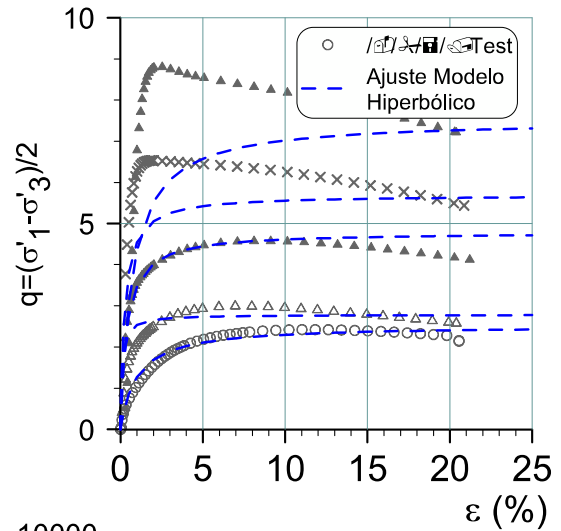
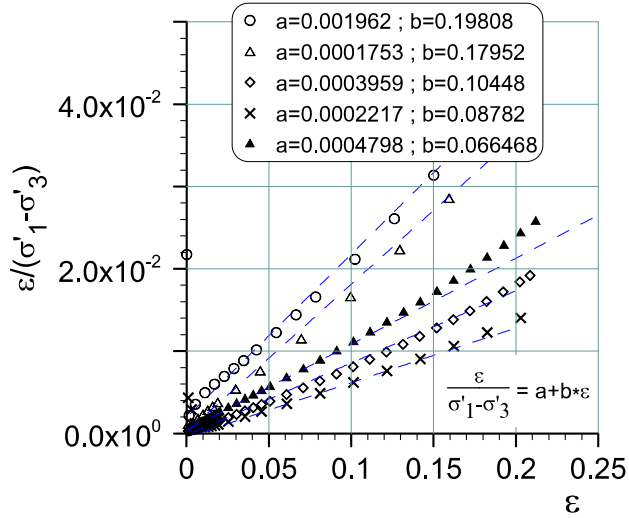
CIU



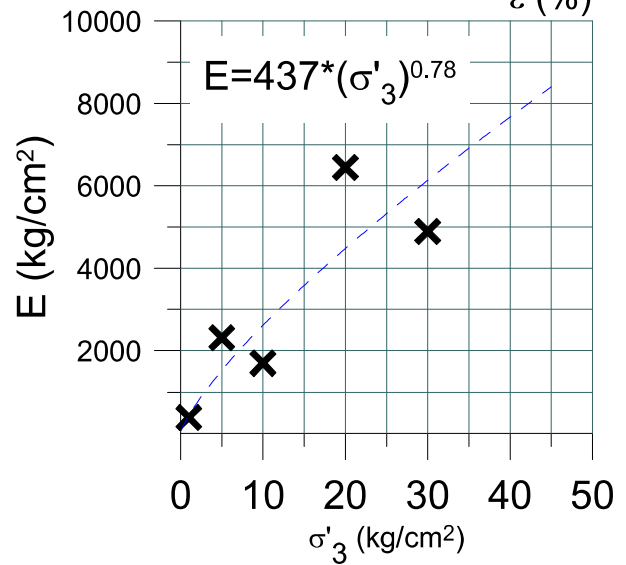
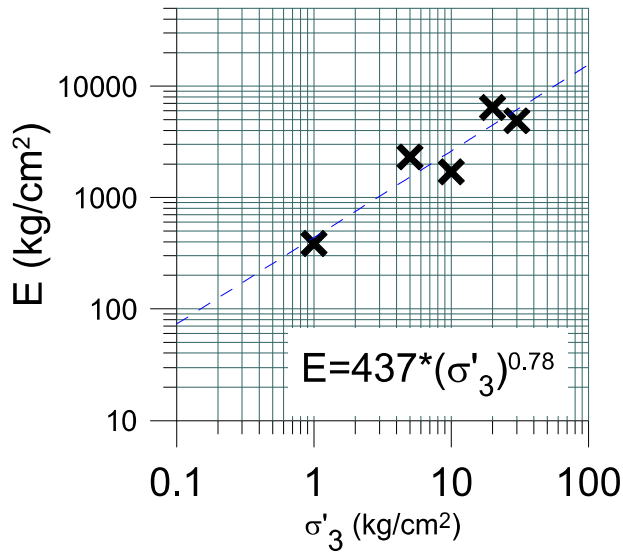
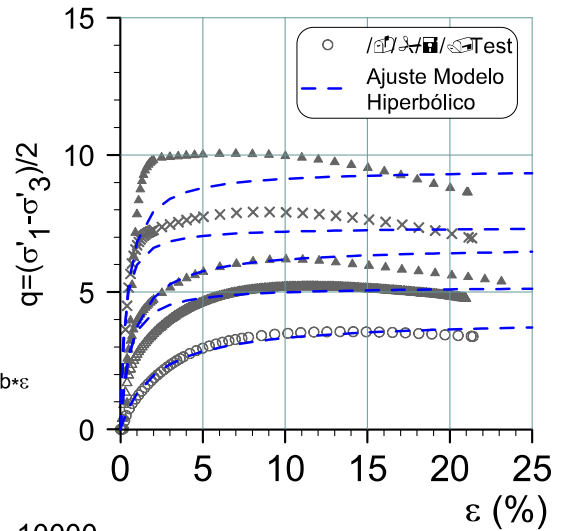
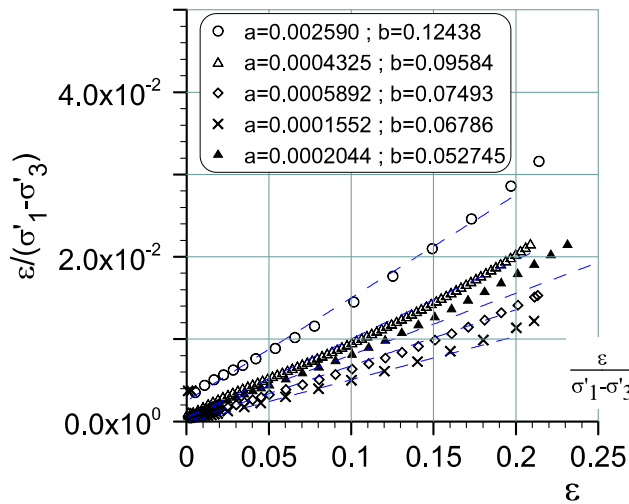
ARENA S3

ARENA S3
 DR=45% (confección)
 Finos= 12%

CIU



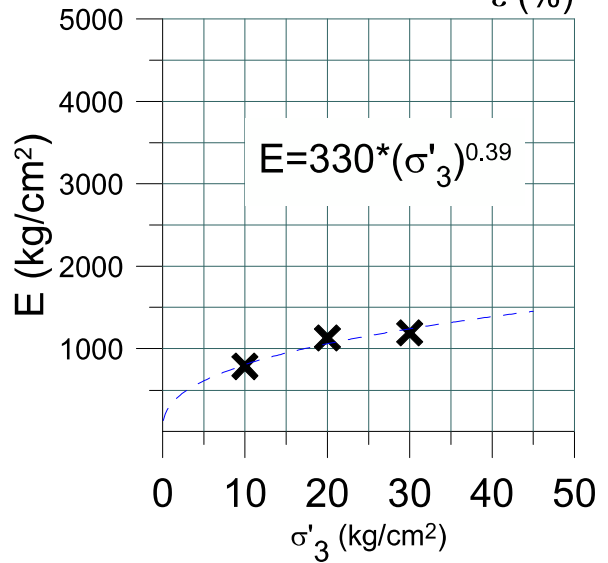
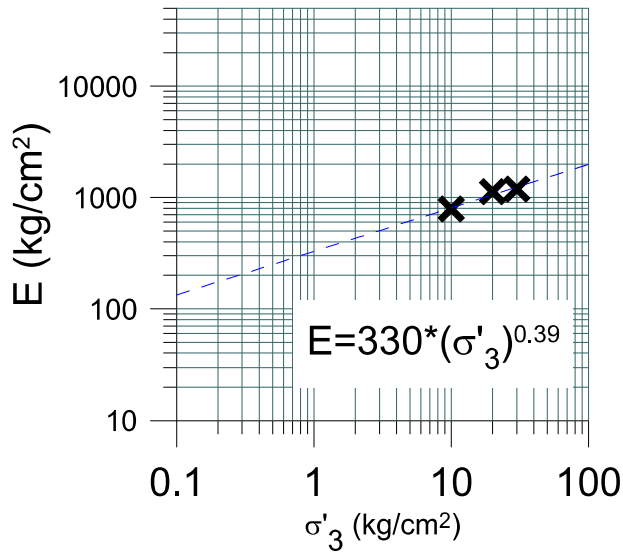
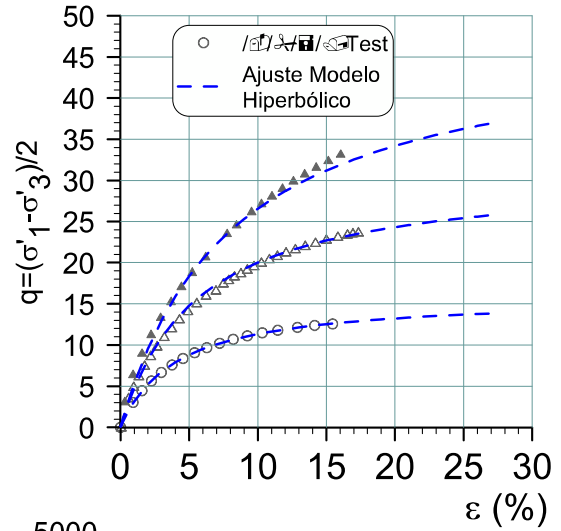
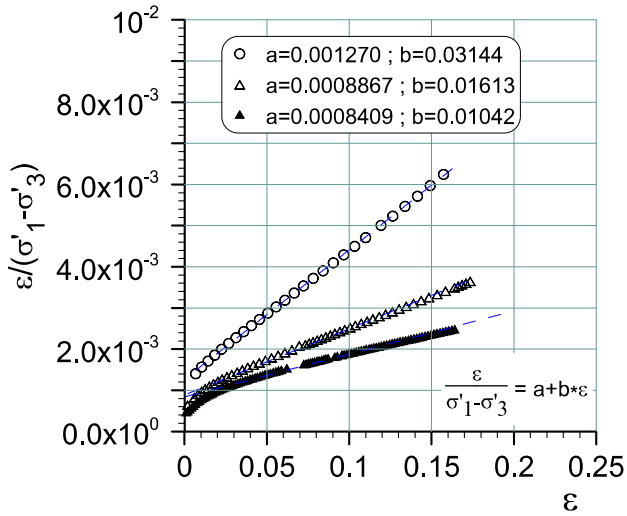
ARENA S3
 DR=60% (confección)
 Finos= 12%



ARENA S3

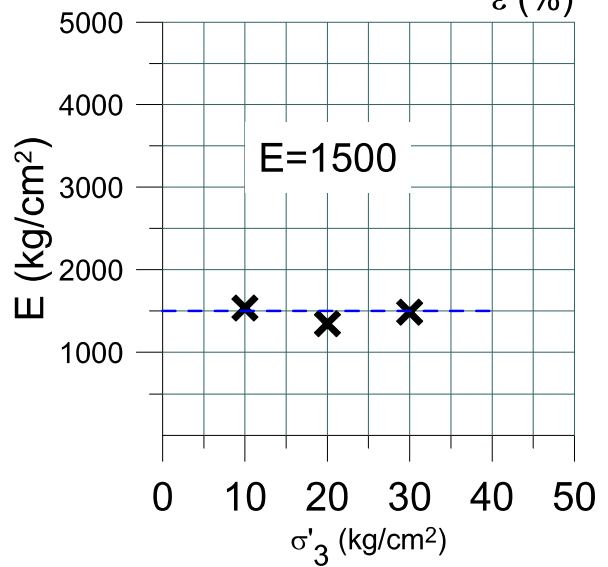
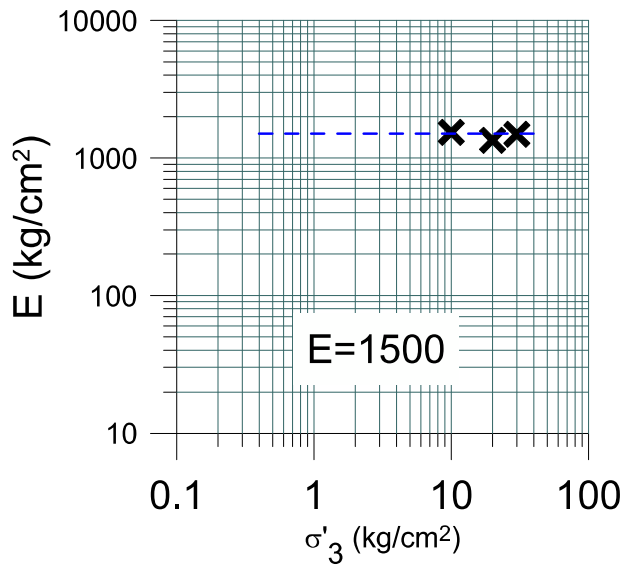
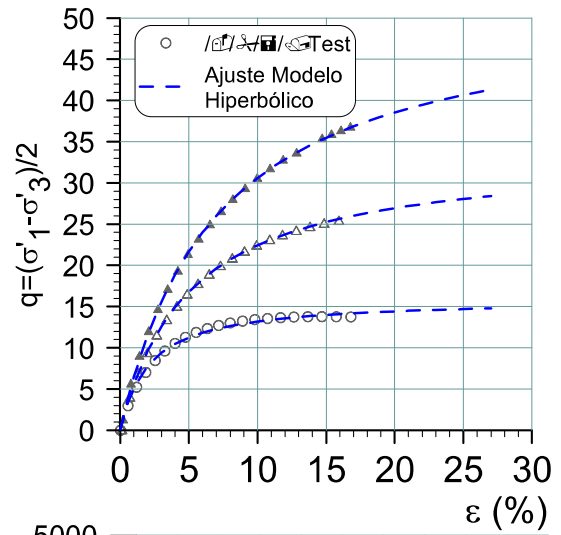
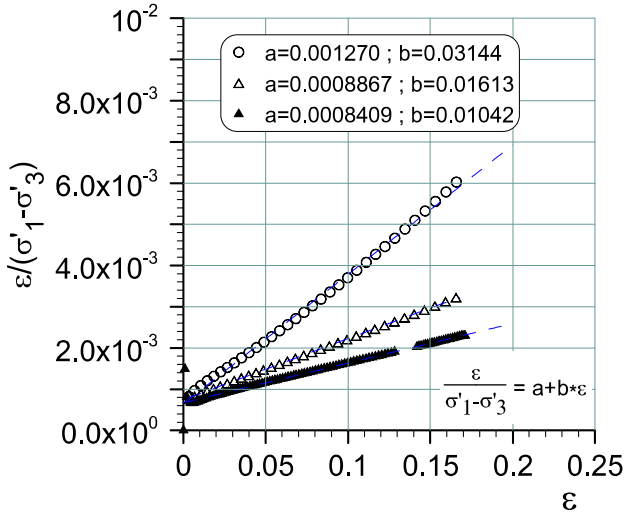
CIU

DR=60% (confección)
Finos= 18%

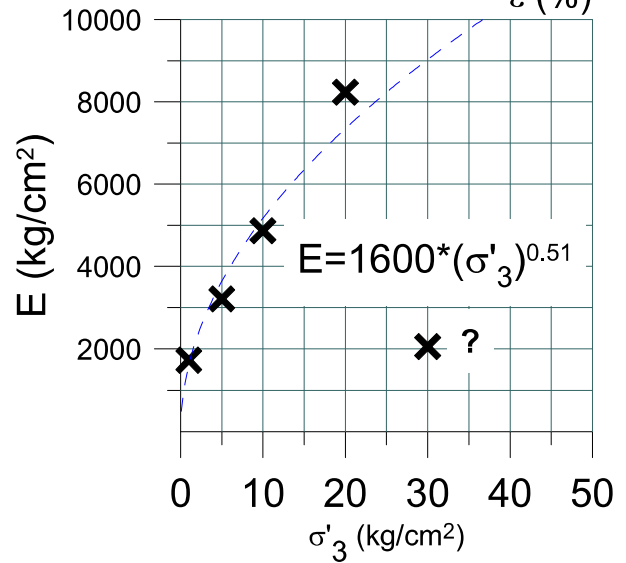
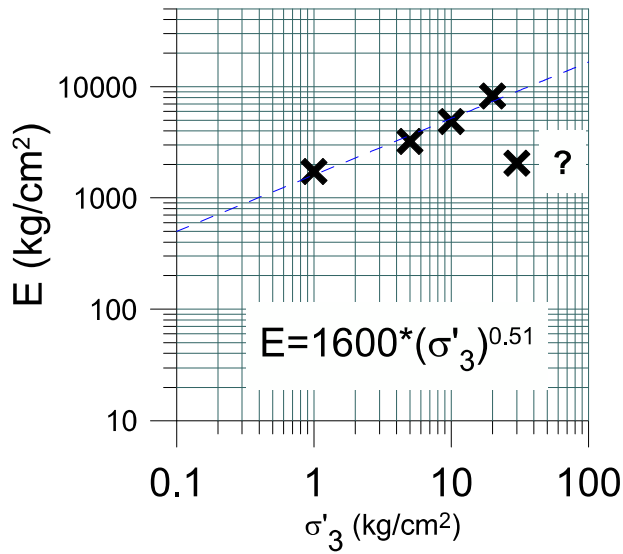
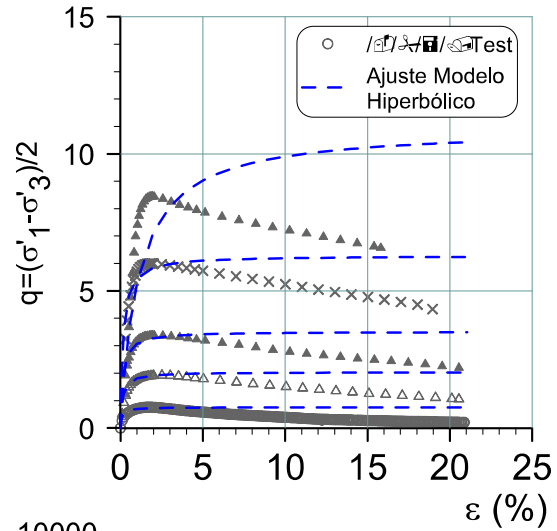
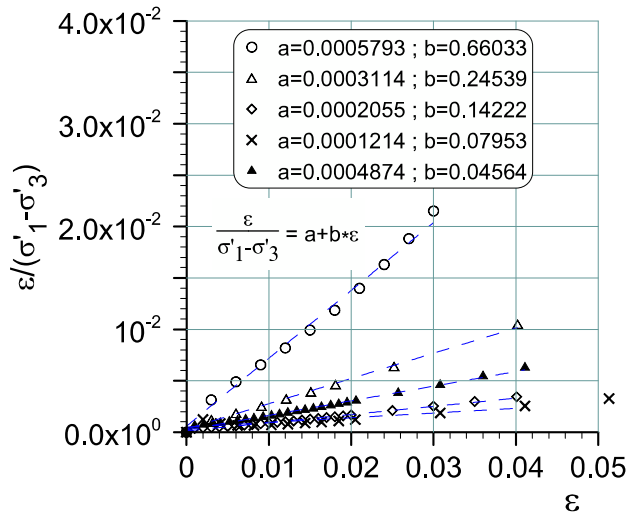


ARENA S3
 DR=60% (confección)
 Finos= 18%

CID



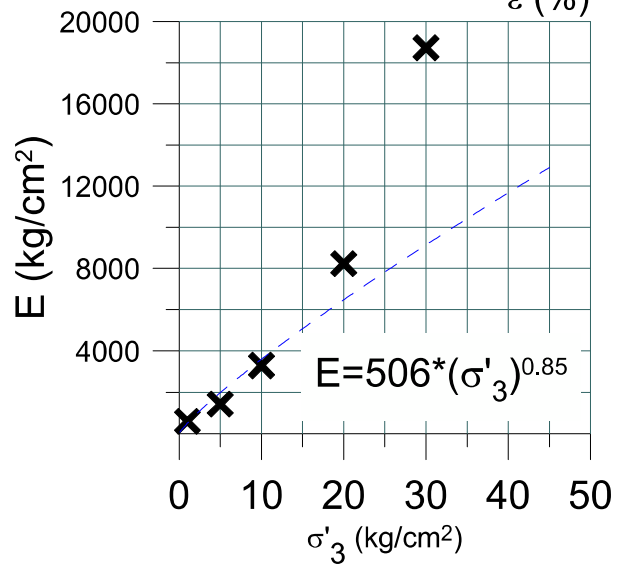
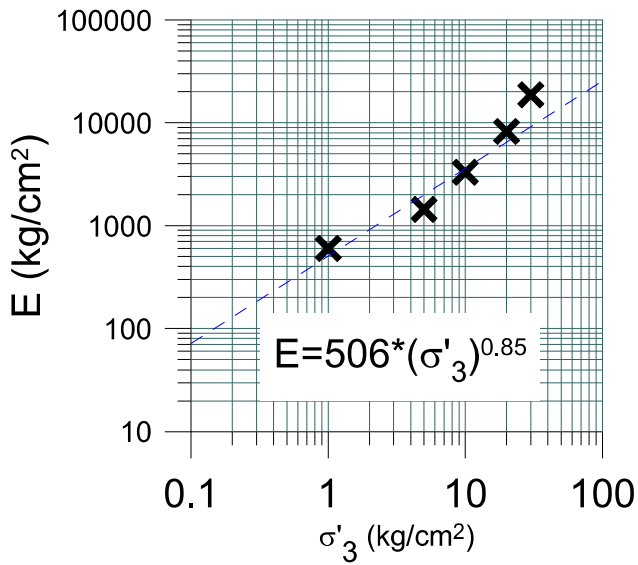
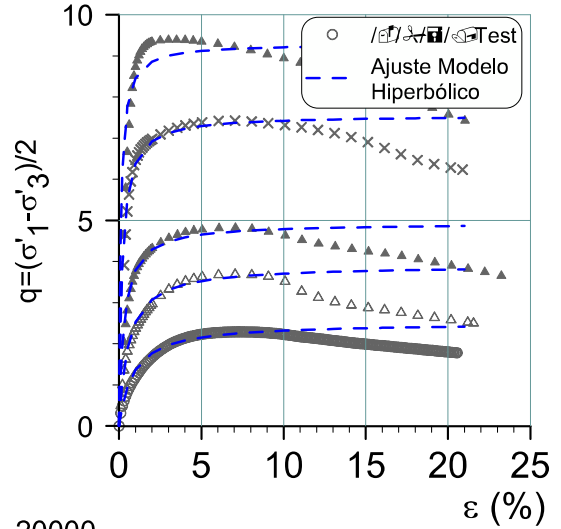
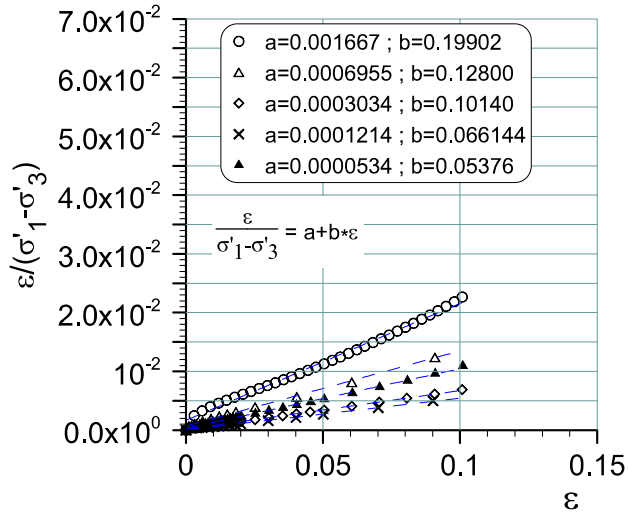
ARENA S3
 DR=45% (confección)
 Finos= 18%



ARENA S3

CIU

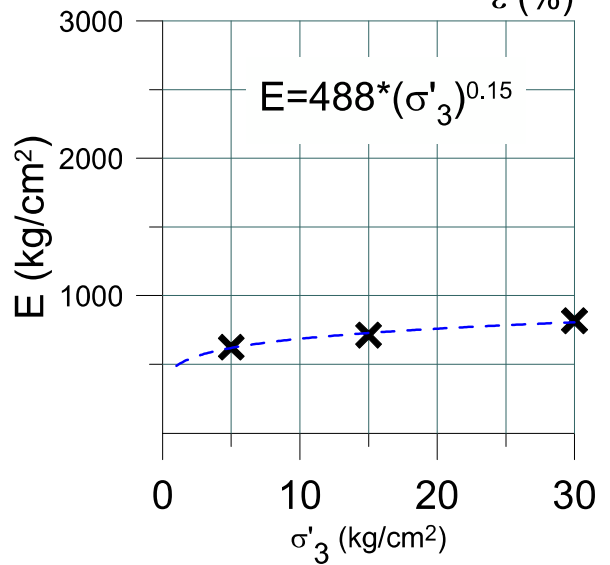
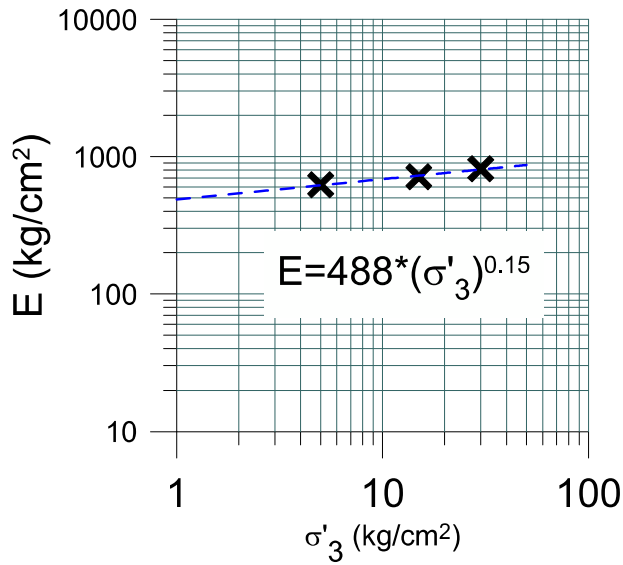
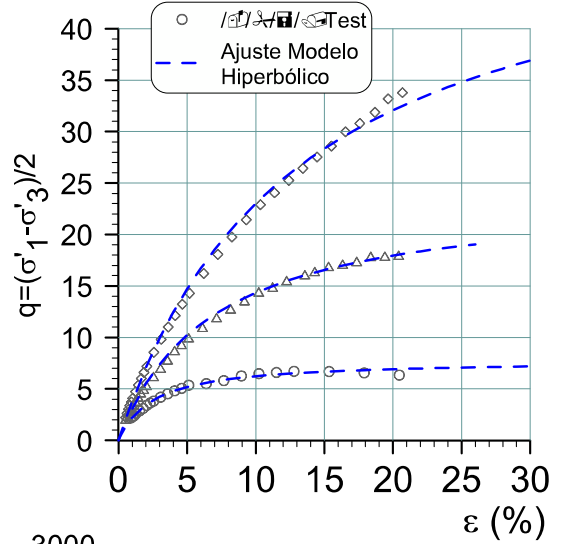
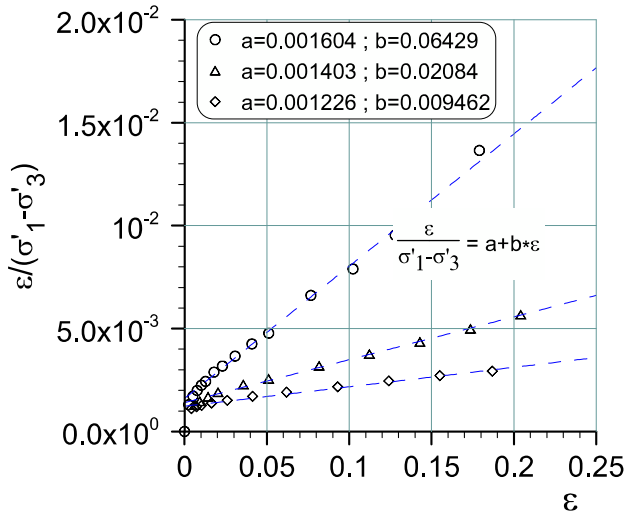
DR=60% (confección)
Finos= 18%



ARENA S4

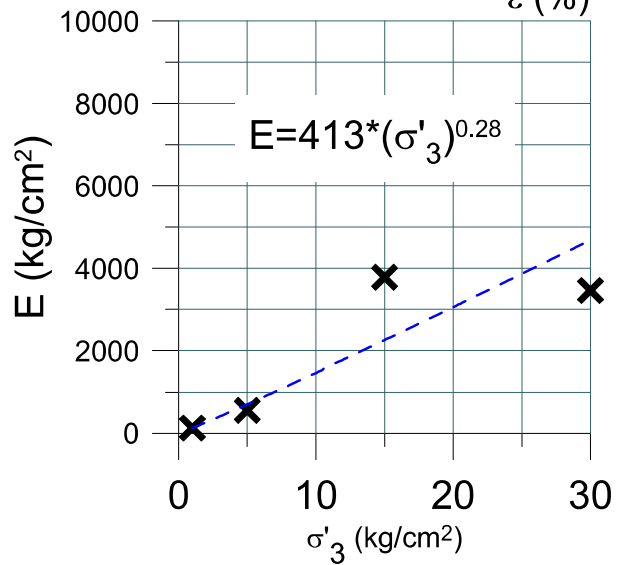
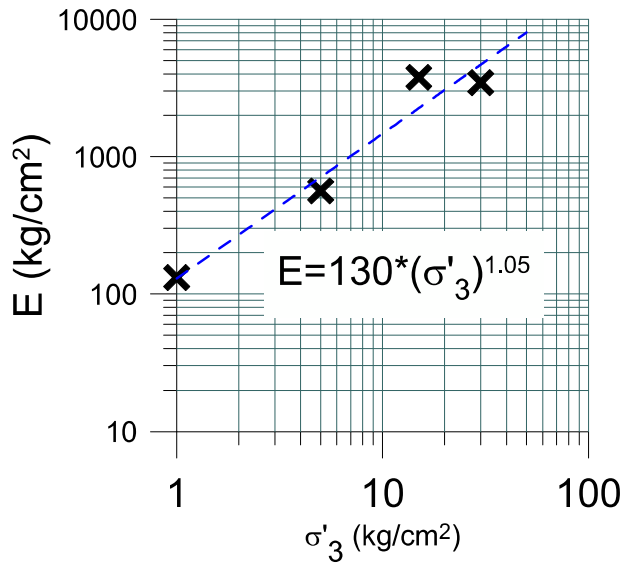
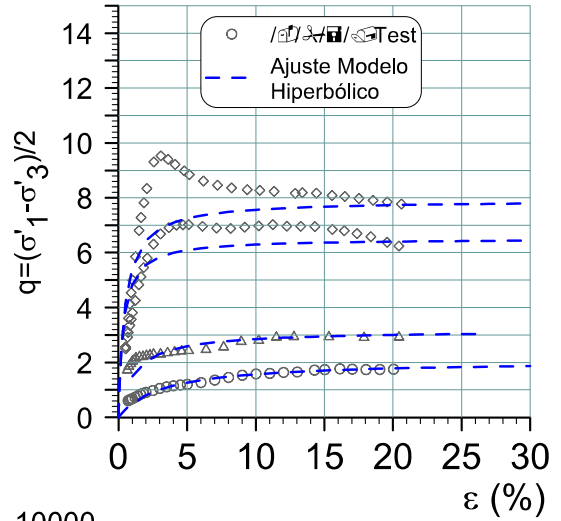
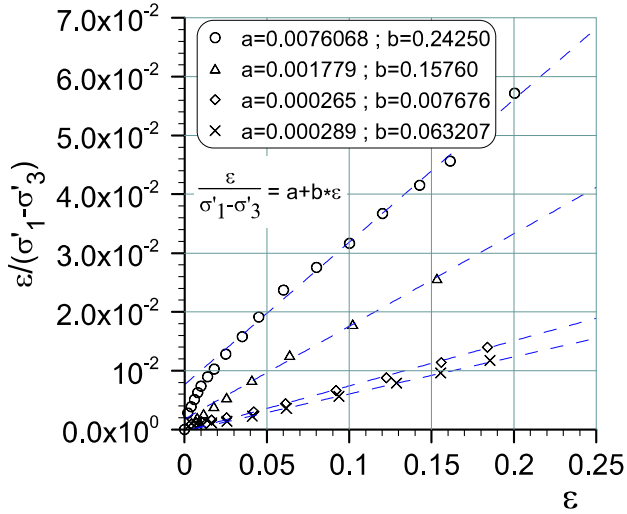
ARENA S4
GC=90% PM (confección)
Finos= 20%

CID



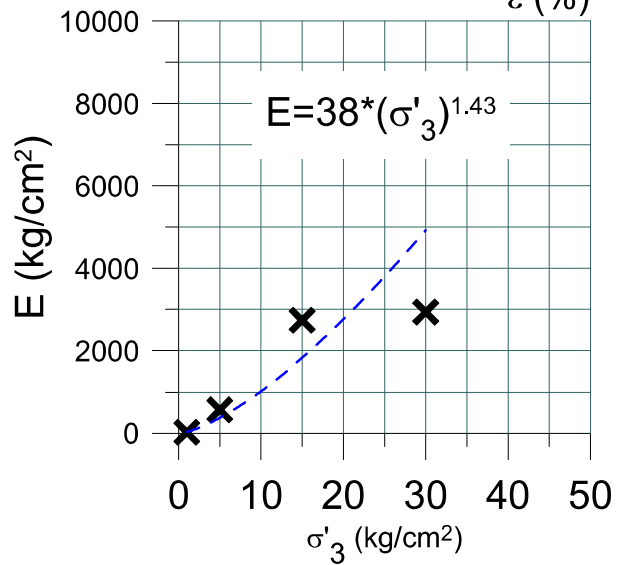
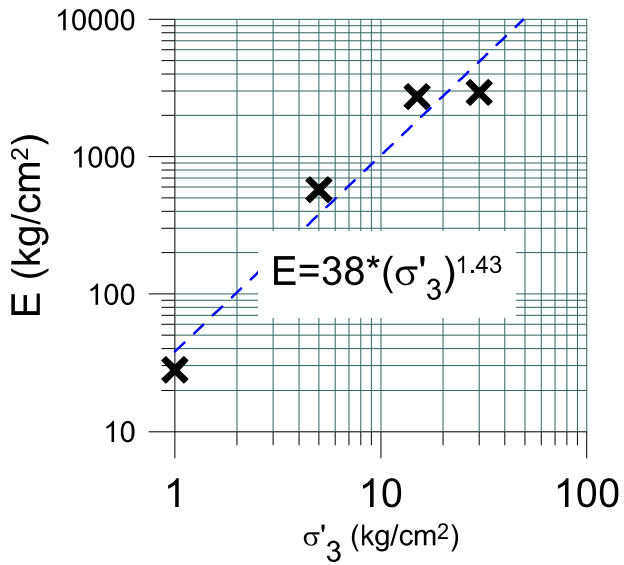
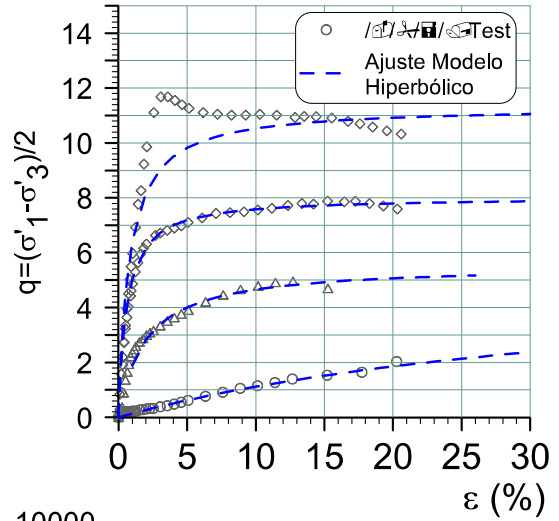
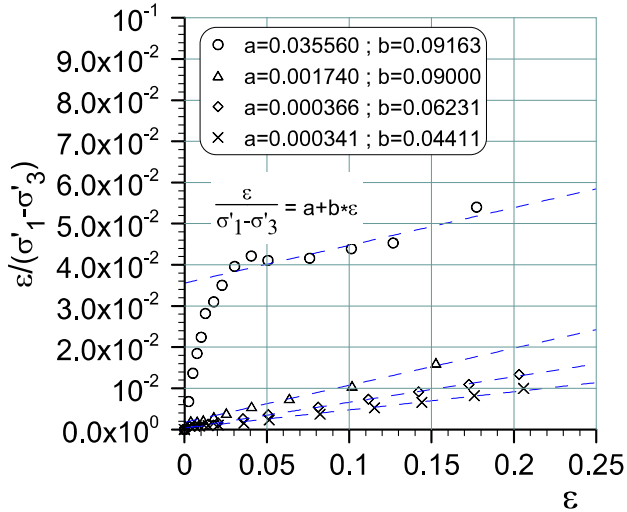
ARENA S4
GC=90% PM (confección)
Finos= 20%

CIU



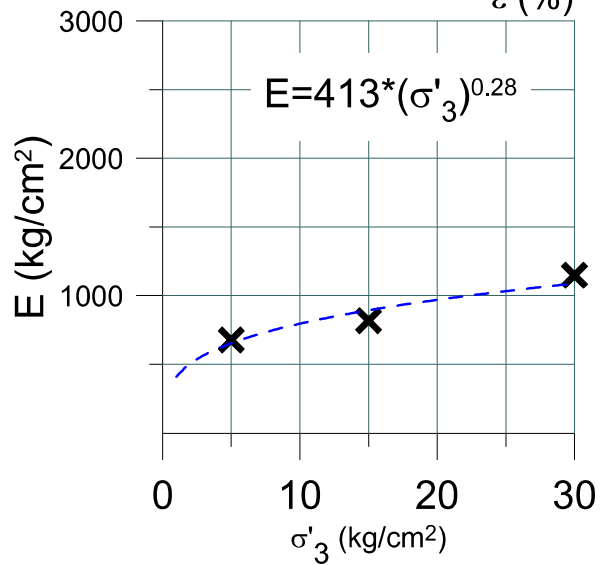
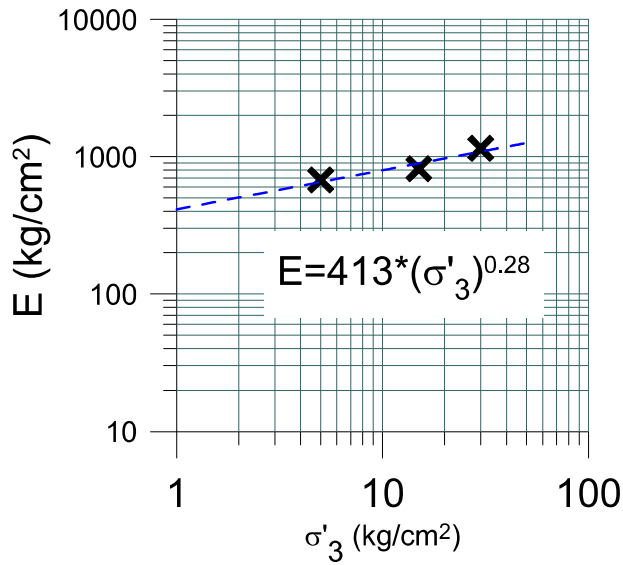
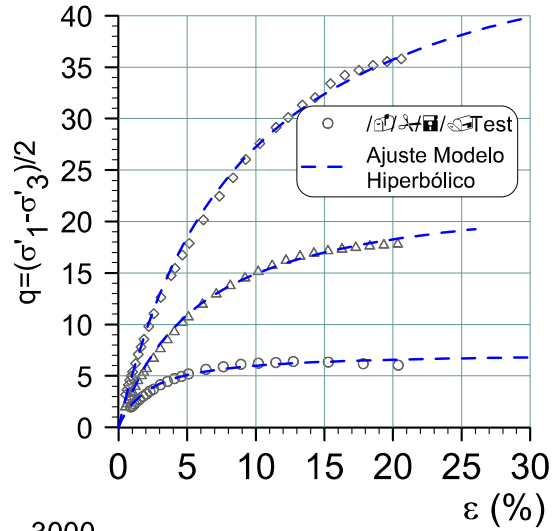
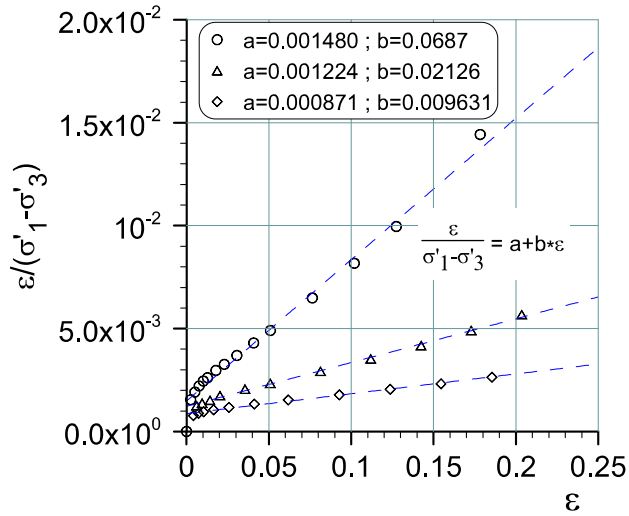
ARENA S4
GC=95% PM (confección)
Finos= 20%

CIU



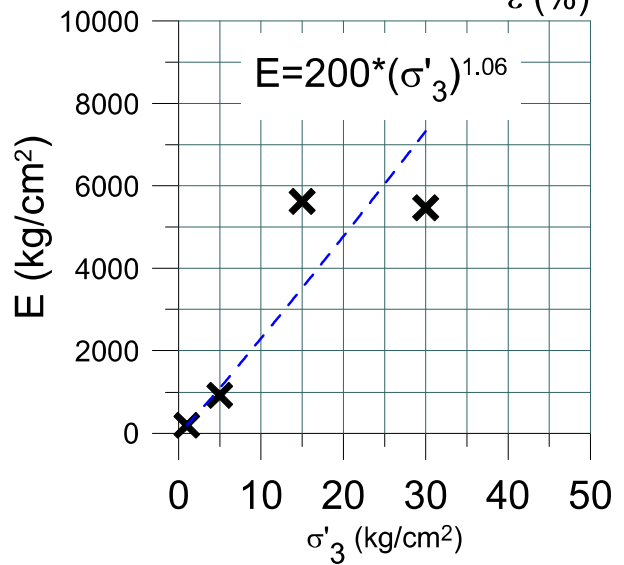
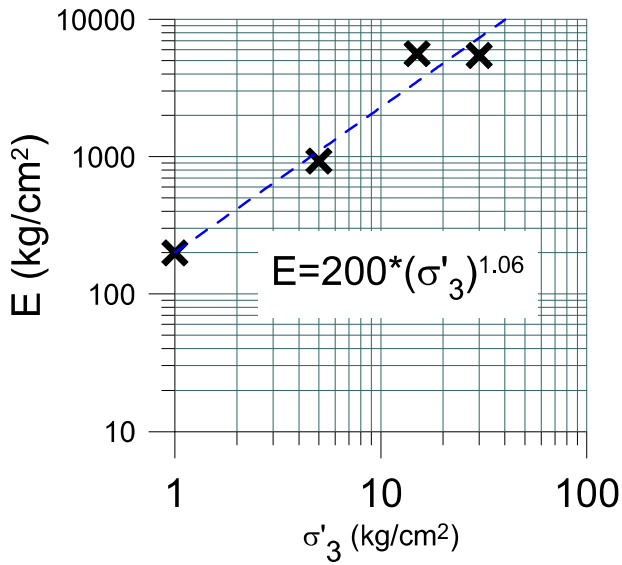
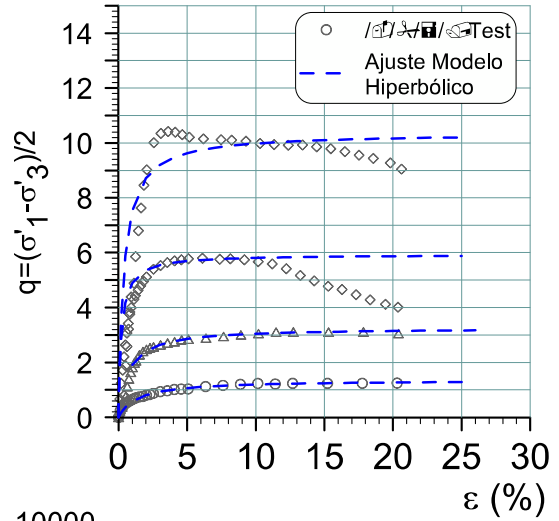
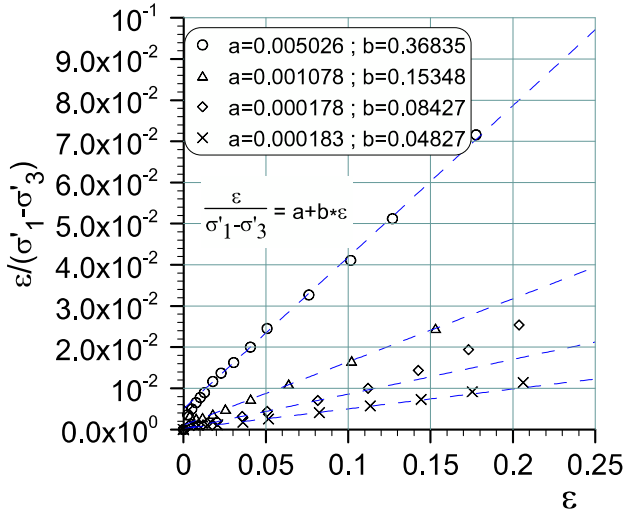
ARENA S4
 GC=90% PM (confección)
 Finos= 30%

CID



ARENA S4
GC=90% PM (confección)
Finos= 30%

CIU



ARENA S4
GC=95% PM (confección)
Finos= 30%

CIU

