



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**EFECTO DE LA VELOCIDAD DE
DEFORMACIÓN EN EL COMPORTAMIENTO
MECÁNICO DE LA ARCILLA DE LA CIUDAD DE
MÉXICO, INTERPRETADO CON EL PRINCIPIO
DE PROPORCIONALIDAD NATURAL**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE

MAESTRO EN INGENIERÍA

**INGENIERÍA CIVIL
(GEOTECNIA)**

PRESENTA:

JOSÉ LUIS LÓPEZ CARBAJAL

DIRECTOR DE TESIS

DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

CODIRECTOR DE TESIS

DR. EULALIO JUÁREZ BADILLO

CIUDAD UNIVERSITARIA, 2005



JURADO ASIGNADO:

Presidente : **Dr. Eulalio Juárez Badillo**
Secretario : **Ing. Jesús Alberro Aramburu**
Vocal : **Dr. Rigoberto Rivera Constantino**
1^{er} Suplente : **Dr. Efraín Ovando Shelley**
2^{do} Suplente : **Dr. Venancio Trueba López**

Lugar donde se realizó la tesis:

Ciudad Universitaria, México, D. F.

DIRECTOR DE TESIS:

Dr. Rigoberto Rivera Constantino

Firma

AGRADECIMIENTOS

Dedico este trabajo a mi Madre que con su ejemplo de amor, trabajo y dedicación ha marcado mi vida.

Dedico este trabajo a mi Padre por esa lección de vida. Tu fuerza de voluntad y ganas de vivir son un ejemplo a seguir.

A mis hermanos agradezco su apoyo incondicional.

A mis amigos por ser una familia más.

Agradezco al Dr. Rigoberto Rivera por el tiempo dedicado a este trabajo y el apoyo siempre mostrado.

Agradezco al Dr. Juárez Badillo por su guía en esta investigación, por las valiosas horas no sólo de mecánica de suelos sino de filosofía de vida.

Agradezco a mis profesores de la maestría, por el entusiasmo que me inculcaron para seguir adelante en esta maravillosa disciplina que es la Geotecnia.

Agradezco a DGAPA por permitirme participar a través del PAPIIT en el proyecto IN100705, “Descripción del comportamiento mecánico de suelos granulares y sus similitudes con el comportamiento de suelos arcillosos, teniendo como marco teórico el Principio de Proporcionalidad Natural”.

Agradezco a CONACyT por la beca otorgada, sin la cual no hubiera sido posible concluir mis estudios.

Gracias a la Universidad por su compromiso con la gente que busca superación no sólo profesional, también personal.

Todo es perfectible
Dr. Eulalio Juárez Badillo

ÍNDICE

ÍNDICE DE FIGURAS
ÍNDICE DE TABLAS
ÍNDICE DE FOTOS
SIMBOLOGÍA
INTRODUCCIÓN

1	OBJETIVOS Y ALCANCES	1
1.1	Objetivos	1
1.2	Alcances	1
2	MARCO TEÓRICO	3
2.1	Introducción	3
2.2	Efecto de la velocidad de deformación en la resistencia	4
3	MODELADO DEL COMPORTAMIENTO: PRINCIPIO DE PROPORCIONALIDAD NATURAL	14
3.1	Introducción	14
3.2	Ecuaciones generales: esfuerzo desviador – deformación axial unitaria	15
3.3	Ecuaciones generales para arcillas: esfuerzo desviador – deformación axial unitaria natural	21
3.3.1	Ecuación de comportamiento antes del “pico” (pre-pico)	27
3.3.2	Ecuación de comportamiento después del “pico” (pos-pico)	27
3.4	Ecuaciones generales para arcillas: presión de poro – deformación axial unitaria natural	29
3.4.1	Ecuación de comportamiento antes del “pico” (pre-pico)	35
3.4.2	Ecuación de comportamiento después del “pico” (pos-pico)	36
3.5	Ecuación general de comportamiento: resistencia – velocidad de deformación	36
4	EQUIPO Y PROCEDIMIENTO DE PRUEBAS	38
4.1	Introducción	38
4.2	Consolidación unidimensional	38
4.3	Triaxial consolidada – no drenada (CU)	40
4.3.1	Descripción del equipo automatizado	41
4.3.2	Procedimiento de prueba	49

5 RESULTADOS EXPERIMENTALES	57
5.1 Introducción	57
5.2 Características del material utilizado	57
5.3 Consolidación unidimensional	61
5.4 Triaxial consolidada – no drenada (CU)	63
5.4.1 Influencia del grado de preconsolidación en los resultados	63
5.4.1.1 OCR = 1	64
5.4.1.2 OCR = 3	67
5.4.1.3 OCR = 6	70
5.4.1.4 OCR = 8	73
5.4.1.5 OCR = 11.8	76
5.4.2 Influencia de la velocidad de deformación en los resultados	80
5.4.2.1 0.1 %/h	80
5.4.2.2 1 %/h	83
5.4.2.3 10 %/h	86
5.4.2.4 100 %/h	89
5.4.3 Ubicación de los resultados en investigaciones recientes	93
6 DESCRIPCIÓN DEL COMPORTAMIENTO	105
6.1 Aplicación de las ecuaciones generales	105
6.2 Ajuste de curvas esfuerzo desviador – deformación axial desviadora natural	106
6.2.1 Región pre-pico	106
6.2.2 Región pos-pico	107
6.3 Ajuste de curvas de presión de poro	107
6.4 Comportamiento resistencia máxima – velocidad de deformación	109
6.5 Descripción del comportamiento	110
6.5.1 Consolidación	110
6.5.2 Pruebas triaxiales	113
6.5.2.1 OCR = 1	115
6.5.2.2 OCR = 3	122
6.5.2.3 OCR = 6	127
6.5.2.4 OCR = 8	132
6.5.2.5 OCR = 11.8	137
6.5.3 Comportamiento resistencia máxima – velocidad de deformación	144
6.6 Variación de los parámetros obtenidos en la descripción del comportamiento	148
7 CONCLUSIONES	157
REFERENCIAS	163

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1	Variación de la resistencia con la velocidad de deformación (Vaid y Campanella 1977).	5
Fig. 2.2	Resistencia normalizada <i>versus</i> velocidad de deformación (Kulhawy y Mayne 1990, en Mitchell 2004).	6
Fig. 2.3	Variación de la resistencia no drenada, q_f , con la velocidad de Deformación (Soga y Mitchell 1996, en Mitchell 2004).	7
Fig. 3.1	Sistema cartesiano y dimensiones.	15
Fig. 3.2	Principio de Proporcionalidad Natural.	17
Fig. 3.3	Función normal, y_N .	20
Fig. 3.4	Fenómeno de preconsolidación.	22
Fig. 3.5	Esquema suelo saturado.	23
Fig. 3.6	Definición del “pico” en una curva esfuerzo – deformación.	26
Fig. 3.7	Principio de Proporcionalidad Natural. Región pos-pico.	28
Fig. 3.8	Función de ductilidad, y_D .	29
Fig. 3.9	Principio de Proporcionalidad Natural. Función de sensibilidad.	31
Fig. 3.10	Función de sensibilidad, y .	32
Fig. 3.11	Principio de Proporcionalidad Natural. Función propia resistencia - velocidad de deformación.	36
Fig. 4.1	Diagrama de flujo. Equipo triaxial automatizado ELE.	48
Fig. 5.1	Perfil estratigráfico del sitio.	60
Fig. 5.2	Curva de compresibilidad, prof. 7.60 m.	61
Fig. 5.3	Curva de compresibilidad, prof. 11.20 m.	62
Fig. 5.4	Curva de compresibilidad, prof. 17.65 m.	62
Fig. 5.5	Esfuerzo desviador normalizado <i>vs</i> deformación unitaria axial. Prof. 17.65 m. OCR = 1.	65
Fig. 5.6	Presión de poro normalizada <i>vs</i> deformación unitaria axial. Prof. 17.65 m. OCR = 1.	65
Fig. 5.7	Trayectorias de esfuerzos. Prof. 17.65 m. OCR = 1.	66
Fig. 5.8	Esfuerzo desviador normalizado <i>vs</i> deformación unitaria axial.	

	Prof. 17.65 m. OCR = 3.	68
Fig. 5.9	Presión de poro normalizada vs deformación unitaria axial.	
	Prof. 17.65 m. OCR = 3.	68
Fig. 5.10	Trayectorias de esfuerzos. Prof. 17.65 m. OCR = 3.	69
Fig. 5.11	Esfuerzo desviador normalizado vs deformación unitaria axial.	
	Prof. 17.65 m. OCR = 6.	71
Fig. 5.12	Presión de poro normalizada vs deformación unitaria axial.	
	Prof. 17.65 m. OCR = 6.	71
Fig. 5.13	Trayectorias de esfuerzos. Prof. 17.65 m. OCR = 6.	72
Fig. 5.14	Esfuerzo desviador normalizado vs deformación unitaria axial.	
	Prof. 17.65 m. OCR = 8.	74
Fig. 5.15	Presión de poro normalizada vs deformación unitaria axial.	
	Prof. 17.65 m. OCR = 8.	74
Fig. 5.16	Trayectorias de esfuerzos. Prof. 17.65 m. OCR = 8.	75
Fig. 5.17	Esfuerzo desviador normalizado vs deformación unitaria axial.	
	Prof. 17.65 m. OCR = 11.8.	77
Fig. 5.18	Presión de poro normalizada vs deformación unitaria axial.	
	Prof. 17.65 m. OCR = 11.8.	77
Fig. 5.19	Trayectorias de esfuerzos. Prof. 17.65 m. OCR = 11.8.	78
Fig. 5.20	Esfuerzo desviador normalizado vs deformación unitaria axial. 0.1 %/h.	81
Fig. 5.21	Presión de poro normalizada vs deformación unitaria axial. 0.1 %/h.	81
Fig. 5.22	Trayectorias de esfuerzos. 0.1 %/h.	82
Fig. 5.23	Esfuerzo desviador normalizado vs deformación unitaria axial. 1 %/h.	84
Fig. 5.24	Presión de poro normalizada vs deformación unitaria axial. 1 %/h.	84
Fig. 5.25	Trayectorias de esfuerzos. 1 %/h.	85
Fig. 5.26	Esfuerzo desviador normalizado vs deformación unitaria axial. 10 %/h.	87
Fig. 5.27	Presión de poro normalizada vs deformación unitaria axial. 10 %/h.	87
Fig. 5.28	Trayectorias de esfuerzos. 10 %/h.	88
Fig. 5.29	Esfuerzo desviador normalizado vs deformación unitaria axial. 100 %/h.	90
Fig. 5.30	Presión de poro normalizada vs deformación unitaria axial. 100 %/h.	90
Fig. 5.31	Trayectorias de esfuerzos. 100 %/h.	91
Fig. 5.32	Resistencia normalizada para 1 %/h (Después de Kulhawy y Mayne).	96

Fig. 5.33	Resistencia máxima normalizada vs velocidad de deformación.	96
Fig. 5.34	Resistencia máxima normalizada vs OCR.	97
Fig. 5.35	Ángulo de fricción interna $\phi_{45+\phi/2}$ vs OCR.	97
Fig. 5.36	Deformación de falla vs OCR.	98
Fig. 5.37	u_p vs OCR.	98
Fig. 5.38	u_p/σ_{c0} vs OCR.	99
Fig. 5.39	$u_p / u_p (1 \% / h)$ vs velocidad de deformación.	99
Fig. 6.1	Definición de parámetros para ajuste de curvas de presión de poro.	109
Fig. 6.2	Curvas odométricas experimental y teórica. Prof. 7.60 m.	112
Fig. 6.3	Curvas odométricas experimental y teórica. Prof. 11.20 m.	112
Fig. 6.4	Curvas odométricas experimental y teórica. Prof. 17.65 m.	113
Fig. 6.5	Esfuerzo desviador - deformación desviadora natural, OCR = 1, $\dot{\epsilon} = 0.1 \% / h$.	116
Fig. 6.6	Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR = 1, $\dot{\epsilon} = 0.1 \% / h$.	116
Fig. 6.7	Esfuerzo desviador - deformación desviadora natural, OCR = 1, $\dot{\epsilon} = 0.1 \% / h$. Tomando en cuenta todos los puntos experimentales después de la falla o pandeo.	117
Fig. 6.8	Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR = 1, $\dot{\epsilon} = 0.1 \% / h$. Tomando en cuenta todos los puntos experimentales después de la falla o pandeo.	117
Fig. 6.9	Esfuerzo desviador - deformación desviadora natural, OCR = 1, $\dot{\epsilon} = 1 \% / h$.	118
Fig. 6.10	Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR = 1, $\dot{\epsilon} = 1 \% / h$.	118
Fig. 6.11	Esfuerzo desviador - deformación desviadora natural, OCR = 1, $\dot{\epsilon} = 10 \% / h$.	119
Fig. 6.12	Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR = 1, $\dot{\epsilon} = 10 \% / h$.	119
Fig. 6.13	Esfuerzo desviador - deformación desviadora natural, OCR = 1, $\dot{\epsilon} = 100 \% / h$.	120
Fig. 6.14	Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR = 1, $\dot{\epsilon} = 100 \% / h$.	120

Fig. 6.15	Esfuerzo desviador - deformación desviadora natural, OCR = 1, $\dot{\epsilon} = 100 \text{ \%}/\text{h}$. Tomando en cuenta todos los puntos experimentales después de la falla o pandeo.	121
Fig. 6.16	Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR = 1, $\dot{\epsilon} = 100 \text{ \%}/\text{h}$. Tomando en cuenta todos los puntos experimentales después de la falla o pandeo.	121
Fig. 6.17	Esfuerzo desviador - deformación desviadora natural, OCR = 3, $\dot{\epsilon} = 0.1 \text{ \%}/\text{h}$.	123
Fig. 6.18	Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR = 3, $\dot{\epsilon} = 0.1 \text{ \%}/\text{h}$.	123
Fig. 6.19	Esfuerzo desviador - deformación desviadora natural, OCR = 3, $\dot{\epsilon} = 1 \text{ \%}/\text{h}$.	124
Fig. 6.20	Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR = 3, $\dot{\epsilon} = 1 \text{ \%}/\text{h}$.	124
Fig. 6.21	Esfuerzo desviador - deformación desviadora natural, OCR = 3, $\dot{\epsilon} = 10 \text{ \%}/\text{h}$.	125
Fig. 6.22	Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR = 3, $\dot{\epsilon} = 10 \text{ \%}/\text{h}$.	125
Fig. 6.23	Esfuerzo desviador – deformación desviadora natural, OCR = 3, $\dot{\epsilon} = 100 \text{ \%}/\text{h}$.	126
Fig. 6.24	Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR = 3, $\dot{\epsilon} = 100 \text{ \%}/\text{h}$.	126
Fig. 6.25	Esfuerzo desviador - deformación desviadora natural, OCR = 6, $\dot{\epsilon} = 0.1 \text{ \%}/\text{h}$.	128
Fig. 6.26	Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR = 6, $\dot{\epsilon} = 0.1 \text{ \%}/\text{h}$.	128
Fig. 6.27	Esfuerzo desviador - deformación desviadora natural, OCR = 6, $\dot{\epsilon} = 1 \text{ \%}/\text{h}$.	129
Fig. 6.28	Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR = 6, $\dot{\epsilon} = 1 \text{ \%}/\text{h}$.	129
Fig. 6.29	Esfuerzo desviador - deformación desviadora natural, OCR = 6, $\dot{\epsilon} = 10 \text{ \%}/\text{h}$.	130
Fig. 6.30	Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR = 6,	

	$\dot{\epsilon} = 10 \text{ \%}/\text{h.}$	130
Fig. 6.31	Esfuerzo desviador – deformación desviadora natural, OCR = 6, $\dot{\epsilon} = 100 \text{ \%}/\text{h.}$	131
Fig. 6.32	Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR = 6, $\dot{\epsilon} = 100 \text{ \%}/\text{h.}$	131
Fig. 6.33	Esfuerzo desviador - deformación desviadora natural, OCR = 8, $\dot{\epsilon} = 0.1 \text{ \%}/\text{h.}$	133
Fig. 6.34	Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR = 8, $\dot{\epsilon} = 0.1 \text{ \%}/\text{h.}$	133
Fig. 6.35	Esfuerzo desviador - deformación desviadora natural, OCR = 8, $\dot{\epsilon} = 1 \text{ \%}/\text{h.}$	134
Fig. 6.36	Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR = 8, $\dot{\epsilon} = 1 \text{ \%}/\text{h.}$	134
Fig. 6.37	Esfuerzo desviador - deformación desviadora natural, OCR = 8, $\dot{\epsilon} = 10 \text{ \%}/\text{h.}$	135
Fig. 6.38	Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR = 8, $\dot{\epsilon} = 10 \text{ \%}/\text{h.}$	135
Fig. 6.39	Esfuerzo desviador – deformación desviadora natural, OCR = 8, $\dot{\epsilon} = 100 \text{ \%}/\text{h.}$	136
Fig. 6.40	Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR = 8, $\dot{\epsilon} = 100 \text{ \%}/\text{h.}$	136
Fig. 6.41	Esfuerzo desviador - deformación desviadora natural, OCR = 11.8, $\dot{\epsilon} = 0.1 \text{ \%}/\text{h.}$	138
Fig. 6.42	Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR = 11.8, $\dot{\epsilon} = 0.1 \text{ \%}/\text{h.}$	138
Fig. 6.43	Esfuerzo desviador - deformación desviadora natural, OCR = 11.8, $\dot{\epsilon} = 1 \text{ \%}/\text{h.}$	139
Fig. 6.44	Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR = 11.8, $\dot{\epsilon} = 1 \text{ \%}/\text{h.}$	139
Fig. 6.45	Esfuerzo desviador – deformación desviadora natural, OCR = 11.8, $\dot{\epsilon} = 10 \text{ \%}/\text{h.}$	140
Fig. 6.46	Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR = 11.8,	

	$\dot{\epsilon} = 10 \text{ \%}/\text{h}$.	140
Fig. 6.47	Esfuerzo desviador – deformación desviadora natural, OCR = 11.8, $\dot{\epsilon} = 100 \text{ \%}/\text{h}$.	141
Fig. 6.48	Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR = 11.8, $\dot{\epsilon} = 100 \text{ \%}/\text{h}$.	141
Fig. 6.49	Resistencia máxima – velocidad. Principio de Proporcionalidad Natural.	146
Fig. 6.50	Resistencia máxima – velocidad, log-log. PPN.	146
Fig. 6.51	Comportamiento resistencia – velocidad (Soga y Mitchell 1996).	147
Fig. 6.52	Resistencia máxima – OCF.	147
Fig. 6.53	Variación del exponente cortante ν pre-pico con OCF.	150
Fig. 6.54	Variación de la resistencia final x_f con OCF.	150
Fig. 6.55	Variación de la resistencia final x_f con la velocidad de deformación.	151
Fig. 6.56	Variación del coeficiente cortante μ con OCF.	151
Fig. 6.57	Variación del exponente cortante ν pos-pico con OCF.	152
Fig. 6.58	Variación del exponente cortante ν pos-pico con OCF, tomando en cuenta todos los puntos experimentales después de la falla o pandeo.	152
Fig. 6.59	Variación de la resistencia residual x_∞ con OCF.	153
Fig. 6.60	Variación de la resistencia residual x_∞ con OCF, tomando en cuenta todos los puntos experimentales después de la falla o pandeo.	153
Fig. 6.61	Variación de la resistencia x_l con OCF.	154
Fig. 6.62	Variación del coeficiente de presión de poro α con OCF.	154
Fig. 6.63	Variación de la deformación característica e_a^* con OCF.	155
Fig. 6.64	Variación del coeficiente de presión de poro β con OCF.	155
Fig. 6.65	Variación de la relación x_∞/x_f con OCF.	156
Fig. 6.66	Variación de la relación x_m/x_f con OCF.	156

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1	Etapas de saturación por contrapresión y medición de parámetro B (Skempton).	53
Tabla 4.2	Incrementos de consolidación.	54
Tabla 4.3	Decrementos de consolidación.	55
Tabla 5.1	Propiedades índice. Consolidación unidimensional.	63
Tabla 5.2	Resumen de valores para la serie OCR = 1, Prof. 17.65 m.	66
Tabla 5.3	Resumen de valores para la serie OCR = 3, Prof. 17.65 m.	69
Tabla 5.4	Resumen de valores para la serie OCR = 6, Prof. 11.20 m.	72
Tabla 5.5	Resumen de valores para la serie OCR = 8, Prof. 7.60 m.	75
Tabla 5.6	Resumen de valores para la serie OCR = 11.8, Prof. 11.20 m.	78
Tabla 5.7	Resumen de valores para los distintos OCR.	79
Tabla 5.8	Resumen de valores para la serie 0.1 %/h.	82
Tabla 5.9	Resumen de valores para la serie 1 %/h.	85
Tabla 5.10	Resumen de valores para la serie 10 %/h.	88
Tabla 5.11	Resumen de valores para la serie 100 %/h.	91
Tabla 5.12	Resumen de valores para las distintas velocidades de deformación.	92
Tabla 6.1	γ , γ_p y ρ , para las pruebas de consolidación unidimensional.	110
Tabla 6.2	γ , γ_p y ρ , para las pruebas de consolidación isotrópica.	111
Tabla 6.3	Resumen de parámetros. Variación con respecto a la velocidad de deformación.	142
Tabla 6.4	Resumen de parámetros. Variación con respecto al factor de preconsolidación.	143
Tabla 6.5	Resumen de parámetros. Comportamiento resistencia - velocidad.	145

ÍNDICE DE FOTOS

Foto 4.1	Consolidómetro mecánico.	40
Foto 4.2	Desaireador y suministro de agua, tanque de almacenamiento.	42
Foto 4.3	Bomba universal y mecanismo de presión.	42
Foto 4.4	Panel general de control de presiones.	43
Foto 4.5	Interfase agua – aire (<i>bladder</i>)	44
Foto 4.6	Cámara triaxial y plato base.	44
Foto 4.7	Transductor de carga sumergible.	45
Foto 4.8	Transductor de cambio volumétrico.	46
Foto 4.9	Marco digital de carga TRITEST 50.	46
Foto 4.10	ADU (Unidad Analógica Digital).	47
Foto 5.1	Probeta OCR = 1, 0.1 %/h.	100
Foto 5.2	Probeta OCR = 1, 1 %/h.	100
Foto 5.3	Probeta OCR = 1, 10 %/h.	100
Foto 5.4	Probeta OCR = 1, 100 %/h.	100
Foto 5.5	Probeta OCR = 3, 0.1 %/h.	101
Foto 5.6	Probeta OCR = 3, 1 %/h.	101
Foto 5.7	Probeta OCR = 3, 10 %/h.	101
Foto 5.8	Probeta OCR = 3, 100 %/h.	101
Foto 5.9	Probeta OCR = 6, 0.1 %/h.	102
Foto 5.10	Probeta OCR = 6, 1 %/h.	102
Foto 5.11	Probeta OCR = 6, 10 %/h.	102
Foto 5.12	Probeta OCR = 6, 100 %/h.	102
Foto 5.13	Probeta OCR = 8, 0.1 %/h.	103
Foto 5.14	Probeta OCR = 8, 1 %/h.	103
Foto 5.15	Probeta OCR = 8, 10 %/h.	103
Foto 5.16	Probeta OCR = 8, 100 %/h.	103
Foto 5.17	Probeta OCR = 11.8, 0.1 %/h.	104
Foto 5.18	Probeta OCR = 11.8, 1 %/h.	104
Foto 5.19	Probeta OCR = 11.8, 10 %/h.	104
Foto 5.20	Probeta OCR = 11.8, 100 %/h.	104

SIMBOLOGÍA

α	Coefficiente de presión de poro
β	Coefficiente de presión de poro (PPN)
β	Parámetro de velocidad (Soga y Mitchell)
$\Delta \log \dot{\epsilon}_a$	Diferencia de logaritmos de velocidades de deformación
Δs_u	Diferencia de resistencias al corte no drenadas
Δu	Presión de poro en exceso
$\dot{\epsilon}$	Velocidad de deformación
$\dot{\epsilon}_1$	Velocidad de deformación de referencia
$\dot{\epsilon}_{1(\text{ref})}$	Velocidad de deformación de referencia
ϵ	Deformación unitaria natural isotrópica
ϵ_a	Deformación unitaria natural axial
ϵ_f	Deformación unitaria en la falla
ϵ_r	Deformación unitaria natural radial
ϵ_v	Deformación unitaria natural volumétrica
ϕ	Ángulo de fricción interna
γ	Coefficiente de compresibilidad
γ_m	Peso volumétrico de la muestra
γ_p	Coefficiente de expansibilidad
η	Deformación natural general al cortante
λ	Parámetro de velocidad
μ	Coefficiente cortante
ν	Exponente cortante
ρ	Relación expansibilidad – compresibilidad
$\rho_{0.1}$	Parámetro de velocidad (Graham <i>et al</i>)

$\rho_{\acute{e}a0}$	Parámetro de velocidad (Sheahan <i>et al</i>)
σ_1	Esfuerzo principal mayor
σ_3	Esfuerzo principal menor
σ_c	Presión isotrópica de consolidación
σ'_{c0}	Presión isotrópica de confinamiento
σ_e	Presión isotrópica equivalente
σ_p	Presión isotrópica de preconsolidación
σ_s	Presión isotrópica almacenada
B	Coeficiente de Skempton
e	Relación de vacíos
e_a	Deformación desviadora natural axial
e_{a1}	Deformación axial desviadora natural de referencia
e_a^*	Deformación axial desviadora natural característica
e_r	Deformación desviadora natural radial
E_0	Módulo de deformación inicial (Young)
F	Por ciento de finos
G_0	Módulo de rigidez al cortante inicial
G_s	Densidad de sólidos
LL	Límite líquido
LP	Límite plástico
N	Número de golpes
OCF	Factor de preconsolidación
OCR	Grado de preconsolidación
p'	Esfuerzos cortantes
$q = \sigma_1 - \sigma_3$	Esfuerzo desviador
q_f	Resistencia al esfuerzo cortante no drenada máxima
$q_{f(ref)}$	Resistencia al esfuerzo cortante no drenada máxima de referencia

q_u	Resistencia al corte no confinada
s_u	Resistencia al corte $q_{m\acute{a}x}/2$
s_{u0}	Resistencia al corte no drenada de referencia
S	Estructura
S_r	Grado de saturaci3n
T	Temperatura
u_p	Presi3n de poro correspondiente a $q_{m\acute{a}x}$
V	Volumen
w	Contenido de agua
x	Esfuerzo desviador normalizado por σ_{c0}
x_0	Resistencia al corte m\acute{a}xima para $\acute{\epsilon} = 0$
x_1	Resistencia normalizada de referencia
x_f	Esfuerzo desviador normalizado por σ_{c0} final
x_m	Resistencia al corte m\acute{a}xima
x_{m1}	Resistencia m\acute{a}xima de referencia
x_∞	Resistencia residual
X_1, X_2, X_3	Ejes cartesianos y dimensiones finales de la probeta
X_{10}, X_{20}, X_{30}	Dimensiones iniciales de la probeta
y	Funci3n de sensibilidad
y_D	Funci3n de ductilidad
y_N	Funci3n normal

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo es el resultado de una investigación experimental en laboratorio, en el campo de la Mecánica de Suelos, para caracterizar el comportamiento mecánico de la arcilla de la ciudad de México, tomando como marco teórico el Principio de Proporcionalidad Natural (PPN). Se estudia la influencia de la velocidad de deformación en la resistencia al corte de una cierta arcilla, proveniente de la zona de Lago de la ciudad de México, sometida a pruebas triaxiales de compresión y ensayadas en condiciones no drenadas, una vez que se indujo un cierto grado de preconsolidación en la probeta de suelo.

En el primer capítulo se describe el objetivo y los alcances de este trabajo de investigación.

En el Capítulo 2 se presenta el estado del arte al respecto de la influencia de la velocidad de deformación en la resistencia al corte.

La teoría del PPN desarrollada por el Dr. Eulalio Juárez Badillo se presenta en el Capítulo 3, estableciéndose una ecuación que modela el comportamiento resistencia al corte máxima – velocidad de deformación.

Para la realización de las pruebas triaxiales se utilizó un equipo triaxial automatizado, sus partes, características y funcionamiento se describen en el Capítulo 4. Además, se explica el procedimiento de la prueba de compresión triaxial no consolidada – no drenada, empleada en esta investigación.

En el Capítulo 5 se describe el material utilizado y sus propiedades, así como los resultados obtenidos en las pruebas de consolidación unidimensional y pruebas triaxiales. Se analizan los resultados para el caso de esta arcilla y en relación con los obtenidos en otras investigaciones al respecto.

La descripción de los resultados obtenidos con base en el PPN se presenta en el Capítulo 6 y se analizan las variaciones de los parámetros de la teoría con respecto a la velocidad de deformación y al grado de preconsolidación. Se describe también el comportamiento resistencia al corte máxima – velocidad de deformación.

Por último, las conclusiones derivadas de este trabajo se presentan en el Capítulo 7. Al final de esta tesis se reportan las referencias utilizadas y el listado de símbolos utilizados en este trabajo.

OBJETIVOS Y ALCANCES

1.1 Objetivos

El objetivo consiste en estudiar el efecto de la velocidad de deformación en las propiedades mecánicas, principalmente la resistencia al corte, de una cierta arcilla de la ciudad de México bajo un estado de preconsolidación inducido, e interpretar los resultados usando la teoría del PPN.

1.2 Alcances

Para estudiar el efecto de la velocidad de deformación en la resistencia al corte de la arcilla de la ciudad de México, se obtuvieron muestras inalteradas mediante tubos de pared delgada (*shelby*) a las profundidades 7.60, 11.20 y 17.65 m. Las muestras fueron donadas por la empresa Geotec S.A. de C.V.

El programa de pruebas consistió en:

- 3 pruebas de consolidación unidimensional, para determinar algunos parámetros que intervienen en la teoría del PPN.
- 20 pruebas de compresión triaxial, del tipo consolidada no drenada (CU). El total de las pruebas se agrupó en cinco series de cuatro pruebas de un mismo horizonte, se consolidaron y posteriormente se descargaron hasta obtener un grado de preconsolidación determinado ($OCR = 1, 3, 6, 8$ y 11.8). En la etapa de falla se ensayaron a distintas velocidades de deformación ($\dot{\epsilon} = 0.1, 1, 10$ y 100 %/h). Se llevó cada prueba hasta un nivel de deformación del orden del 20 %.

Este programa de pruebas permite estudiar además de la influencia de la velocidad de deformación, el efecto de la preconsolidación en la resistencia. Como resultados se obtienen gráficos esfuerzo – deformación, presión de poro – deformación y trayectorias de esfuerzos en el plano $p' - q$. Los resultados obtenidos se analizan para obtener conclusiones respecto a la influencia de la velocidad de deformación en la resistencia al corte.

A los resultados experimentales, curvas esfuerzo – deformación y presión de poro – deformación se les aplicó el PPN para describir dicho comportamiento. Al aplicar la teoría se conocen los parámetros característicos de la arcilla y se establecen las variaciones de ellos con la velocidad de deformación y con el grado de preconsolidación. De esta forma se logra caracterizar el comportamiento mecánico de la arcilla de la ciudad de México, mediante el PPN.

De los resultados obtenidos se estudia la resistencia al corte máxima con la velocidad de deformación para cada grado de preconsolidación. Este comportamiento se modela mediante el PPN.

MARCO TEÓRICO

2.1 Introducción

La práctica común en Geotecnia se ha caracterizado por determinar las propiedades esfuerzo-deformación, cambio volumétrico y propiedades de flujo de fluidos (Mitchell 2004). Algunas soluciones derivadas de estas propiedades son a largo plazo, por lo tanto existe una variable muy importante en el comportamiento de los suelos: el tiempo. El tiempo implícito en la velocidad de carga, velocidad de deformación, *creep* o flujo plástico y relajación de esfuerzos. El comportamiento de un suelo no es el mismo si se carga de forma lenta a si se carga rápidamente. En esta investigación la influencia del tiempo se da como velocidad de deformación y su relación con la resistencia al corte en condiciones no drenadas. En este capítulo se presenta el estado del arte del efecto de la velocidad en la resistencia al corte en pruebas triaxiales de compresión en condiciones no drenadas.

2.2 Efecto de la velocidad de deformación

El efecto de la velocidad en las propiedades de los suelos es un tema que se ha investigado desde trabajos pioneros como el de Casagrande y Wilson (1951), donde se reconoce que el efecto de la velocidad de deformación en la resistencia del suelo es causado por un cambio en el exceso de presión de poro generada durante la falla. Bjerrum *et al* (1958), Crawford (1959) y O'Neill (1962) indican que la hipótesis de Casagrande y Wilson es correcta. Incluso Mitchell (2004) continúa con esta idea. Para estudiar el efecto se han realizado estudios en distintos tipos de arcillas. Inalteradas y remoldeadas tanto normalmente consolidadas como preconsolidadas, así como de diversos orígenes: glacial, aluvial, marinas. Además se han realizado pruebas consolidando los especímenes tanto isotrópicamente como anisotrópicamente y en condiciones no drenadas (Richardson y Whitman 1963, Berre y Bjerrum 1973, Alberro e Hiriart 1973, Alberro y Santoyo 1973, Akai *et al* 1975, Vaid y Campanella 1977, Vaid *et al* 1979, Lefebvre y LeBoeuf 1987, Sheahan *et al* 1996, Kulhawy y Mayne 1990, Zhu y Yin 2000, Díaz y Martínez 2004).

En general, la explicación sobre la variación de la resistencia al corte con la velocidad de deformación, es el resultado de una diferencia en generación de presiones de poro. Si la velocidad de deformación disminuye en una arcilla normalmente consolidada a moderadamente preconsolidada se generan mayores presiones de poro en la falla debido a la deformación por flujo plástico y por tanto menor resistencia. La envolvente de falla para una arcilla es única e independiente de la velocidad (Mitchell 2004). En arcillas preconsolidadas (Lefebvre y LeBoeuf 1987), la estructura parece ser tan rígida que impide la generación de presión de poro mayor al disminuir la velocidad de deformación. Además que la envolvente de falla parece bajar al disminuir la velocidad de deformación como resultado de la fatiga del suelo.

En la mayoría de los estudios reportados en la literatura se realizan las pruebas en un rango de velocidades generalmente entre 10^{-2} y 10^2 %/h, excepto los trabajos de Berre y Bjerrum (1973), quienes usaron velocidades del orden de 10^{-3} %/h y Vaid y Campanella (1977) con 3×10^{-3} y 5×10^{-4} %/min (0.18 y 0.03 %/h), respectivamente. En el límite superior

de velocidades existen estudios con 10^3 %/h (Akai *et al* 1975, 3000 %/h; Díaz y Martínez 2004, 800 %/h). En general se ha estudiado un rango muy amplio de velocidades.

En todos los estudios existe la constante de que la curva esfuerzo-deformación es dependiente de la velocidad de deformación. Encuentran que al aumentar la velocidad de deformación se produce un incremento en la resistencia en condiciones no drenadas. Sin embargo, para velocidades de deformación pequeñas (0.18 y 0.03 %/h) Vaid y Campanella (1977) encuentran un valor límite (*upper yield*) bajo el cual la resistencia es prácticamente constante, como se puede ver en la Fig. 2.1, donde se grafica el esfuerzo desviador máximo, normalizado por la presión de confinamiento vs la velocidad de deformación. Dicho valor límite es del orden de 10^{-3} %/min. Leroueil y Marques (1996) indican que al disminuir la velocidad de deformación, el ángulo de fricción interna asociado con la resistencia al corte máxima, permanece constante o baja muy poco, esto concuerda con lo arriba descrito antes del límite donde la resistencia es la misma.

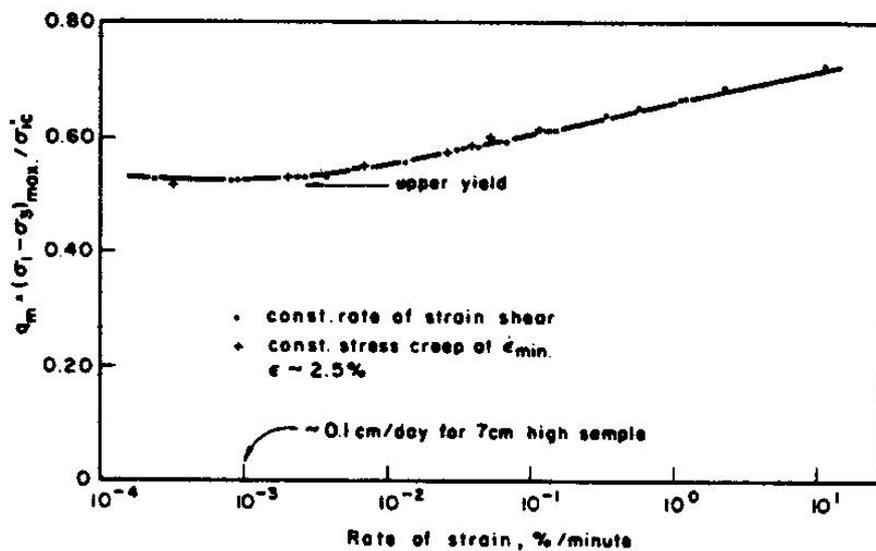


Fig. 2.1 Variación de la resistencia con la velocidad de deformación (Vaid y Campanella 1977).

De este límite hacia arriba la resistencia se incrementa en promedio un 10% por cada ciclo logarítmico de la velocidad de deformación ($\dot{\epsilon}$). La gráfica hecha por Kulhawy y

Mayne (1990) resulta especialmente útil para representar este incremento (Fig. 2.2). En ella se grafica la velocidad de deformación en escala logarítmica y la resistencia al corte no drenada $s_u = \frac{q_{máx}}{2}$, normalizada por la resistencia a la velocidad de 1 %/h en escala aritmética. En este gráfico se dibujan resultados de arcillas normalmente consolidadas y preconsolidadas, inalteradas y remodeladas. Por lo tanto, a pesar de la historia o el estado del material la tendencia de la resistencia es la misma. En esta figura no se aprecia el *upper yield*. Existe una excepción al incremento de 10% y es en el caso de una arcilla cementada depositada en ambiente marino (Vaid *et al* 1979) donde se encontró que el incremento era del 25% por ciclo logarítmico. La resistencia de esta arcilla se atribuye a la cementación en los contactos de las partículas.

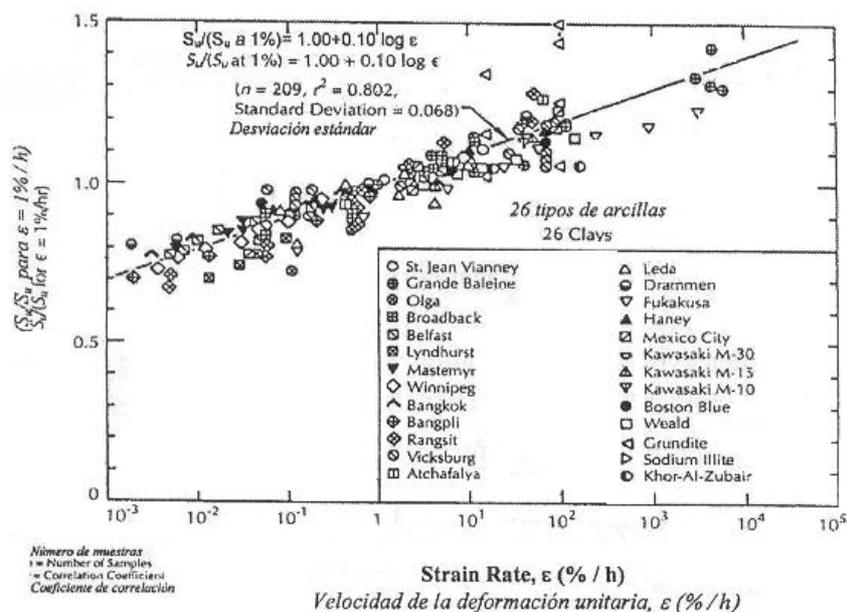


Fig. 2.2 Resistencia normalizada *versus* velocidad de deformación (Kulhaw y Mayne 1990, en Mitchell 2004).

En la Fig. 2.3 (Mitchell 2004) se muestra la resistencia no drenada máxima, q_f en kPa, versus la velocidad de deformación, $\dot{\epsilon}$ en %/h, ambas en escala logarítmica. En este gráfico podemos ver también el incremento de la resistencia con la velocidad. Soga y Mitchell (1996) proponen una ecuación que describe tal comportamiento a partir de la pendiente del mismo, ella es,

$$\frac{q_f}{q_{f(ref)}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}_1}{\dot{\epsilon}_{1(ref)}} \right)^\beta \quad (2.1)$$

Donde,

q_f , resistencia no drenada, en kPa

$q_{f(ref)}$, resistencia no drenada de referencia, en kPa

$\dot{\epsilon}_1$, velocidad de deformación, en %/h

$\dot{\epsilon}_{1(ref)}$, velocidad de deformación de referencia, en %/h

β , parámetro de velocidad

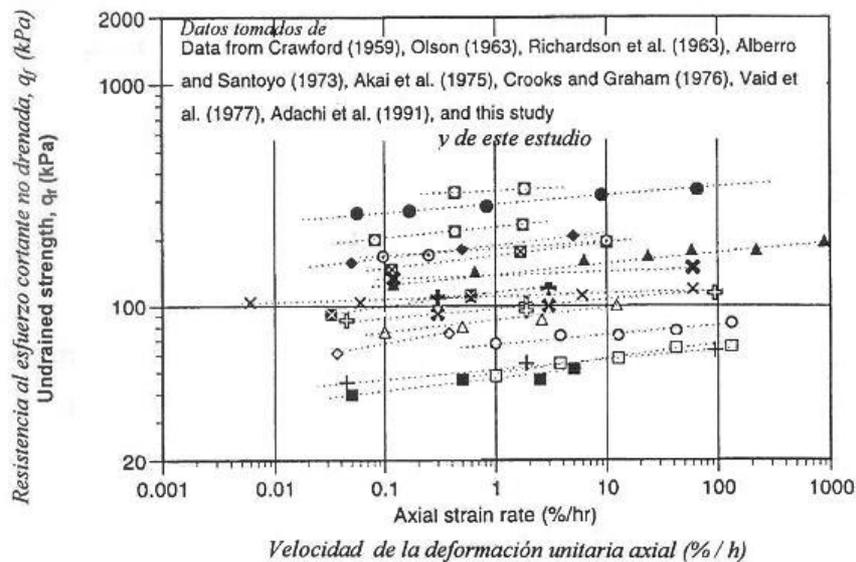


Fig. 2.3 Variación de la resistencia no drenada, q_f , con la velocidad de deformación (Soga y Mitchell 1996, en Mitchell 2004).

El valor de β varía entre 0.018 y 0.087 para arcillas.

Resulta muy interesante observar que en lo referente a la deformación de falla, en general, se ha visto que es independiente de la velocidad de deformación para un cierto

grado de preconsolidación. Al aumentar el grado de preconsolidación la deformación de falla disminuye (Díaz y Martínez 2004).

En cuanto a la resistencia residual, Wedage *et al* (1998) observaron que también aumenta del orden del 10% al aumentar la velocidad de deformación.

Existen pocos trabajos donde se haya estudiado el efecto del grado de preconsolidación (OCR) y la velocidad de deformación en la resistencia al corte. En estudios de Zhu y Yin (2000) consolidan especímenes más allá del valor de la carga de preconsolidación (σ_p) y después descargan hasta un cierto valor del esfuerzo en función del OCR que se requiera. Ellos observaron que la resistencia aumenta con el OCR para una misma velocidad. Este método para definir con mayor claridad el grado de preconsolidación, fue propuesto por Ladd y Foott (1974) como parte de su método SHANSEP (Stress History And Normalized Soil Engineering Properties). Al respecto Tavenas y Leroueil (1987) observaron una reducción en la resistencia por el efecto de la reconsolidación a la que se somete el material, lo cual induce un efecto de tiempo en su comportamiento, ya que la muestra originalmente había estado sometida a una carga por un largo tiempo (p. ej. diez mil años) y al reproducir en laboratorio el efecto de preconsolidación la carga se aplica por un tiempo muy corto. Debido a esto los parámetros no serán representativos de una arcilla natural sino de una reconstituida. Al respecto Jamiolkowski *et al* (1985, 1987) señalan que las arcillas naturales preconsolidadas desarrollan una estructura que no puede ser duplicada con precisión por preconsolidación mecánica en el laboratorio. Sin embargo, los valores de resistencia normalizados, obtenidos de pruebas UU corregidos por alteración con el procedimiento de Ladd y Lambe (1968), están en acuerdo con las resistencias obtenidas de muestras consolidadas más allá de los esfuerzos *in situ* (Ladd y Foott 1974).

En cuanto al efecto de la preconsolidación, Richardson y Whitman (1963) señalan que el efecto de la velocidad de deformación en la resistencia es mayor en suelos preconsolidados que en normalmente consolidados.

Díaz y Martínez (2004) encuentran que la historia de esfuerzos es importante, utilizan el parámetro $\rho_{0.1}$ (Graham *et al* 1983) el cual indica la pendiente de la curva resistencia al corte máxima – velocidad de deformación, expresada como porcentaje de la resistencia al corte medida a la velocidad de referencia de 0.1 %/h. Observaron que al aumentar el OCR el parámetro $\rho_{0.1}$ aumenta. Esto sugiere un mayor efecto de la velocidad de deformación en la resistencia.

Sheahan *et al* (1996) definen el parámetro ρ en forma general. En sus resultados se observa que este parámetro cambia con la velocidad y también con el grado de preconsolidación. El parámetro se define como,

$$\rho_{\varepsilon_{a0}} (\%) = \frac{\frac{\Delta s_u}{s_{u0}}}{\Delta \log \varepsilon_a} \cdot 100 \quad (2.2)$$

Donde,

$\rho_{\varepsilon_{a0}}$, parámetro

s_{u0} , resistencia al corte de referencia

Δs_u , diferencia de resistencia

$\Delta \log \varepsilon_a$, diferencia de logaritmos de velocidades

Sheahan *et al* encuentran que el efecto de la velocidad de deformación en la resistencia se reduce considerablemente al aumentar el OCR si la resistencia se normaliza con la presión vertical máxima. Sin embargo, si se presenta de la forma comúnmente conocida – normalizando por la presión de confinamiento o consolidación- los resultados coinciden con lo encontrado por Díaz y Martínez.

En 1963, Richardson y Whitman en su estudio midieron la presión de poro al centro de probetas y encontraron que para la velocidad de 0.12 %/h, el tiempo para que la presión de poro se uniformice es de 500 min (aprox. 8 h). Alberro y Santoyo (1973) encontraron que el

tiempo requerido para lograr uniformidad del 90% en presión de poro en especímenes sin drenaje lateral es de 8 h. Rojas *et al* (1990) realizaron un estudio en arcilla con medición de la presión de poro al centro de los especímenes y descubren que el tiempo mínimo de uniformación es de 60 min y por el tipo de prueba (carga controlada) se necesitan de 8 a 10 incrementos para llegar a la falla, es decir, la duración total es entre 8 y 10 h. Un criterio más sobre la duración mínima de una prueba es el de Blight (en Rojas *et al* 1990) que define como el tiempo de prueba t_{50} , donde t_{50} es el tiempo para lograr el 50% de la consolidación. En arcillas del valle de México resulta ser entre 8 y 10 h. Por último, un criterio más es el de Head (1986) donde utiliza t_{100} , pero el tiempo nunca debe ser menor de 2 h de duración de la prueba en ningún caso. Lo anterior hace pensar que las pruebas a velocidades mayores al 10 %/h tendrían problemas asociados a la medición de presión de poro.

Alberro y Santoyo (1973) indican que a la velocidad de 94 %/h se espera existan diferencias en las presiones de poro observadas, con respecto a otras velocidades más lentas, tomando en cuenta únicamente el tiempo necesario para lograr uniformidad en la presión de poro. Para arcilla remoldeada se necesitan 160 h para lograr el 90% de uniformidad en la presión de poro. En ese caso incluso para una velocidad de 1.8 %/h, el hecho de medir la presión de poro no será representativo.

En 1964 Mitchell utiliza la teoría de los procesos de velocidad (*rate process theory*) la cual postula que se requiere una energía de activación para que localmente las partículas pierdan el equilibrio y se muevan a nuevas posiciones. Las fuentes de energía son las fuerzas externas y la energía térmica contenida en el material. Este enfoque toma en cuenta que la deformación de un suelo involucra movimientos a micro escala de las partículas y se da a una cierta velocidad dependiendo de cuánta energía pueden adquirir las partículas para rebasar las barreras de energía entre las posiciones de equilibrio. Partiendo de que la resistencia al corte es función de variables como

$$\text{resistencia al corte} = F(\phi, e, T, \dot{\epsilon}, \sigma', S) \quad (2.3)$$

Donde ϕ es el parámetro que representa las características friccionantes; e , es la relación de vacíos; T , temperatura; $\dot{\epsilon}$, velocidad de deformación; σ' , esfuerzo aplicado; y S , estructura.

Con base en estas variables se encuentra una ecuación que toma en cuenta todas las variables y da como resultado la resistencia para un cierto momento y para las condiciones de prueba, no necesariamente en la falla. La ecuación es la siguiente,

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = A' S \Delta E_0 + A S T \ln \dot{\epsilon}_1 - A B S T + \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \Phi' \quad (2.4)$$

Si se toma en cuenta que la deformación se lleva a cabo a temperatura, estructura y velocidad de deformación constante, entonces la ecuación anterior toma la forma,

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) = c + \sigma'_m \cdot \tan \phi \quad (2.5)$$

Esencialmente resulta la ecuación de Coulomb. Sin embargo, las suposiciones que se deben hacer son lo que limita su uso, por ejemplo asumir que la arcilla tiene 25×10^{13} partículas por gramo de sólidos y una relación de vacíos de 1.5. Además, el diámetro esférico equivalente de una partícula de arcilla para una densidad específica de 2.70 es de 0.14μ , entre otras suposiciones. Haciendo estas suposiciones la ecuación 2.4 obtiene valores razonables de esfuerzo desviador. Sin embargo, su uso se limita a hacer esas suposiciones correctamente para cada tipo de suelo.

Aún con estas limitaciones si se controla que a diferentes magnitudes de esfuerzo desviador, la deformación ocurra sin cambio en la estructura, esfuerzo efectivo o temperatura, entonces la velocidad de deformación es la única variable y la ecuación 2.4 se convierte en,

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = a + b \ln \dot{\epsilon}_1 \quad (2.6)$$

Esta ecuación tiene la forma del comportamiento observado por Kulhawy y Mayne (1990), donde a y b valen 1 y 0.1, respectivamente. Con la diferencia que la resistencia está normalizada por la resistencia a una velocidad determinada (1 %/h).

Akai *et al* (1975) en su estudio utiliza ecuaciones empíricas de autores como Yong y Japp (1969) y Murayama *et al* (1972) y encuentra que son equivalentes, además, basados en las dos ecuaciones anteriores, los autores llegan a la ecuación de *creep* propuesta por Singh y Mitchell (1968). A diferencia de las ecuaciones de Mitchell las derivadas por Akai *et al* no tiene variables ficticias (*sic*). El hecho de que desde distintos puntos de vista se obtengan ecuaciones de comportamiento similares conduce a pensar que existe una relación única esfuerzo-deformación-velocidad de deformación-tiempo.

En relación con la presión de poro se ha observado que al disminuir la velocidad de deformación, la presión de poro aumenta a causa de la deformación por *creep* o flujo plástico, esto sucede a velocidades bajas. Mientras que en velocidades altas la presión de poro parece no ser dependiente de la velocidad de deformación. Alberro y Santoyo (1973) encontraron que la magnitud de la presión de poro en la falla varía linealmente con la presión de confinamiento y es independiente de la velocidad de deformación. Zhu y Yin (2000) encuentran que al aumentar la velocidad de deformación, la presión de poro disminuye.

Sin embargo, Akai *et al* (1975) no encuentran alguna tendencia en cuanto a los valores de la presión de poro. En arcillas normalmente consolidadas aumenta la presión de poro al disminuir la velocidad de deformación por el efecto de flujo plástico (Lefebvre y LeBoeuf 1987). En tanto para arcillas preconsolidadas, la presión de poro parece no estar influenciada por la velocidad de deformación antes del pico. Después del pico parece que sí existe influencia, quizá porque se rompe la estructura y se comporta como normalmente consolidada. Es decir, por el efecto de preconsolidación la estructura es tan rígida que

impide la generación de la presión de poro, hasta antes de la falla y después viene la ruptura de la estructura.

No debemos olvidar en ningún momento el efecto del tiempo en la uniformación de la presión de poro en el espécimen para velocidades altas donde quizá los resultados pueden no ser representativos. Lefebvre y LeBoeuf (1987) observaron para velocidades altas que las presiones de poro no tuvieron tiempo de estabilizarse, creando problemas de medición.

MODELADO DEL COMPORTAMIENTO: PRINCIPIO DE PROPORCIONALIDAD NATURAL

3.1 Introducción

El primer nombre que utilizó el Dr. Juárez Badillo para su teoría fue el de Principio de la Belleza Científica de acuerdo a un principio filosófico de George Birkhoff, que definía belleza como la relación entre orden y complejidad, por lo que entre más ordenada y menos compleja sea una obra más bella es. Esto llevó a pensar al Dr. Juárez que el universo es simple y ordenado atendiendo a su belleza. Por lo tanto las ecuaciones que definen el comportamiento de los materiales que en él se encuentran deben ser también simples. En la teoría se consideran dos variables (las de mayor interés, en este caso esfuerzo-deformación) mientras las demás se mantienen constantes. La primera se hace variar de cero a infinito, es decir, tiene dominio completo, y se denomina variable propia y al mismo tiempo es también una función propia, mientras se observa qué pasa con la segunda variable, se obtiene una función propia que involucre a ésta última y que tenga también dominio completo. Por lo tanto, existe una relación directa y proporcional en todo el dominio (de cero a infinito) entre la primera variable y la función que contiene a la segunda variable, de aquí el nombre que utilizó el Dr. Juárez Badillo para llamar a su teoría: Principio de Proporcionalidad Natural.

En este capítulo se describe la teoría del Principio de Proporcionalidad Natural aplicada al comportamiento esfuerzo – deformación de los geomateriales.

3.2 Ecuaciones generales: esfuerzo desviador – deformación axial unitaria

Sean X_1 (axial), X_2 y X_3 un sistema de ejes cartesiano y consideremos un espécimen cilíndrico de suelo, Fig. 3.1, sujeto a una presión isotrópica de consolidación σ_{c0} . Además, las dimensiones de la probeta una vez que fue sometida a la presión σ_{c0} son X_1 , X_2 y X_3 , mientras que X_{10} , X_{20} y X_{30} son las dimensiones iniciales de la muestra.

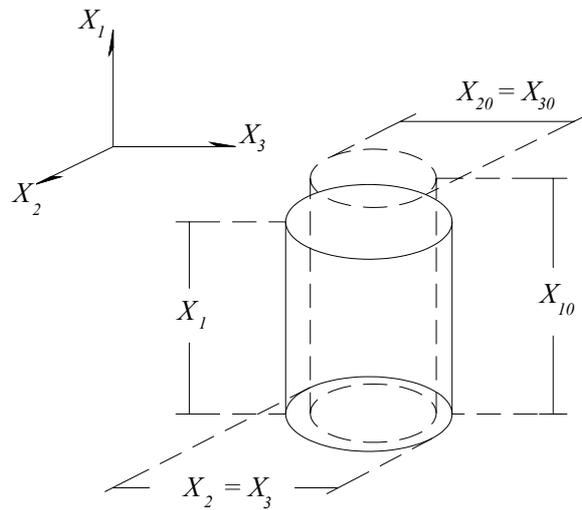


Fig. 3.1. Sistema cartesiano y dimensiones.

En una prueba de compresión triaxial las deformaciones naturales axial y radial son,

$$\varepsilon_a = \varepsilon_1 = \ln \frac{X_1}{X_{10}} \quad (3.1)$$

$$\varepsilon_r = \varepsilon_2 = \varepsilon_3 = \ln \frac{X_2}{X_{20}} = \ln \frac{X_3}{X_{30}} \quad (3.2)$$

De forma similar la deformación unitaria natural volumétrica se define de la siguiente manera,

$$\varepsilon_v = \ln \frac{V}{V_0} = \ln \frac{X_1 X_2 X_3}{X_{10} X_{20} X_{30}} = \ln \frac{X_1}{X_{10}} + \ln \frac{X_2}{X_{20}} + \ln \frac{X_3}{X_{30}} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \quad (3.3)$$

La deformación natural isotrópica es la tercera parte de la deformación unitaria natural volumétrica, por tanto,

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_v}{3} = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3}{3} = \frac{\varepsilon_a + 2\varepsilon_r}{3} \quad (3.4)$$

Así, las deformaciones desviadoras naturales axial y radial se definen como,

$$e_a = \varepsilon_a - \varepsilon \quad (3.5)$$

$$e_r = \varepsilon_r - \varepsilon \quad (3.6)$$

Despejando ε_a y ε_r de 3.5 y 3.6 y sustituyendo en 3.4, tenemos que,

$$e_a + 2e_r = 0 \Rightarrow e_r = -\frac{1}{2}e_a \quad (3.7)$$

La deformación natural general al cortante (Juárez Badillo 1974) se define como,

$$\eta = \varepsilon_a - \varepsilon_r = e_a + \varepsilon - e_r - \varepsilon = e_a - e_r = e_a + \frac{1}{2}e_a = \frac{3}{2}e_a \quad (3.8)$$

Para definir la relación entre los esfuerzos desviadores y las deformaciones al cortante, pensemos en una prueba de compresión. Si σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor, respectivamente, entonces $(\sigma_1 - \sigma_3)$ es el esfuerzo desviador. En esta prueba el esfuerzo desviador varía entre 0 y un valor final, mientras que la relación X_1/X_3 que representa la forma de la probeta varía de X_{10}/X_{30} a cero.

Si definimos x como el esfuerzo desviador normalizado por la presión de consolidación σ_{c0} y el subíndice f indica un valor final, tenemos,

$$x = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} \quad (3.9)$$

$$x_f = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} \right)_f \quad (3.10)$$

Donde,

x_f es el valor de x para $e_a = \infty$

Como se muestra en la Fig. 3.2 las variables no tienen dominios completos. Por medio del Principio de Proporcionalidad Natural se encontrará una función sencilla con dominio completo. Se toma como variable propia la relación X_1/X_3 , entonces es necesario obtener una función propia que contenga a la variable x , así, la función más sencilla es $1 - \frac{x}{x_f}$ y ambas comienzan en cero.

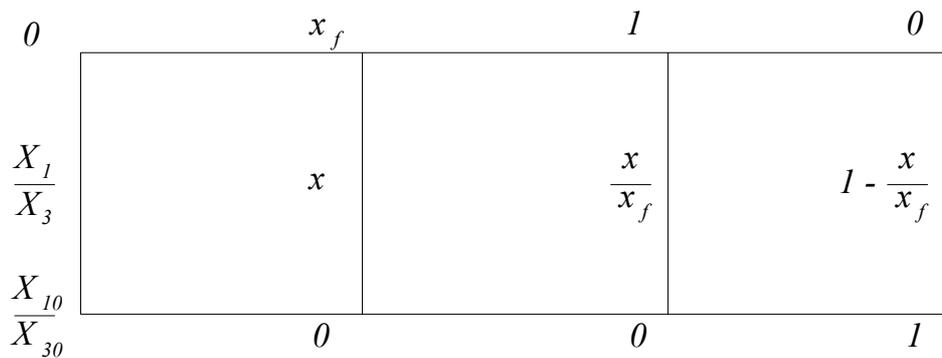


Fig. 3.2 Principio de Proporcionalidad Natural.

Por lo tanto, la relación entre ambas funciones propias es,

$$\frac{d\left(\frac{X_1}{X_3}\right)}{\left(\frac{X_1}{X_3}\right)} = -\mu \frac{d\left(\frac{x}{2}\right)}{\left(1 - \frac{x}{x_f}\right)^\nu} \quad (3.11)$$

Donde μ y ν son el coeficiente y exponente cortante, respectivamente, y son propiedades o parámetros del geomaterial (Juárez Badillo, 1995). Estos parámetros se suponen constantes si la velocidad de deformación es constante. La deformación al cortante se relaciona como sigue,

$$\frac{d\left(\frac{X_1}{X_3}\right)}{\left(\frac{X_1}{X_3}\right)} = d\eta \quad (3.12)$$

La ecuación 3.11 queda como,

$$d\eta = -\mu \frac{d\left(\frac{x}{2}\right)}{\left(1 - \frac{x}{x_f}\right)^\nu} \quad (3.13)$$

De la relación asentada en la ecuación 3.8 y en forma diferencial, la deformación natural general al cortante es proporcional a la deformación natural desviadora en $\frac{3}{2}$, sustituyendo en la ecuación anterior tenemos,

$$\frac{3}{2} de_a = -\mu \frac{\frac{dx}{2}}{\left(1 - \frac{x}{x_f}\right)^\nu} \quad (3.14)$$

Si definimos como y a la relación entre el esfuerzo desviador normalizado y el final, y despejamos de_a , se obtiene,

$$y = \frac{x}{x_f} \quad (3.15)$$

$$de_a = -\frac{2}{3}\mu \frac{\frac{dx}{2}}{(1-y)^\nu} = -\frac{1}{3}\mu \frac{dx}{(1-y)^\nu} \quad (3.16)$$

Diferenciando la ecuación 3.15 y sustituyendo dx en 3.16,

$$dy = \frac{dx}{x_f} \Rightarrow dx = dy \cdot x_f \quad (3.17)$$

$$de_a = -\frac{1}{3}\mu \cdot x_f \frac{dy}{(1-y)^\nu} \quad (3.18)$$

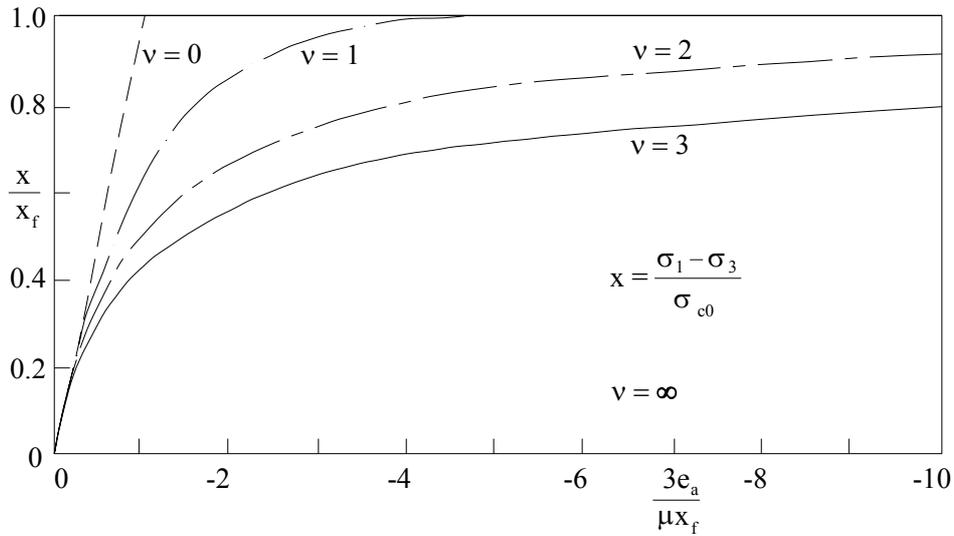
Integrando la ecuación anterior tenemos para $\nu > 1$,

$$e_a = -\frac{1}{3}\mu \cdot x_f \frac{1}{\nu-1} \left[\frac{1}{(1-y)^{\nu-1}} - 1 \right] \quad (3.19)$$

Para el caso particular de $\nu = 1$,

$$e_a = \frac{1}{3}\mu \cdot x_f \ln(1-y) \quad (3.20)$$

La ecuación 3.18 se denomina función normal y_N . En la Fig. 3.3 se grafica esta función para distintos valores de ν .


 Fig. 3.3. Función normal, y_N .

Para transformar las deformaciones axiales comunes a deformaciones desviadoras naturales se usará,

$$e_a = \ln(1 + \varepsilon_a) - \frac{\varepsilon_v}{3} \quad (3.21)$$

En pruebas de compresión e_a y ε_a son negativos. Para el caso de pruebas no drenadas, al no permitirse el drenaje el volumen no cambia y por lo tanto la deformación volumétrica ε_v , es nula, utilizando sólo el primer término.

Algunas relaciones con la teoría de la elasticidad se pueden obtener a partir de la ecuación 3.13 en su forma,

$$d\eta = -\mu \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{2\sigma_{c0} \left(1 - \frac{x}{x_f}\right)^{\nu}} \quad (3.22)$$

Tenemos que,

$$d\eta = \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{2G} \quad (3.23)$$

Donde G , es el módulo tangente de rigidez al cortante en la parte inicial de la curva esfuerzo-deformación, en el origen,

$$d\eta = -\mu \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{2\sigma_{c0}} = -\mu \frac{d\tau}{\sigma_{c0}} = -\frac{d\tau}{G_0} \Rightarrow G_0 = \frac{\sigma_{c0}}{\mu} \quad (3.24)$$

$$E_0 = \frac{3\sigma_{c0}}{\mu} \quad (3.25)$$

Donde,

G_0 , módulo de rigidez al cortante inicial

E_0 , módulo de deformación en el origen

σ_{c0} , presión de consolidación

μ , coeficiente cortante

3.3 Ecuaciones generales para arcillas: esfuerzo desviador – deformación axial unitaria natural

Si consideramos una muestra de arcilla con volumen V , bajo una presión isotrópica σ , y se aumenta el esfuerzo hasta un valor máximo $\sigma = \sigma_p$, (σ_p , presión isotrópica de preconsolidación), permitiendo el drenaje, y después se disminuye hasta un valor $\sigma = \sigma_c$, (σ_c , presión isotrópica de consolidación). Entonces la presión isotrópica equivalente σ_e , se define como la presión sobre la curva de compresión para un volumen determinado, ésta es la presión que realmente gobierna el comportamiento mecánico del material porque es a la que está consolidada. En la Fig. 3.4 se muestra lo antes descrito. Por efecto de la preconsolidación se tiene una presión isotrópica almacenada,

$$\sigma_s = \sigma_e - \sigma_c \quad (3.26)$$

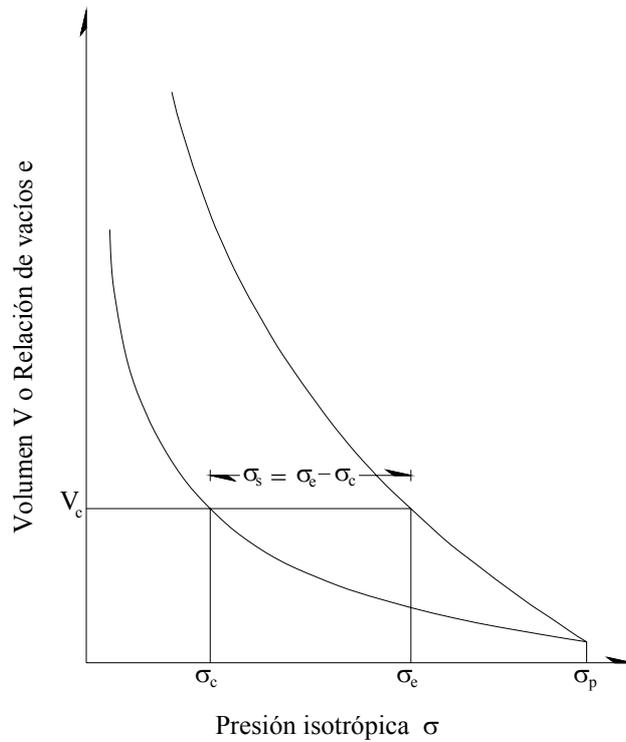


Fig. 3.4. Fenómeno de preconsolidación.

Donde σ_e es la presión equivalente en la rama virgen de compresibilidad.

En el caso de un gas ideal donde el producto $V\sigma = cte$ (Ley de Boyle) tenemos,

$$dV \cdot \sigma + V \cdot d\sigma = 0 \quad (3.27)$$

Entonces,

$$\frac{dV}{V} = -\frac{d\sigma}{\sigma} \quad (3.28)$$

Si se postula una ley para los suelos de la misma forma pero utilizando un coeficiente de proporcionalidad γ (coeficiente de compresibilidad) que varía entre cero y uno, se tiene para la rama de compresión,

$$\frac{dV}{V} = -\gamma \frac{d\sigma}{\sigma} \quad (3.29)$$

Integrando la ecuación anterior se llega a,

$$\ln \frac{V}{V_0} = -\gamma \ln \frac{\sigma}{\sigma_0} \quad (3.30)$$

De donde

$$\frac{V}{V_0} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\gamma} \quad (3.31)$$

A partir del siguiente esquema de suelo saturado, Fig. 3.5, si consideramos el volumen de sólidos igual a la unidad, el volumen de vacíos es igual a la relación de vacíos, entonces el volumen total será $1 + e$, por lo que,

$$\frac{V}{V_0} = \frac{1+e}{1+e_0} \quad (3.32)$$

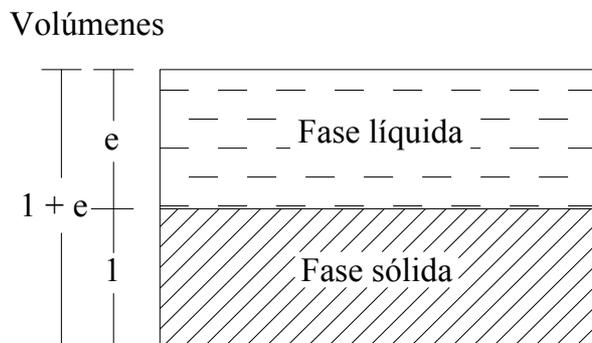


Fig. 3.5. Esquema suelo saturado.

Sustituyendo en la ecuación 3.31 tenemos

$$\frac{1+e}{1+e_0} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\gamma} \quad (3.33)$$

Si despejamos de la ecuación 3.31 el coeficiente de compresibilidad γ se obtiene,

$$\gamma = - \frac{\ln \frac{V}{V_0}}{\ln \frac{\sigma}{\sigma_0}} \quad (3.34)$$

Como ya se dijo, en la curva de expansión se disminuye la presión isotrópica pero el suelo no libera toda la energía, sólo una fracción de esa presión se usa en la expansión y la otra es la presión almacenada, σ_s . Por lo tanto, para la curva de expansión se tiene,

$$\frac{dV}{V} = -\gamma \frac{d\sigma_e}{\sigma_e} \quad (3.35)$$

La cantidad usada en la expansión está gobernada por una fracción $\rho < 1$ de la relación $\frac{d\sigma}{\sigma}$,

$$\frac{d\sigma_e}{\sigma_e} = \rho \frac{d\sigma}{\sigma} \quad (3.36)$$

Sustituyendo en 3.35, tenemos,

$$\frac{dV}{V} = -\gamma \left(\rho \frac{d\sigma}{\sigma} \right) = -\gamma \rho \frac{d\sigma}{\sigma} = -\gamma_p \frac{d\sigma}{\sigma} \quad (3.37)$$

$$\gamma_p = \gamma \cdot \rho \Rightarrow \rho = \frac{\gamma_p}{\gamma} \quad (3.38)$$

Donde

γ , coeficiente de compresibilidad

γ_p , coeficiente de expansibilidad

ρ , relación expansibilidad - compresibilidad

Integrando 3.36, se obtiene,

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_{e0}} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^\rho \quad (3.39)$$

De la Fig. 3.4 las curvas de compresión y expansión se interceptan en el mismo punto, entonces, $\sigma_{e0} = \sigma_{c0} = \sigma_p$ y la ecuación anterior queda como,

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_p} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_p} \right)^\rho \quad (3.40)$$

Es conocido que la relación $\frac{\sigma_p}{\sigma_c}$ es el grado de preconsolidación, OCR (Over Consolidation Ratio), mientras que se denomina factor de preconsolidación, OCF (Over Consolidation Factor, Juárez Badillo 1994) a la relación $\frac{\sigma_e}{\sigma_c}$, tenemos que,

$$OCF = \frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}} = \frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{p0}} \frac{\sigma_{p0}}{\sigma_{c0}} = \left(\frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{p0}} \right)^\rho \frac{\sigma_{p0}}{\sigma_{c0}} = \left(\frac{\sigma_{p0}}{\sigma_{c0}} \right)^{1-\rho} = (OCR)^{1-\rho} \quad (3.41)$$

Donde,

σ_{e0} , esfuerzo equivalente inicial de consolidación

σ_{p0} , esfuerzo de preconsolidación inicial

Una vez definidas las relaciones anteriores, se establecen en lo que sigue, las relaciones esfuerzo desviador – deformación para las arcillas tanto normalmente consolidadas como preconsolidadas. En el caso de que las arcillas sean normalmente consolidadas, es decir, $\sigma_{c0} = \sigma_{e0} = \sigma_p$, entonces OCR y OCF son iguales a la unidad en las ecuaciones, por lo que éstas son válidas para ambas condiciones.

El comportamiento esfuerzo – deformación se describe según el Principio de Proporcionalidad Natural, con ecuaciones antes del “pico” y después de éste. Por tanto, es necesario definir el concepto de “pico”. Si σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales vertical y horizontal. Entonces el esfuerzo desviador será $(\sigma_1 - \sigma_3)$. El esfuerzo máximo o “pico” será la mayor diferencia de esfuerzos, comúnmente usado como criterio de falla en suelos. En la Fig. 3.6 se muestra el “pico” en una curva típica esfuerzo – deformación.

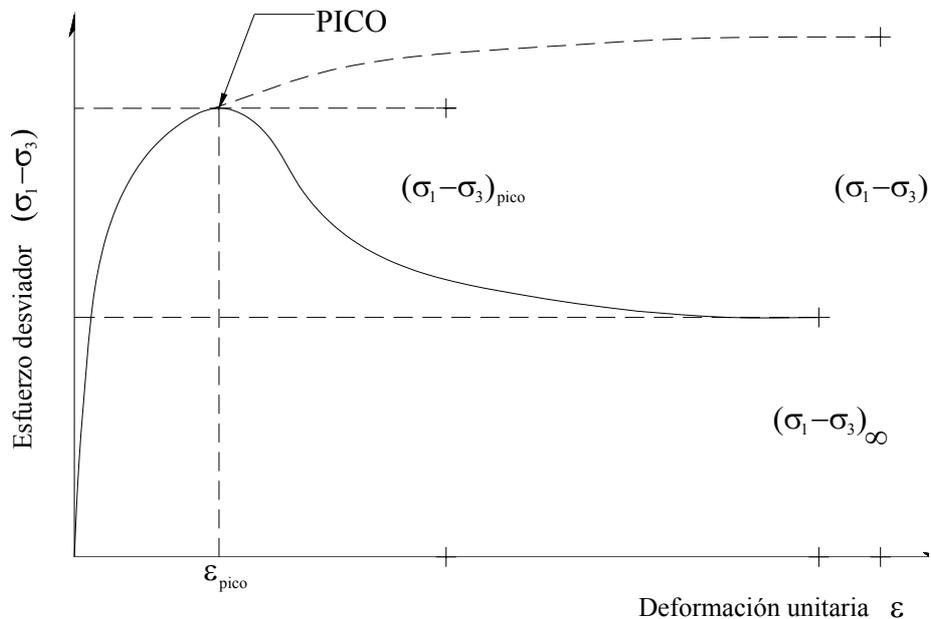


Fig. 3.6 Definición del “pico” en una curva esfuerzo – deformación.

3.3.1 Ecuación de comportamiento antes del “pico” (pre-pico)

Sustituyendo la ecuación 3.15 en la 3.19 para cualquier valor de ν , excepto 1, además de incluir el efecto de la preconsolidación (Juárez Badillo, 1995),

$$e_a = -\frac{1}{3} \mu \cdot x_f \cdot (OCF)^{-\frac{1}{\nu}} \cdot \frac{1}{\nu-1} \left[\frac{1}{\left(1 - \frac{x}{x_f}\right)^{\nu-1}} - 1 \right] \quad (3.42)$$

Donde x y x_f tiene el significado mostrado en 3.9 y 3.10. Despejando el valor de x de la ecuación anterior para $\nu=2$,

$$x = x_f \left[1 - \left(1 - \frac{3e_a \sqrt{OCF}}{\mu \cdot x_f} \right)^{-1} \right] = \frac{3e_a \cdot x_f \sqrt{OCF}}{3e_a \sqrt{OCF} - \mu \cdot x_f} \quad (3.43)$$

Ecuación que describe el comportamiento esfuerzo desviador – deformación axial natural tomando en cuenta el grado de preconsolidación. Los valores de ν , 1 y 2, obedecen principalmente a que en suelos se ha encontrado que son de este orden. En el caso particular de $\nu=1$, tenemos,

$$x = x_f \left[1 - e^{-\frac{3e_a OCF}{\mu \cdot x_f}} \right] \quad (3.44)$$

3.3.2 Ecuación de comportamiento después del “pico” (pos-pico)

Aplicando el Principio de Proporcionalidad Natural en la región pos-pico tomamos como variable y función propia e_a , variando de 0 a ∞ y el esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$) variando de

∞ a $(\sigma_1 - \sigma_3)_\infty$. Así, la función propia es $\sigma = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 - \sigma_3)_\infty$. De esta forma, e_a varía de 0 a ∞ y σ de ∞ a 0, como se muestra en la siguiente figura.

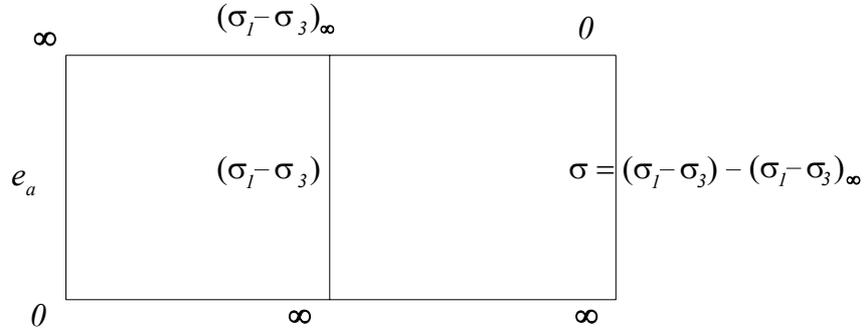


Fig. 3.7. Principio de Proporcionalidad Natural. Región pos-pico.

Entonces la relación entre funciones queda como,

$$\frac{e_a}{e_{a1}} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_1} \right)^{-v} = \left[\frac{(\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 - \sigma_3)_\infty}{(\sigma_1 - \sigma_3)_1 - (\sigma_1 - \sigma_3)_\infty} \right]^{-v} = \left(\frac{x - x_\infty}{x_1 - x_\infty} \right)^{-v} \quad (3.45)$$

$$\left(\frac{e_a}{e_{a1}} \right)^{-\frac{1}{v}} = \frac{x - x_\infty}{x_1 - x_\infty} \quad (3.46)$$

Esta función se denomina de ductilidad y_D , de donde se puede despejar el valor de x para el pos-pico, quedando como,

$$x = x_\infty + (x_1 - x_\infty) \left(\frac{e_a}{e_{a1}} \right)^{-\frac{1}{v}} \quad (3.47)$$

Donde,

x_∞ resistencia residual

(e_{a1}, x_1) punto conocido

En la Fig. 3.8 se grafica la función de ductilidad, y_D , para distintos valores de v .

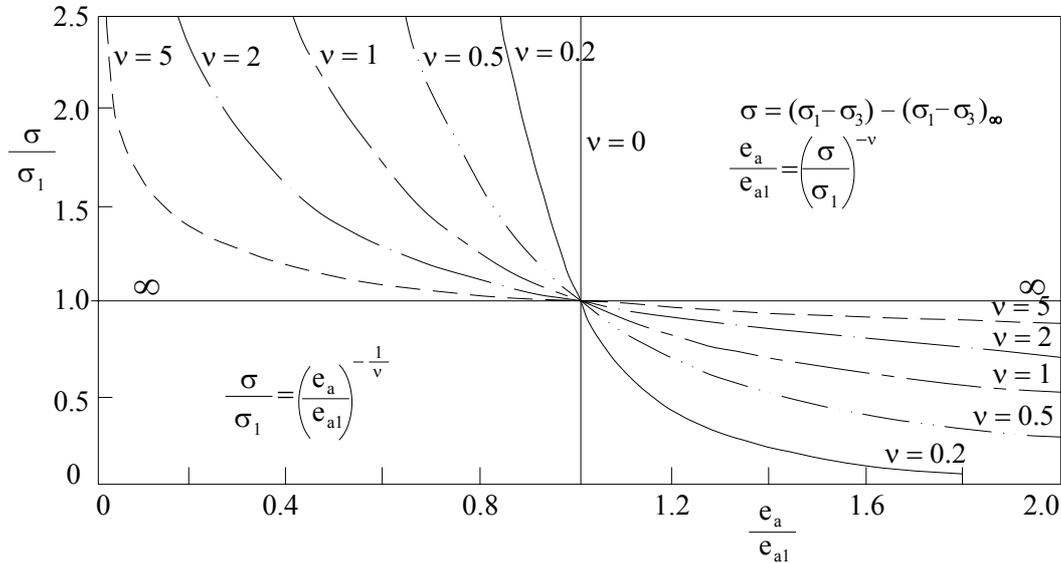


Fig. 3.8 Función de ductilidad, y_D .

Con las ecuaciones 3.42 y 3.47 se puede describir el comportamiento esfuerzo-deformación de cualquier suelo en la rama antes y después del pico.

3.4 Ecuaciones generales para arcillas: presión de poro – deformación axial unitaria natural

En las pruebas triaxiales se producen esfuerzos desviadores. Cualquier cambio en los esfuerzos provoca deformaciones desviadoras, éstas a su vez cambian la forma de la muestra perturbando la estructura de la arcilla y modificando su capacidad para soportar esfuerzos isotrópicos o para almacenar presiones isotrópicas en el caso de suelos preconsolidados. Estos cambios son adicionales a los producidos por la componente isotrópica del estado de esfuerzos. En pruebas no drenadas, el volumen permanece constante por estar impedido el drenaje. Si el incremento en la presión exterior es igual en todas direcciones e igual a $\Delta\sigma$, inducirá presión de poro tanto en muestras normalmente

consolidadas como muestras preconsolidadas, de la misma magnitud del incremento, como sigue,

$$\Delta u = \Delta \sigma = \frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3}{3} \quad (3.48)$$

Ahora, si el cambio de esfuerzos no es isotrópico, se presenta una presión de poro adicional, por la perturbación debida al cambio de forma de la muestra. La muestra ha sido consolidada a una presión σ_{c0} , por la perturbación de la estructura ya no puede soportar parte de esa presión y el agua debe ayudar a soportar dicha parte de presión en forma de presión de poro. Si para $e_a = \infty$, el agua tiene que ayudar aportando la fracción $\alpha \sigma_{c0}$; con $\alpha \leq 1$, la presión de poro final $(\Delta u)_f$ para $e_a = \infty$ será,

$$(\Delta u)_f = \left(\frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3}{3} \right)_f + \alpha \sigma_{c0} \quad (3.49)$$

Como se explicó arriba los cambios debidos a los esfuerzos no isotrópicos producen presión de poro adicional, entonces, para $e_a = \infty$, existe una componente debida a los esfuerzos isotrópicos y una segunda a la perturbación de la estructura debida a las deformaciones cortantes.

En $e_a = \infty$ la componente adicional vale $\alpha \sigma_{c0}$, pero antes vale una fracción. Para describir este comportamiento antes de $e_a = \infty$ se multiplica $\alpha \sigma_{c0}$ por una función y denominada de sensibilidad, por depender de la sensibilidad de la estructura bajo deformaciones desviadoras producidas por los esfuerzos cortantes.

Por tanto, si aplicamos el Principio de Proporcionalidad Natural para obtener la función de sensibilidad en términos de las deformaciones desviadoras naturales (e_a), tenemos que la deformación desviadora natural e_a , varía entre 0 e ∞ . Por otra parte, la función de sensibilidad es obvio que varía de cero, el comenzar la prueba, a la unidad cuando $e_a = \infty$.

En la Fig. 3.9 se muestra el planteamiento del principio para encontrar la función propia de y .

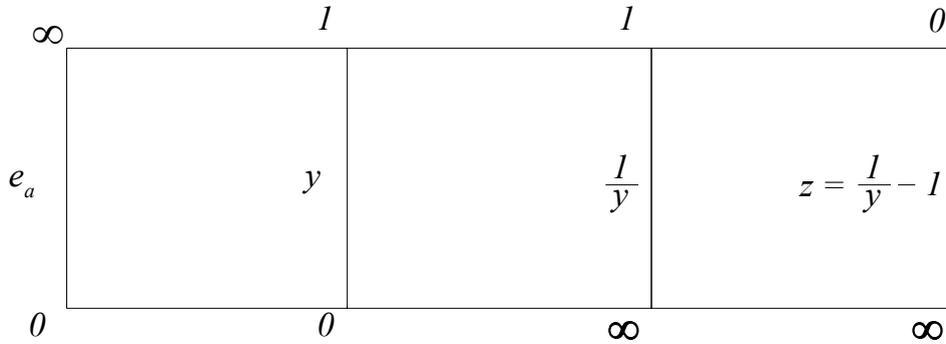


Fig. 3.9. Principio de Proporcionalidad Natural. Función de sensibilidad.

De la Fig. 3.9 se encuentra que la función más simple con dominio completo es $z = \frac{1}{y} - 1$, así tenemos,

$$\frac{\frac{1}{y} - 1}{\frac{1}{y_1} - 1} = \left(\frac{e_a}{e_{a1}} \right)^{-\beta} \quad (3.50)$$

Donde,

β , coeficiente de presión de poro

Ahora, si $e_a = e_a^*$ esta condición corresponde a $y = \frac{1}{2}$, y despejando el valor de y , tenemos,

$$y = \frac{1}{1 + \left(\frac{e_a}{e_a^*} \right)^{-\beta}} \quad (3.51)$$

Donde,

e_a , deformación desviadora natural

e_a^* , deformación desviadora natural característica para $y = \frac{1}{2}$

En la Fig. 3.10 se grafica la función de sensibilidad y , para distintos valores de β .

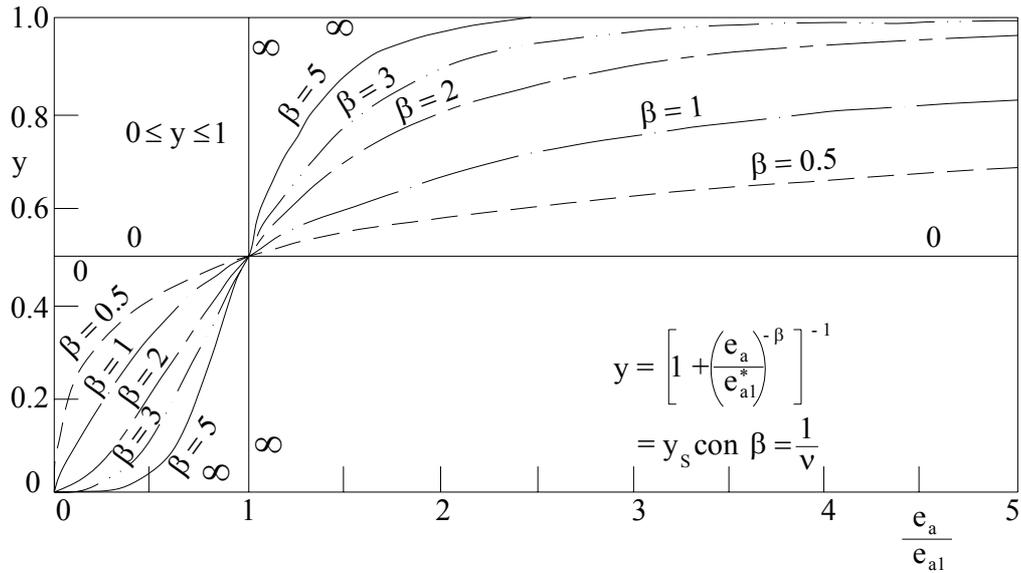


Fig. 3.10. Función de sensibilidad, y .

Si sustituimos la ecuación 3.51 en la 3.49 y además dividimos entre σ_{c0} , para tenerla en forma adimensional,

$$\frac{\Delta u}{\sigma_{c0}} = \frac{1}{3} \frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3}{\sigma_{c0}} + \alpha \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{e_a}{e_a^*} \right)^{-\beta}} \right] \quad (3.52)$$

Por tratarse de pruebas de compresión aumentando el esfuerzo axial solo existe $\Delta \sigma_1$ y la componente isotrópica será,

$$\frac{\Delta\sigma_i}{\sigma_{c0}} = \frac{1}{3} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma_{c0}} = \frac{x}{3} \quad (3.53)$$

Y la presión de poro,

$$\frac{\Delta u}{\sigma_{c0}} = \frac{1}{3} \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} \right) + \alpha \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{e_a}{e_a^*} \right)^{-\beta}} \right] \quad (3.54)$$

En $e_a = \infty$,

$$\left(\frac{\Delta u}{\sigma_{c0}} \right)_f = \frac{1}{3} \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{c0}} \right)_f + \alpha \quad (3.55)$$

Al aplicar los esfuerzos cortantes a la probeta de suelo, se genera deformación al cortante y cambio de forma que perturba su estructura. En suelos preconsolidados esa perturbación libera parte de la presión almacenada ocasionando esfuerzos de tensión en el agua de poro. Es lógico que no toda la presión se libere, sólo la necesaria que contribuya a soportar en forma de presión de poro el efecto de la perturbación. Esta fracción liberada cuando $e_a = \infty$ será $\alpha\sigma_s = \alpha(\sigma_e - \sigma_c)$, α es el coeficiente de presión de poro arriba mencionado. La segunda componente $\alpha\sigma_{c0}$ debida a la perturbación cuando la arcilla es normalmente consolidada, es obvio que al aumentar el estado de preconsolidación, ésta deberá disminuir. Si σ_{c0} es la presión de consolidación y σ_{e0} la presión equivalente a la que realmente está consolidado el suelo, entonces la fracción $\alpha\sigma_{c0}$ se verá reducida en un valor $\frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{e0}}$. Con las consideraciones

anteriores la ecuación de presión de poro para $e_a = \infty$ es,

$$(\Delta u)_f = \left(\frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} \right)_f + \alpha\sigma_{c0} \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{e0}} - \alpha(\sigma_{e0} - \sigma_{c0}) \quad (3.56)$$

Para instantes antes de $e_a = \infty$, las componentes de presión de poro se multiplican por la función de sensibilidad y , antes mencionada. De la ecuación 3.53 conocemos cuál es la componente isotrópica, normalizando y agrupando la ecuación de presión de poro es,

$$\frac{\Delta u}{\sigma_{co}} = \frac{x}{3} - \alpha \left(\frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}} - 1 - \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{e0}} \right) y \quad (3.57)$$

Sabemos que $OCF = \frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{c0}}$ (ec. 3.41), y sustituyendo el valor de la función de sensibilidad y (ec. 3.51), en la anterior tenemos,

$$\frac{\Delta u}{\sigma_{co}} = \frac{x}{3} - \alpha \left(OCF - 1 - \frac{1}{OCF} \right) \cdot \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{e_a}{e_a^*} \right)^{-\beta}} \right] \quad (3.58)$$

Esta es la ecuación general de presión de poro que toma en cuenta el grado de preconsolidación. Para arcillas normalmente consolidadas, $\sigma_{c0} = \sigma_{e0} = \sigma_p$ y por tanto OCR y OCF son iguales a la unidad. Sustituyendo $OCF = 1$ en la ecuación 3.58 para arcillas preconsolidadas se deberá obtener la ecuación 3.54 para arcillas normalmente consolidadas. Por lo tanto, esta última ecuación es general para cualquier tipo de arcilla. El valor de x depende de la región de comportamiento que se requiere describir, esto es, antes o después del pico.

Resulta importante mencionar que en el segundo término de la ecuación 3.58 existe un valor crítico de OCF. Al igualar el segundo término a cero, el valor de OCF que cumple con esa condición es 1.618. En teoría, para ese valor de OCF no importa que valores se usen de α , β y e_a^* , el segundo término será siempre cero. Esto resulta importante en pruebas con OCF cercano a 1.618 donde la aplicación de esta ecuación conduce a parámetros poco representativos del suelo estudiado, pues teóricamente la presión de poro sólo será debida a la componente isotrópica.

3.4.1 Ecuación de comportamiento antes del “pico” (pre-pico)

La ecuación antes del pico para cualquier valor de ν , excepto 1, es la siguiente,

$$\frac{\Delta u}{\sigma_{co}} = \frac{1}{3} x_f \left\{ 1 - \left[1 + (1-\nu) \frac{3 \cdot e_a \cdot (OCF)^{\frac{1}{\nu}}}{\mu \cdot x_f} \right]^{\frac{1}{1-\nu}} \right\} - \alpha \left(OCF - 1 - \frac{1}{OCF} \right) \cdot \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{e_a}{e_a^*} \right)^{-\beta}} \right] \quad (3.59)$$

La ecuación de comportamiento antes del pico para $\nu=1$ con x de ecuación 3.44, será,

$$\frac{\Delta u}{\sigma_{co}} = \frac{1}{3} x_f \left[1 - e^{-\frac{3e_a OCF}{\mu \cdot x_f}} \right] - \alpha \left(OCF - 1 - \frac{1}{OCF} \right) \cdot \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{e_a}{e_a^*} \right)^{-\beta}} \right] \quad (3.60)$$

Para $\nu=2$ con x pre-pico (ec. 3.43), tenemos,

$$\frac{\Delta u}{\sigma_{co}} = \frac{1}{3} \left[\frac{3e_a \cdot x_f \sqrt{OCF}}{3e_a \sqrt{OCF} - \mu \cdot x_f} \right] - \alpha \left(OCF - 1 - \frac{1}{OCF} \right) \cdot \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{e_a}{e_a^*} \right)^{-\beta}} \right] \quad (3.61)$$

3.4.2 Ecuación de comportamiento después del “pico” (pos-pico)

En la región pos-pico el comportamiento está descrito por la siguiente ecuación para cualquier valor de ν , (x , ecuación 3.47),

$$\frac{\Delta u}{\sigma_{co}} = \frac{1}{3} \left[x_{\infty} + (x_1 - x_{\infty}) \left(\frac{e_a}{e_{a1}} \right)^{\frac{1}{\nu}} \right] - \alpha \left(OCF - 1 - \frac{1}{OCF} \right) \cdot \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{e_a}{e_a^*} \right)^{-\beta}} \right] \quad (3.62)$$

3.5 Ecuación general de comportamiento: resistencia – velocidad de deformación

Si aplicamos el Principio de Proporcionalidad Natural al efecto de la velocidad de deformación en la resistencia, tomando como variable propia la velocidad de deformación $\dot{\epsilon}$, que varía de 0 a ∞ , mientras que la resistencia al corte máxima x_m (ec. 3.9 pero con $(\sigma_1 - \sigma_3)$ máximo), varía de un valor x_0 a ∞ . Por tanto, la función más sencilla con dominio completo es $z = x_m - x_0$. En la Fig. 3.11 se muestra la aplicación del principio.

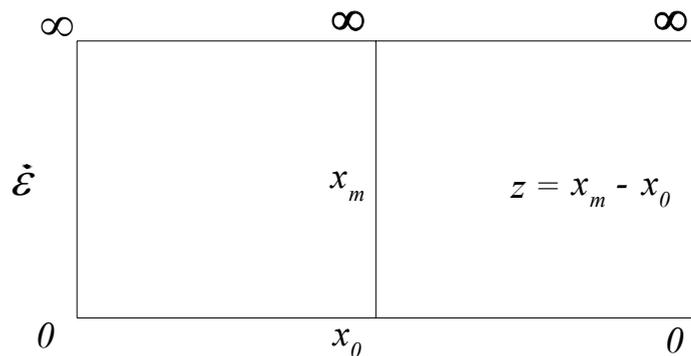


Fig. 3.11 Principio de Proporcionalidad Natural. Función propia resistencia – velocidad de deformación.

La relación entre ambas funciones es,

$$\frac{dz}{z} = \lambda \frac{d\varepsilon}{\varepsilon} \quad (3.63)$$

Integrando y sustituyendo el valor de la función z , tenemos,

$$\frac{x_m - x_0}{x_{m1} - x_0} = \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_1} \right)^\lambda \quad (3.64)$$

Donde,

(x_{m1}, ε_1) punto de referencia

λ , parámetro de velocidad

Si despejamos de la ecuación 3.64 el valor de la resistencia x_m , finalmente queda,

$$x_m = x_0 + (x_{m1} - x_0) \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_1} \right)^\lambda \quad (3.65)$$

La ecuación anterior describe el comportamiento de la resistencia máxima con la velocidad de deformación.

EQUIPO Y PROCEDIMIENTO DE PRUEBAS

4.1 Introducción

En el desarrollo de la parte experimental de esta investigación se realizaron dos tipos de pruebas principalmente: consolidación unidimensional y triaxial consolidada – no drenada, además de las respectivas pruebas índice como densidad de sólidos y límites de consistencia. A continuación se describen ambas pruebas.

4.2 Consolidación unidimensional

La consolidación de los suelos es un proceso de disminución de volumen en el tiempo, debido a un aumento de cargas sobre el suelo (Juárez & Rico 2001). En la consolidación unidimensional, se restringe la deformación lateral asumiendo que en los planos horizontales la posición relativa de las partículas de suelo es la misma. Así, se registra la deformación vertical y se relaciona con la carga aplicada.

Para estudiar este fenómeno se realiza una prueba en un dispositivo conocido como odómetro o consolidómetro, el cual puede ser mecánico o neumático donde se aplican incrementos de carga vertical por un tiempo determinado (24 h generalmente) hasta lograr

la disipación del exceso de presión de poro. El principio sigue la teoría de Terzaghi (consolidación primaria). De esta forma se puede encontrar la curva de compresibilidad de un suelo, en donde se relaciona la reducción de vacíos de la estructura y la presión aplicada. El objetivo de realizar pruebas de consolidación unidimensional en esta investigación es obtener algunos parámetros involucrados en las teorías derivadas del Principio de Proporcionalidad Natural (Juárez Badillo 1985), y compararlos con los obtenidos en la etapa de consolidación isotrópica de las pruebas triaxiales, aún cuando las condiciones de frontera en ambas pruebas no son las mismas. En la consolidación en cámara triaxial la presión se aplica por igual en todo el espécimen, mientras que en el odómetro la carga es vertical y se restringe la deformación lateral. Se acepta que las pendientes de ambas curvas son paralelas dado que se trata del mismo suelo.

Para realizar las pruebas de consolidación se siguió el siguiente procedimiento:

- Calibración del sistema para conocer el brazo de palanca y la deformación propia del sistema. Los instrumentos como anillos o celdas de carga deben estar previamente calibrados.
- Labrado de la probeta en el anillo, cuidando de no alterar la muestra. De los cortes se determinan pruebas índice como densidad de sólidos y límites de consistencia, por ciento de finos (si fuera el caso), además de determinar el contenido de agua inicial.
- Determinación del juego de pesas a usar para aplicar las presiones requeridas y en los incrementos deseados. Dado que ya se contaban con datos de resistencia a la compresión simple (q_u) proporcionadas por la empresa Geotec, se pudo estimar la carga de preconsolidación ($\sigma_p \approx 1.5q_u$, Zeevaert 1975) y así obtener suficientes puntos antes de dicha carga para definir la curva de compresibilidad adecuadamente.

- Montaje de la probeta y carga del primer incremento. Cada incremento de carga se dejó actuar por espacio de 24 h, registrando la lectura del micrómetro en cierto tiempo. Para la descarga de la prueba se retiraron las cargas cada 1.5 h en promedio, revisando que la variación fuera pequeña entre lecturas.
- Se desmontó la probeta, pesó y seco en horno para determinar su contenido de agua final.

En la Foto 4.1 se muestra el consolidómetro utilizado.



Foto 4.1 Consolidómetro mecánico.

4.3 Triaxial consolidada – no drenada (CU)

Para medir la resistencia al corte del suelo se utilizaron pruebas triaxiales. Así, se ensaya un espécimen de suelo cilíndrico a una velocidad de deformación constante, provocando una deformación hasta llegar a la resistencia máxima y la falla. Las condiciones de prueba están determinadas por las características del problema de que se trate por lo que las más comunes son no consolidada – no drenada (UU), consolidada – no drenada (CU) y consolidada – drenada (CD). La prueba consolidada – no drenada (CU por sus siglas en

inglés: Consolidated – Undrained) consta de tres etapas: saturación de la muestra; consolidación hasta un nivel de esfuerzos determinado; y etapa de falla, donde se aplica una carga a una velocidad de deformación constante hasta llevar a la falla el material o hasta alcanzar un nivel de deformación determinado, impidiendo el drenaje de la probeta.

Con este fin se utilizó un equipo automatizado marca ELE, que se encuentra en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del Posgrado de Ingeniería. A continuación se describe el equipo así como el procedimiento de prueba empleado.

4.3.1 Descripción del equipo automatizado

El equipo automatizado cuenta con capacidad para realizar tres pruebas al mismo tiempo y en forma independiente, cuenta con un juego de transductores por cada prueba, los cuales transforman una excitación física en una señal eléctrica, la cual es almacenada e interpretada en unidades congruentes con el fenómeno medido. Estas lecturas se toman automáticamente en ciertos intervalos de tiempo, además que se muestran en pantalla en forma de tablas o gráficos. A continuación se describe brevemente cada una de sus partes.

- *Desaireador y suministro de agua.* Ambos equipos se encuentran en la misma unidad, la cual cuenta con un tanque de almacenamiento de 15 litros, que se llena con agua limpia que pasa antes por un juego de dos filtros, esto con el fin de tener mejor calidad de agua y disminuir el tiempo de desaireado. Tiene un panel con una perilla de cuatro posiciones: apagado; llenado; desaireado; y suministro de agua. Una de las funciones es retirar el aire del agua mediante una bomba de vacío. También tiene como función proveer de agua al sistema, mangueras, transductores y cámaras. Una vez saturado el sistema se debe apagar. El tiempo recomendado para obtener un buen desaireado es de 30 minutos (Nava & Rivera 2002). En la Foto 4.2 se muestran los dispositivos.



Foto 4.2 Desaireador y suministro de agua, tanque de almacenamiento.

- *Bomba universal y mecanismo de presión.* Consta de dos partes, una unidad de presión que puede verificar la presión en el sistema y corroborar las presiones de los transductores. La bomba universal tiene la función de controlar o verificar la presión de poro. La Foto 4.3 presenta los dispositivos.



Foto 4.3 Bomba universal y mecanismo de presión.

- *Panel general de control de presiones.* En este dispositivo (Foto 4.4) se regulan las presiones durante la prueba, tiene capacidad para tres equipos manejados en forma independiente. Cuenta con una entrada principal de agua, regulada con una válvula (*a*) y una entrada de aire (*b*) con un manómetro para verificar la presión con que alimenta el compresor. Esta última, tiene un filtro de poli carbonato que evita la entrada de agua que se condensa o alguna partícula sólida. Para cada cámara se tiene lo siguiente: dos entradas de agua con sus respectivas válvulas (*c* y *d*). Con éstas se puede llenar la cámara de agua sin pasar por las interfases. Bajo éstas existen dos perillas (*e* y *f*) que regulan el paso del aire tanto a la membrana en la interfase de celda (*e*) como a la interfase de poro (*f*). Bajo cada perilla, dos válvulas permiten el paso de aire (*g* e *i*) hacia las interfases. Mientras que las válvulas *h* y *j* permiten el paso de agua hacia las interfases durante su llenado y una vez iniciada la prueba el agua presurizada pasa por estos conductos tanto a la celda como a la muestra.



Foto 4.4 Panel general de control de presiones.

- *Interfase agua – aire (Bladder).* Estas interfases constan de un cilindro de lucita dentro del cual se coloca una membrana de hule negro que tiene propiedades elásticas adecuadas para la transmisión directa de presión al agua que está contenida en el cilindro y por tanto en el sistema, así, al ocurrir el cambio de volumen de la membrana, se traduce en un incremento en la presión del agua. La capacidad

máxima de trabajo de la interfase es de 1000 kPa. Las interfases se muestran en la Foto 4.5.



Foto 4.5 Interfase agua – aire (*bladder*).

- *Cámara triaxial y plato base*. La cámara es de lucita con capacidad máxima de 1700 kPa, en ella está contenido el transductor de carga sumergible, Foto 4.6. Cuenta con tres barras que se ajustan con la base para fijar la cámara. El plato base tiene cuatro conductos que se comunican con la presión de cámara, presión en la cabeza del espécimen, presión en la base y un último para drenaje. Cada conducto del plato base tiene dos válvulas entre las cuales se encuentran los transductores de cambio de presión.



Foto 4.6 Cámara triaxial y plato base.

- *Transductor de carga sumergible.* Los transductores de este tipo tienen dos ventajas principales. Por su construcción no se encuentra afectado por las presiones dentro de la cámara y elimina los efectos de la fricción entre el vástago y la cámara dado que la medición es en el contacto con el cabezal de la probeta. La fuerza aplicada se transmite al diafragma del transductor donde se encuentran los doce *strain gages*, los cambios de resistencia se amplifican y se convierte en una señal digital en unidades de fuerza.



Foto 4.7 Transductor de carga sumergible.

- *Transductor de cambio volumétrico.* La capacidad de este transductor es de 80 cm³. El agua fluye a una cámara y mueve el émbolo, que a su vez excita físicamente a un transductor de deformación, obteniéndose una señal en mililitros. Si se está a punto de llegar al final de la carrera es factible cambiar el sentido, ya que cuenta con dos cámaras, el agua entra en la otra cámara y el émbolo se mueve en la dirección opuesta. En el cálculo se debe tomar en cuenta el cambio de signo en las lecturas. Este transductor se muestra en la Foto 4.8.



Foto 4.8 Transductor de cambio volumétrico.

- *Marco digital de carga TRITEST 50.* Con este equipo es factible realizar pruebas de compresión y extensión. Consta de un marco de carga con capacidad máxima en compresión de 50 kN. La fuerza se transmite por medio de una rótula con rosca y tornillo para el ajuste del pistón y un motor eléctrico, que tiene la posibilidad de variar las velocidades de deformación en un rango de 0.00001 – 9.99999 mm/min. La velocidad de falla así como los movimientos para montar y desmontar las probetas se dan en un tablero con teclado digital, Foto 4.9.



Foto 4.9 Marco digital de carga TRITEST 50.

- *ADU (Unidad Analógica Digital)*. Este dispositivo permite almacenar en forma continua los datos de la prueba que se esté realizando, además de que puede trabajar con los tres equipos al mismo tiempo. Mediante una conexión a una computadora personal y el software adecuado se puede monitorear en tiempo real el proceso de una prueba, desplegando datos y gráficos en unidades congruentes, Foto 4.10.



Foto 4.10 ADU (Unidad Analógica Digital).

- *Programa Data System 6*. Este programa fue diseñado especialmente para el equipo, permite ver los datos de la prueba que se trate en forma de gráficos. Mediante este programa se reinician los transductores y se observa su comportamiento. Además, permite respaldar los datos en un disco flexible de 3 ½ “, mas no los gráficos, pero mediante una hoja de cálculo se pueden manipular para obtener los resultados de la prueba.

En la Fig. 4.1 se muestra un diagrama de flujo de todo el sistema para pruebas triaxiales utilizado en esta investigación.

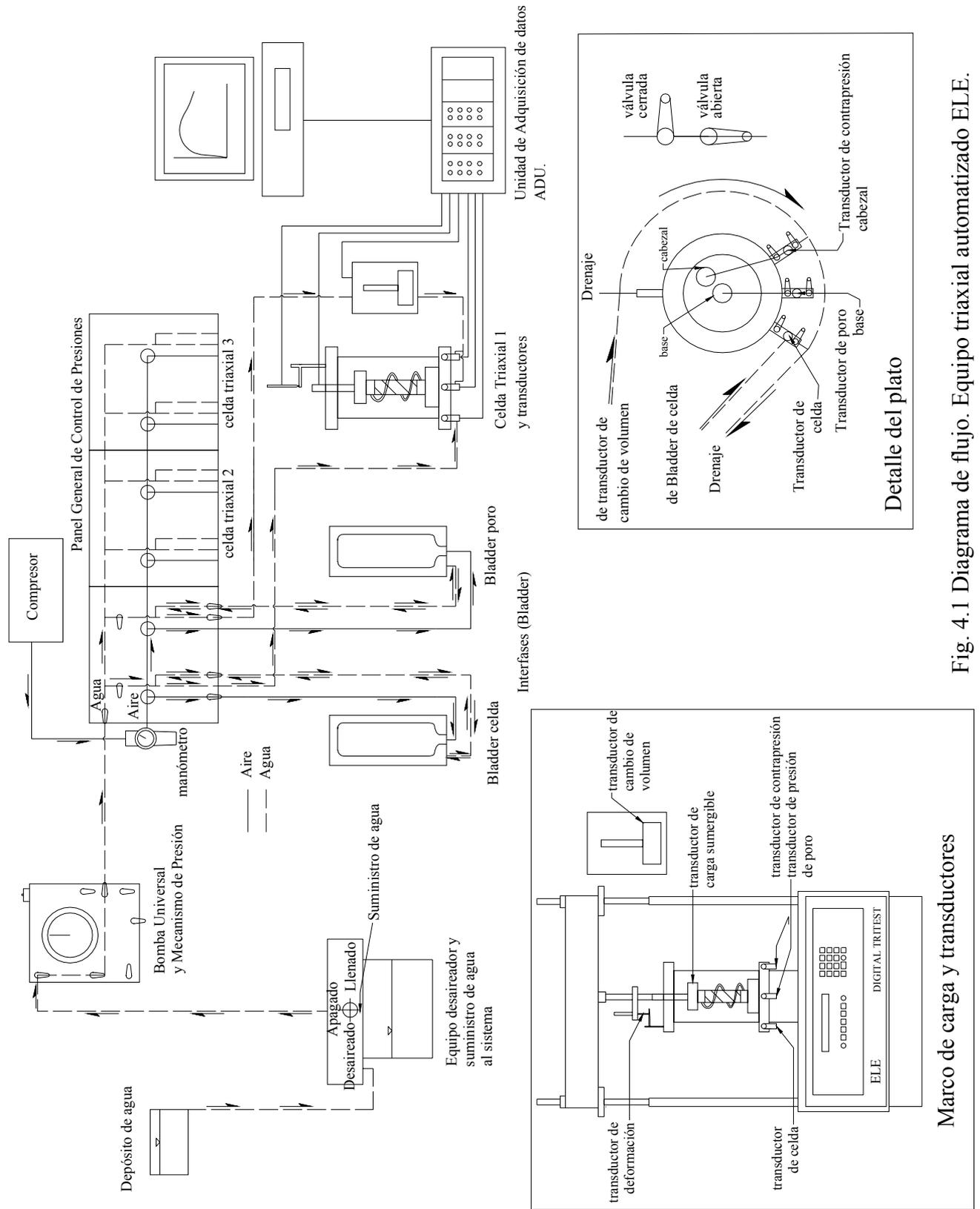


Fig. 4.1 Diagrama de flujo. Equipo triaxial automatizado ELE.

4.3.2 Procedimiento de prueba

Preparación del espécimen

En la preparación del espécimen se deben tomar en cuenta precauciones principalmente para evitar o reducir la alteración del suelo. El corte del tubo se debe hacer de preferencia en forma manual con una segueta evitando movimientos bruscos. Antes de extraer la muestra se debe tener mucho cuidado de eliminar la adherencia entre ésta y el tubo, haciendo perforaciones y pasando una cuerda de guitarra alrededor entre el tubo y la muestra. La extracción se recomienda sea en el sentido en que entró la muestra en el tubo, colocándolo sobre una base de madera con diámetro ligeramente menor que el tubo y aplicando una pequeña presión para extraer la muestra. Una vez extraída se debe mantener cubierta con franelas húmedas para evitar que se pierda humedad. Las muestras se deben ensayar lo más pronto posible después de ser extraídas.

En nuestro caso, dado que el programa de pruebas consiste en hacer cuatro pruebas por cada horizonte se debe cuidar mucho la muestra para así obtener cuatro probetas de buena calidad, por esta razón es importante no alterar demasiado las paredes. Se labran y se montan tres de las probetas, la restante se guarda en el cuarto húmedo protegiéndola con plástico autoadherible y franelas húmedas. Se deben registrar las medidas de la probeta y su peso, así como un contenido de agua de los cortes, estos datos son necesarios para dar de alta en el software de la computadora cada una de las probetas y de esta manera hacer los cálculos necesarios durante la prueba. Las probetas se deben preparar en cuarto húmedo (humedad relativa deseable 50%, Head 1986) manteniendo la relación alto-diámetro entre 2 y 2.5. Es importante registrar cualquier característica adicional que sirva para la interpretación de resultados como fisuras, incrustaciones, grumos, vetas, etc. De los cortes se deben realizar pruebas índice.

Verificación del sistema

Lo más importante al verificar el sistema es que no existan burbujas de aire atrapado, y tampoco fugas en el sistema. La menor fuga puede dar lugar a lecturas erróneas. La

verificación se hace bombeando agua por el sistema manteniendo abierta la válvula del drenaje, el agua fluye por todo el sistema y elimina las burbujas. También se debe purgar el cabezal y la base. Puntos importantes de revisión son los transductores de cambio volumétrico y los *bladders*, los cuales no deben tener aire, éstos también se purgan.

Una vez que no existe aire en el sistema se puede llenar la cámara hasta la mitad de la altura de donde estaría una probeta y ahí reestablecer los valores de los transductores de presión (celda, contrapresión y presión de poro) a cero para que estén referenciados a un mismo nivel. Se procede a llenar completamente la cámara sin dejar aire atrapado. Se aplica presión y se revisa que en la computadora la lectura sea constante, si existe una disminución de la presión entonces es posible que exista una fuga en el sistema y será necesario revisar por secciones. Si la lectura es constante entonces podemos retirar la presión y el agua. En este momento el sistema está listo para montar el espécimen y comenzar la prueba. Si el equipo se usa regularmente, antes de iniciar cada prueba solo es necesario circular agua, purgar la cabeza y base del pedestal y revisar las membranas de las interfases.

Montaje

Procedemos a montar las probetas colocando papel filtro en la base y cabeza, así como un papel filtro radial, además de un par de piedras porosas en cabeza y base. Los filtros y las piedras deben estar previamente saturados, solo pueden estar secos si se trata de un material expansivo. Se coloca la probeta en la base y mediante un tubo de vacío se ajusta la membrana a la probeta. La membrana se debe revisar para que no tenga ningún orificio, una probeta puede desecharse por el hecho de tener una membrana perforada, lo que implica perder tiempo muy importante y dinero. Se colocan los aro-sellos (dos en el cabezal y dos en la base) y se coloca entonces la celda, se aprietan los tornillos tratando que sea en forma uniforme. Una vez montado se puede llenar la cámara evitando que existan burbujas atrapadas, para esto se puede humedecer por dentro la cámara previamente, utilizando una franela húmeda con un poco de alcohol. Cuando ya está por llenarse se puede inclinar la cámara un poco para que el aire salga por el orificio superior y cerramos. Procedemos a

abrir las válvulas del panel de control y revisar que los bladders tengan su forma (que no estén comprimidos). En cuanto el sistema esté saturado y se hayan revisado las interfases, cerramos las válvulas de paso de agua en el tablero de presiones (*c* y *d*), además de apagar el dispositivo de suministro de agua (desaireador). Entonces estamos listos para la siguiente etapa, se deben cerrar las válvulas internas del plato base (celda, poro y contrapresión).

En la computadora se da de alta el espécimen y se anotan las características requeridas. Para cada probeta existe un menú donde aparecen las distintas etapas: saturación por contrapresión (*backpressure increment*); consolidación (*consolidation*); revisión del coeficiente B de Skempton (*saturation*); y los distintos tipos de falla, en este caso, no drenada (*undrained shear*). Se escoge la etapa correspondiente, se programan las presiones y se ajustan en el panel general, o sólo se revisan en el caso de la etapa de falla, se ejecuta y se escuchan tres sonidos dos cortos y un tercero largo, al escuchar el tercero se proceden a abrir las válvulas internas del plato base en el siguiente orden: celda, contrapresión y presión de poro. En el caso de revisión del coeficiente B de Skempton las válvulas externas de presión de poro y contrapresión se mantienen cerradas. De esta forma se sincroniza el inicio de la etapa con la toma de lecturas por parte del ADU. Es necesario tener un disco de 3 1/2" de preferencia en blanco para respaldar los resultados después de terminar una etapa. Se hace notar que por cada muestra, es decir, cada grupo de probetas el software sólo puede guardar en disco 99 etapas, en caso de presentarse una 100, borrará la inmediata anterior.

Saturación

En el equipo existe un sistema para medir la presión de poro, pero no la presión del aire, de aquí la necesidad de que para suelos parcialmente saturados, se tenga una etapa previa de saturación y las mediciones de presión de poro sean lo más confiables posible. Esto se logra elevando la contrapresión a un nivel suficientemente alto para que el agua absorba el aire de los vacíos. Al mismo tiempo la presión en la celda se aumenta para mantener un pequeño esfuerzo efectivo en la muestra, 10 kPa para esta investigación. La presión en la celda es mayor que la contrapresión. La saturación se realiza por incrementos hasta revisar que el parámetro B de Skempton sea mayor de 0.95 (ASTM D4767 1991). Cuando se logra

este valor se puede decir que la muestra está prácticamente saturada. Cada uno de los incrementos se deja actuar del orden de 15 minutos, según experiencia de esta investigación, siempre monitoreando el valor de B. En el momento que B es mayor de 0.95 se puede dejar la contrapresión o retirarla, pero nunca ésta debe ser menor de 200 kPa (Head 1986), ya que esto podría llevar a que el aire en solución vuelva a formar burbujas. Si se reduce la contrapresión, la diferencia (10 kPa) se debe mantener. Lo más recomendable es mantener la contrapresión y para la etapa de consolidación aumentar la presión en la celda.

La etapa de saturación tiene la ventaja de disolver aire en el sistema que no haya sido eliminado en la verificación preliminar, dado que se aumenta la presión en todo el sistema y las posibles burbujas restantes se disuelven en el agua.

El coeficiente B de Skempton se define como,

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (4.1)$$

Donde,

Δu , incremento de la presión de poro generada por el aumento de presión confinante

$\Delta \sigma_3$, incremento de presión confinante

La revisión del coeficiente B de Skempton se hace cerrando las válvulas externas de la presión de poro y contrapresión, aumentando en 10 kPa la presión en la celda, así $\Delta \sigma_3 = 20$ kPa y se mide la evolución de la presión de poro Δu . Si no se permite el drenaje, el incremento total $\Delta \sigma_3$ es tomado completamente por el incremento de presión de poro Δu , por lo que si la muestra está saturada $\Delta \sigma_3 = \Delta u$ y $B = 1$, esto es difícil de obtener, por lo que el valor de 0.95 es aceptable. En la Tabla 4.1 se muestran los incrementos de contrapresión y presión de celda para lograr la saturación del espécimen, así como las fases donde se revisó el parámetro B de Skempton.

Tabla 4.1 Etapas de saturación por contrapresión y medición de parámetro B (Skempton).

Presión en cámara kPa	Contrapresión kPa	Etapas donde se midió el coeficiente B de Skempton
30	20	B de Skempton
50	40	
70	60	
90	80	
100	80	
120	110	
140	130	
160	150	
180	170	
200	190	
210	190	B de Skempton
230	220	B de Skempton
250	240	
260	240	
260	250	

Consolidación

La consolidación isotrópica se logra manteniendo la contrapresión constante y aumentando la presión en la celda, por medio de incrementos y decrementos hasta obtener el nivel de esfuerzos deseado. Cada incremento o decremento se deja actuar hasta que el cambio de volumen es constante y la presión de poro se haya disipado. El objetivo de realizar la consolidación por incrementos es poder definir la curva de consolidación isotrópica y los respectivos parámetros necesarios en la teoría aquí expuesta.

Todas las pruebas se llevaron mediante incrementos hasta un esfuerzo efectivo de 500 kPa (contrapresión: 250 kPa; celda: 750 kPa) En el caso de las pruebas en arcillas normalmente consolidadas ($OCR = 1$) las muestras se llevaron a la falla al llegar a los 500 kPa. En las muestras preconsolidadas el grado de preconsolidación está definido como,

$$OCR = \frac{\sigma_p}{\sigma_c} \quad (4.2)$$

Donde,

σ_p , carga de preconsolidación, en este caso siempre 500 kPa

σ_c , esfuerzo efectivo actuante en el suelo

Para inducir en la probeta un cierto grado de preconsolidación ($OCR = 3, 6, 8$ y 11.8), después de llegar a 500 kPa ésta se descargó hasta alcanzar un esfuerzo isotrópico $\sigma_c = \sigma_p / OCR$.

Durante la etapa de consolidación se registra el volumen desalojado y además la deformación axial de la probeta. Antes de iniciar esta etapa se reinicia el transductor de cambio volumétrico. Se recomienda que se inicie la prueba con el émbolo en una posición cerca del límite inferior o superior, así se tendrá un rango suficiente para no tener que cambiar el sentido durante la prueba. En arcillas del valle de la ciudad de México se desalojan del orden de 40 cm^3 . Se acerca el transductor de carga al cabezal de la probeta y cuando haga contacto se ajusta el transductor de deformación y se reinicia a cero. Se ha visto que 4 N de carga garantizan el contacto del transductor de carga con el cabezal sin dañar la muestra (Villa 2004).

En las Tablas 4.2 y 4.3 se presentan los programas de incrementos y decrementos utilizados en el programa de pruebas para esta investigación.

Tabla 4.2 Incrementos de consolidación.

Presión de cámara CP kPa	Contrapresión BP kPa	Esfuerzo efectivo $1 \text{ kg/cm}^2 = 98.066 \text{ kPa}$	
		kPa	kg/cm^2
300	250	50	0.5
400	250	150	1.5
500	250	250	2.5
600	250	350	3.6
750	250	500	5.1

Tabla 4.3 Decrementos de consolidación.

Presión de cámara CP kPa	Contrapresión BP kPa	Esfuerzo efectivo $1\text{kg/cm}^2=98.066\text{kPa}$		OCR
		kPa	kg/cm^2	
640	250	390	4.0	3
530	250	280	2.9	
417	250	167	1.7	
611	250	361	3.7	6
472	250	222	2.3	
333	250	83	0.8	
605	250	355	3.6	8
460	250	210	2.1	
312	250	62	0.6	
597	250	347	3.5	12
445	250	195	2.0	
293	250	43	0.4	

Etapa de falla

La etapa de falla consiste en deformar la muestra a una velocidad de deformación constante y medir las cargas que resiste el material. Uno de los objetivos de esta investigación es conocer el efecto de la velocidad de deformación en las propiedades mecánicas de la arcilla para diferentes grados de preconsolidación. Para estudiar este efecto el programa de trabajo consistió en obtener cuatro probetas de cada horizonte, consolidarlas hasta un determinado nivel de esfuerzos y después llevarlas a la falla a distintas velocidades. Las velocidades escogidas fueron 0.1, 1, 10 y 100 %/h, esto con el fin de tener un rango amplio de velocidades. Con la altura final de la probeta después de la consolidación, se calcula la velocidad de deformación en mm/min, y se programa en el marco de carga para comenzar la etapa.

La duración de las pruebas si se llevaran hasta una deformación de 20% sería de 200 h, 20 h, 2 h y 12 min (0.1, 1, 10 y 100 %/h, respectivamente). El tiempo de duración de una prueba se determina obteniendo el valor de t_{50} o t_{100} (ASTM D4767 1991; Head 1986,

respectivamente) de las curvas de consolidación y multiplicándolo por un factor que varía según la referencia utilizada. El criterio de Blight es de $8 t_{50}$ por lo que para arcillas de la ciudad de México la duración de la prueba varía entre 8 y 10 horas (Rojas *et al* 1990). En ningún caso el tiempo debe ser menor de 2 h (Head 1986). El tiempo de duración para cada prueba se refiere al tiempo necesario para que la presión de poro sea uniforme en toda la probeta y la respuesta medida sea representativa. Por tanto, la prueba de 100 %/h (12 minutos) y quizá la de 10%/h (2 h) son tan rápidas que la presión de poro medida no sea representativa.

Desmontaje

El principal problema al desmontar una probeta es que si se realiza esta operación en forma lenta el contenido de agua no es uniforme en toda la muestra, debido a que la muestra absorbe agua de las piedras porosas al retirar los esfuerzos. El procedimiento para desmontar consiste en retirar las presiones (celda, contrapresión), se cierran las válvulas externas de la presión de poro y contrapresión (válvulas de comunicación con el espécimen), se retira el agua y la cámara. Se procede a desmontar la probeta quitando los aro-sellos superiores, bajando la membrana y retirando el espécimen, estas operaciones se deben realizar lo más rápido posible. Agua libre en los extremos se debe eliminar antes de pesar. Una vez pesada la muestra se pueden tomar fotos y/o elaborar un dibujo esquemático del modo de falla. Con el total de la muestra se determina el contenido de agua final.

RESULTADOS EXPERIMENTALES

5.1 Introducción

Las características del material utilizado y los resultados de las pruebas de consolidación unidimensional y triaxial consolidada - no drenada (CU) se presentan en este capítulo. En los resultados de las pruebas triaxiales se muestra la influencia de la velocidad de deformación, así como la influencia del grado de preconsolidación inducido en la arcilla. Además, se ubican los resultados obtenidos en algunas investigaciones recientes. Al final del capítulo se presentan fotos de las probetas ensayadas en esta investigación.

5.2 Características del material utilizado

El material corresponde al sitio denominado Coyuya, ubicado en esquina Calzada Coyuya y 1° de Mayo, Colonia Santa Anita, México, D. F. En el sitio existía una fábrica de curtido de

piel, la cual durante la campaña de exploración se encontraba en demolición. El sitio de estudio corresponde a Zona III del ex-Lago de Texcoco, según la zonificación de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC 2004), caracterizada por presencia de suelos arcillosos muy blandos y compresibles, de gran espesor. Las muestras fueron obtenidas mediante tubos de pared delgada tipo Shelby los cuales se muestrearon de las profundidades 7.60, 11.20 y 17.65 m (profundidades medias de los tubos), por la empresa Geotec, que amablemente donó estas muestras para el trabajo de investigación que aquí se presenta.

El nivel freático según mediciones se encuentra a 2.53 m de profundidad bajo el nivel del terreno. Además, se instaló una estación piezométrica con un piezómetro a 15.10 m y otro a 37.20 m de profundidad. En el piezómetro de 15.10 m la pérdida de presión de poro fue mínima (0.1 t/m^2), es decir, prácticamente se mantiene la condición hidrostática. Mientras que el piezómetro a 37.20 m presenta una pérdida en la presión de poro de 14.1 t/m^2 , por efecto del bombeo. Aproximadamente a 50 m del sitio se encuentra un pozo de bombeo de la DGCOH en operación. La muestra más profunda ensayada fue obtenida a 17.65 m, por lo que podemos considerar que todas las muestras están bajo la condición hidrostática.

El material se muestreo de la Formación Arcillosa Superior (FAS) y corresponde a una arcilla de muy blanda a blanda, color gris olivo, café olivo y café-rojo, con microfósiles. En algunas probetas se presentaron vetas de arcilla de distinto color. Los contenidos de agua de las probetas están entre 329 y 417% (obtenidas de los cortes). En la Fig. 5.1 se muestra el perfil estratigráfico de suelos, y a continuación se describe brevemente.

La secuencia estratigráfica y síntesis de las propiedades es la siguiente:

<i>Profundidad promedio</i>	<i>Descripción</i>
0.0 a 1.0 m	<u>Rellenos artificiales</u> . Son heterogéneos, compuestos por arcilla con arena y material de escombros. Los rellenos están cubiertos en algunas

zonas por un firme o losa de concreto simple hasta de 15 cm de espesor. El espesor de los rellenos puede ser mayor en otros sitios donde existen cimientos o instalaciones enterradas.

1.0 a 5.3 m Manto Superficial. Formado por suelos arcillosos, de consistencia blanda a firme, color café y gris-olivo, con lentes de arena fina y limo. Características:

N : 4 a 15 golpes
 w : 64 a 123 %
 F : 70 a 100 %
 G_s : 2.31 a 2.56
 γ_m : 1.18 a 1.51 t/m³

5.3 a 37.2 m Formación Arcillosa Superior. Constituida por suelos arcillosos lacustres, muy blandos y compresibles, color gris, café-gris, gris-olivo y café-rojo, con microfósiles y lentes aislados de vidrio volcánico. Características de los suelos:

N : 0 a 4 golpes
 w : 102 a 560 %
 F : 100 %
 G_s : 2.14 a 2.30
 γ_m : 1.10 a 1.25 t/m³

37.2 a 40.5 m Capa Dura. Compuesta por suelos arcillo-arenosos y limo-arenosos duros, color gris oscuro y gris-olivo. Características:

N : de 35 a > 50 golpes
 w : 40 a 100 %
 F : 81 a 97 %

40.5 a > 42.0 m Formación Arcillosa Inferior. Suelos arcillosos muy firmes, color olivo, con microfósiles y lentes de arena fina.

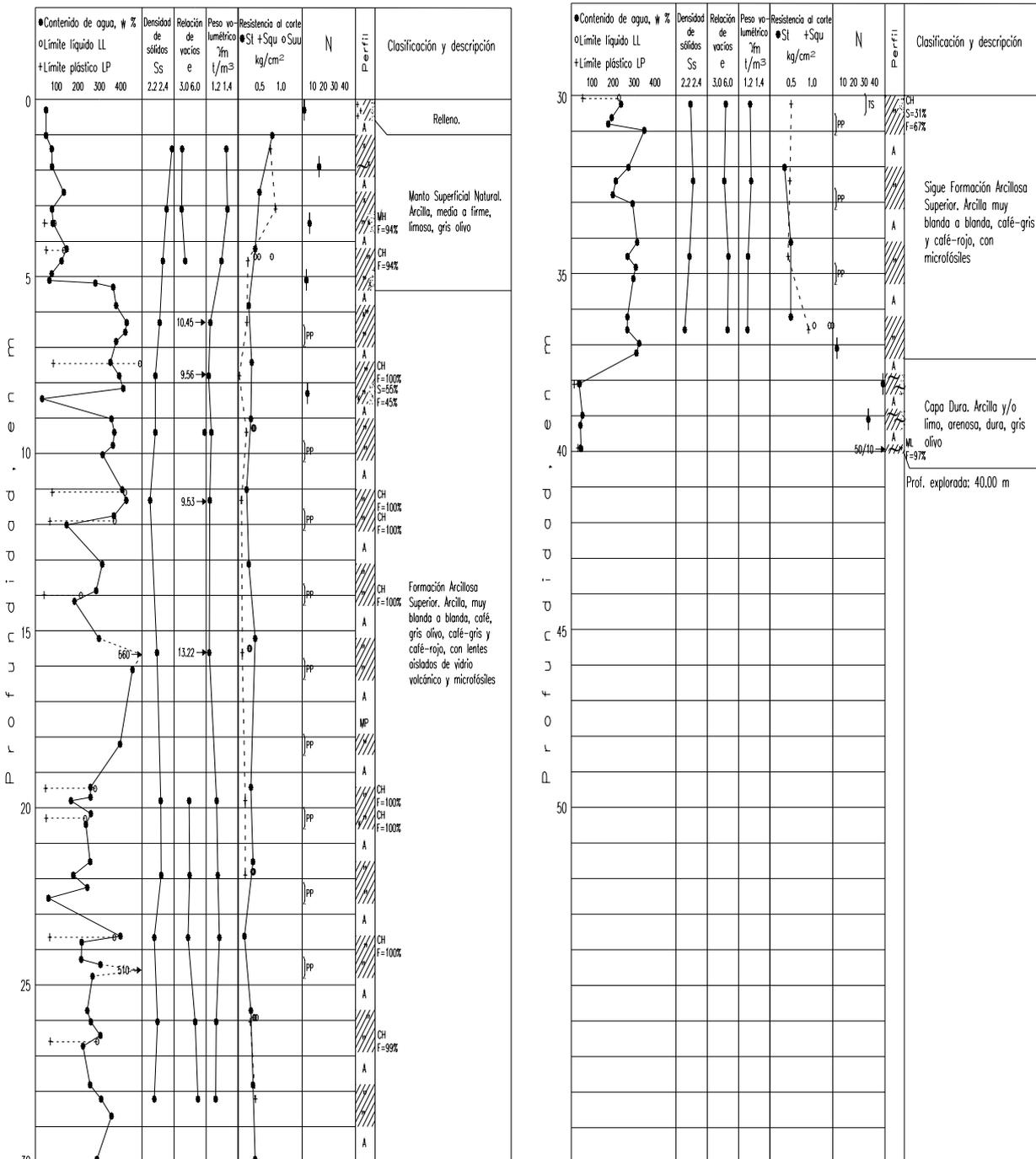


Fig. 5.1 Perfil estratigráfico del sitio.

5.3 Consolidación unidimensional

Con el fin de obtener los parámetros γ , γ_p y ρ , (coeficiente de compresibilidad, coeficiente de expansibilidad y relación compresibilidad-expansibilidad, respectivamente) de la teoría de Proporcionalidad Natural, se realizaron tres consolidaciones unidimensionales, una para cada profundidad donde se obtuvo muestra. Estos parámetros se comparan con los obtenidos en la consolidación isotrópica, pues se piensa que las curvas tienen las mismas pendientes (γ y γ_p) aún cuando las condiciones de frontera de cada prueba sean distintas, dado que se trata del mismo suelo y sus propiedades esfuerzo-deformación son las mismas.

En las figuras siguientes se presentan las curvas de compresibilidad para cada profundidad.

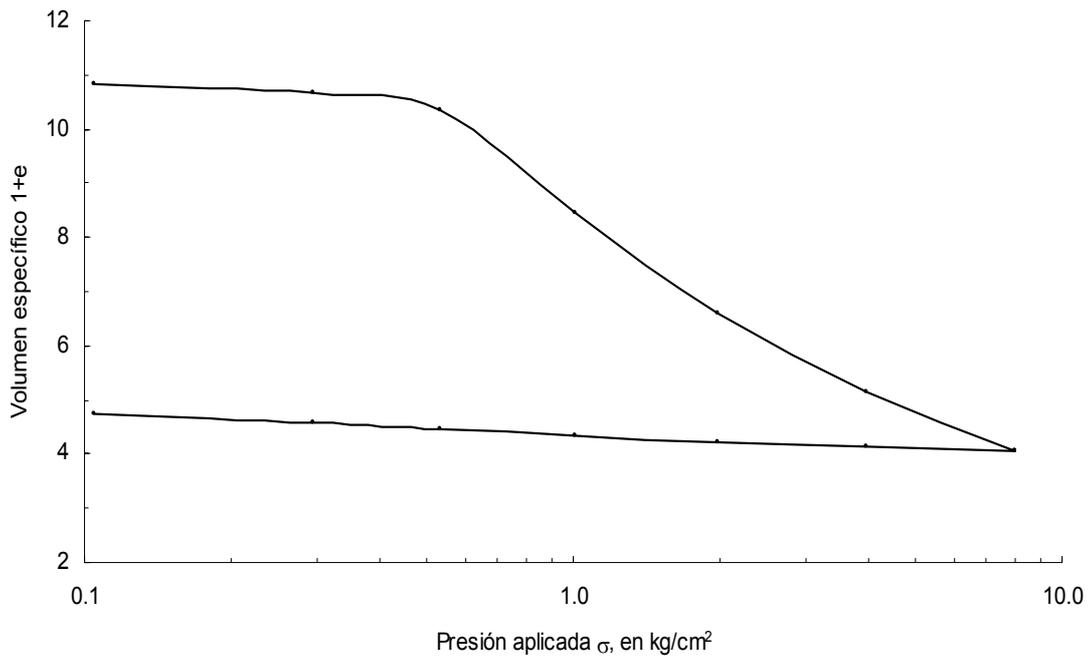


Fig. 5.2 Curva de compresibilidad, prof. 7.60 m.

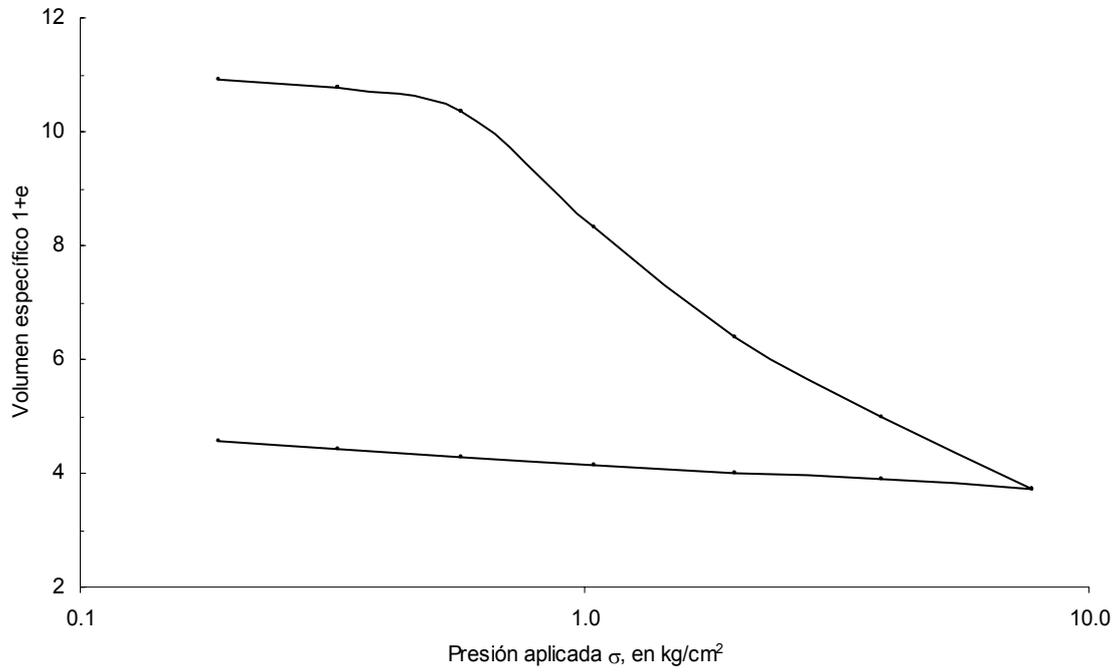


Fig. 5.3 Curva de compresibilidad, prof. 11.20 m.

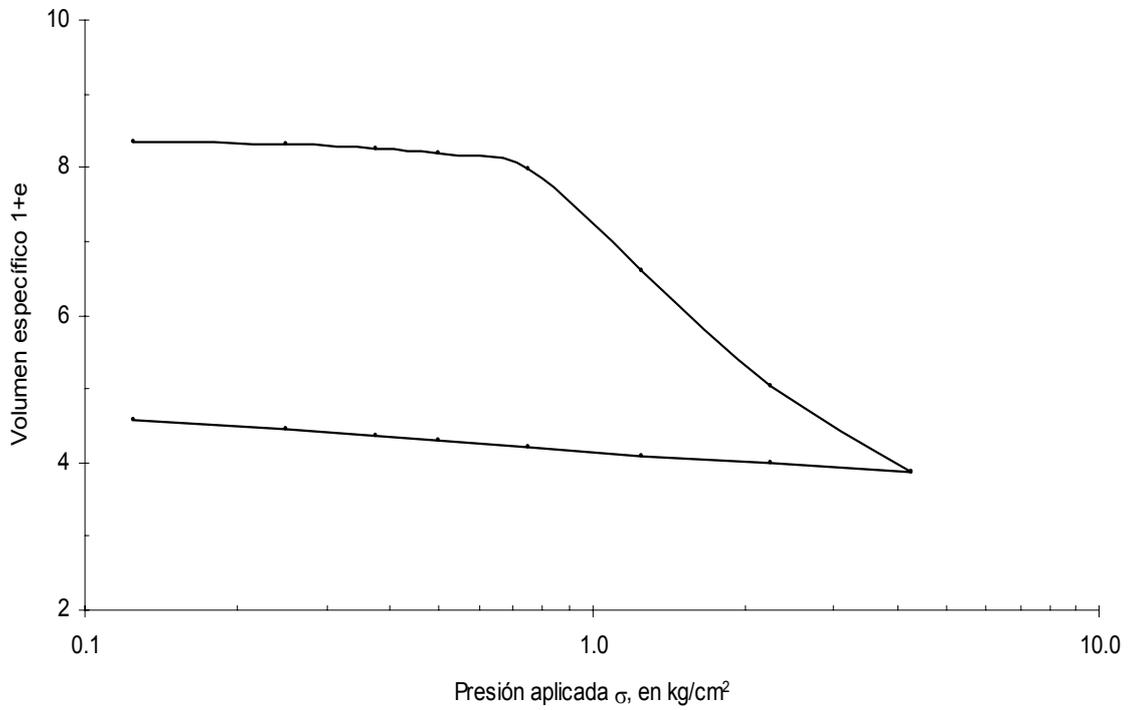


Fig. 5.4 Curva de compresibilidad, prof. 17.65 m.

En la Tabla 5.1 se presentan las propiedades índice para cada prueba de consolidación unidimensional.

Tabla 5.1 Propiedades índice. Consolidación unidimensional.

Profundidad m	w _i %	e _i	S _r %	γ _m t/m ³	LL %	LP %	G _s
7.60	412	9.89	97	1.10	480	85	2.33
11.20	422	10.00	96	1.08	400	79	2.27
17.65	330	7.42	100	1.15	345	60	2.25

5.4 Triaxial consolidada – no drenada (CU)

En este apartado se presentan los resultados de las pruebas triaxiales. Cada serie consta de cuatro pruebas que se obtuvieron de un mismo horizonte, se consolidaron hasta obtener un grado de preconsolidación determinado (OCR = 1, 3, 6, 8 y 11.8) y en la etapa de falla se ensayaron a distintas velocidades de deformación ($\dot{\epsilon} = 0.1, 1, 10$ y 100 %/h). En todos los casos las pruebas se llevaron como mínimo al 20% de la deformación, aún cuando presentaran pandeo.

Primero se presentan los resultados mostrando la influencia de la velocidad de deformación, para un mismo OCR y las distintas velocidades de deformación. Después se presentará la influencia del grado de preconsolidación, aquí se agrupan los resultados para una misma velocidad y los distintos grados de preconsolidación. Por último, se muestran gráficos de los resultados obtenidos, su variación con la velocidad de deformación y con el grado de preconsolidación y se comparan con los reportados en otras investigaciones.

5.4.1 Influencia de la velocidad de deformación en los resultados

Se realizaron pruebas para distintos grados de preconsolidación, estudiando suelos normalmente consolidados (OCR = 1) y suelos preconsolidados (OCR = 3, 6, 8 y 11.8). A

continuación se presentan las curvas esfuerzo desviador normalizado – deformación unitaria axial, presión de poro normalizada – deformación unitaria axial y las trayectorias de esfuerzos en el plano p' vs q , para cada uno de los grados de preconsolidación.

5.4.1.1 OCR = 1

En la Fig. 5.5 podemos observar que en suelos normalmente consolidados al aumentar la velocidad de deformación, la resistencia aumenta. El incremento en la resistencia debido a la velocidad de deformación fue de 29%, obtenido como la relación de las resistencias máximas para 100 y 0.1 %/h. La deformación de falla, definida como la deformación correspondiente al esfuerzo desviador máximo, disminuye al aumentar la velocidad de deformación. Las curvas de 0.1 y 100 %/h sufrieron pandeo comenzando a ser notorio a partir de 11 y 6 %, respectivamente (Fotos 1 y 4).

La presión de poro se incrementa al disminuir la velocidad de deformación, Fig. 5.6. En estas figuras se puede observar que aproximadamente hasta una deformación de 5% el comportamiento de la presión de poro es bastante uniforme. Después de esa deformación los comportamientos toman distintos caminos. En la etapa de falla del espécimen de 10 %/h, las lecturas se tomaron de forma manual, por esta razón no aparecen datos al inicio de la prueba.

La Fig. 5.7 muestra las trayectorias de esfuerzos. En suelos normalmente consolidados se generan presiones de poro mayores, que hacen que las trayectorias de esfuerzos tengan una curvatura hacia la izquierda. Se espera que al aumentar el grado de preconsolidación las curvas tengan curvatura hacia la derecha. Los ángulos de fricción interna se calcularon tomando en cuenta el máximo esfuerzo y disminuyen al aumentar la velocidad de deformación de 40.2 a 34.4°. En la figura se dibujan las envolventes para el valor máximo y mínimo de ángulos de fricción interna encontrados.

En la Tabla 5.2 se muestran los valores de resistencia, deformación, presión de poro y ángulos de fricción interna para el caso normalmente consolidado.

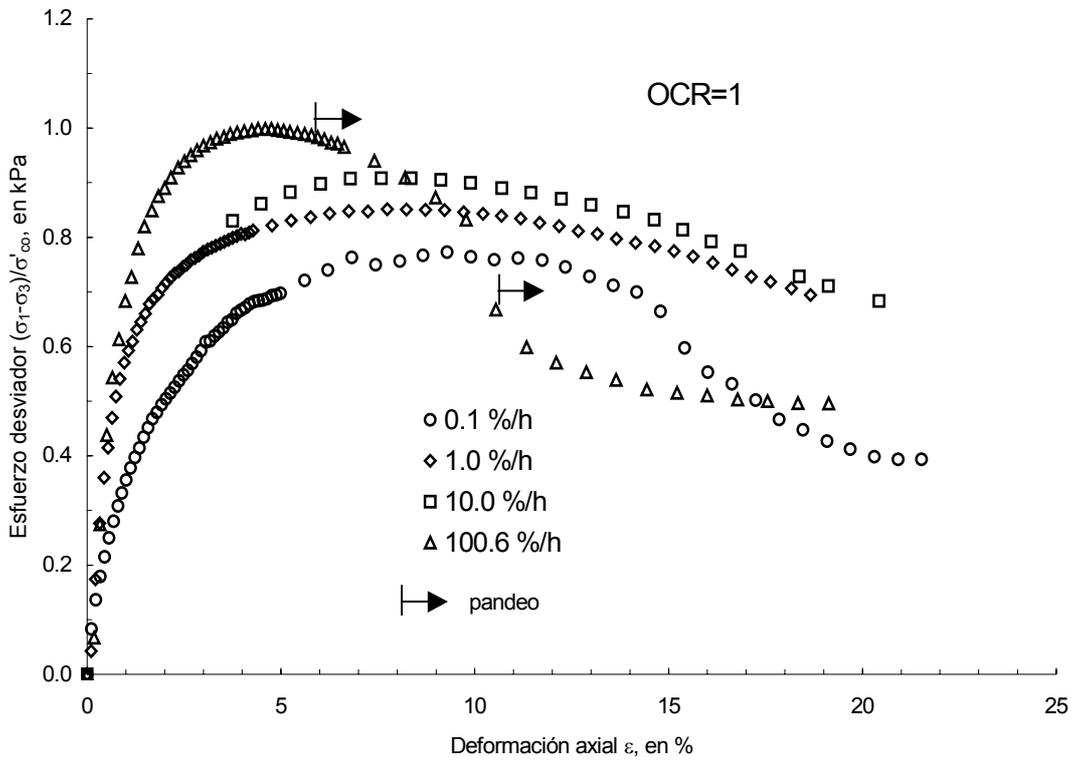


Fig. 5.5 Esfuerzo desviador normalizado vs deformación unitaria axial. Prof. 17.65 m.

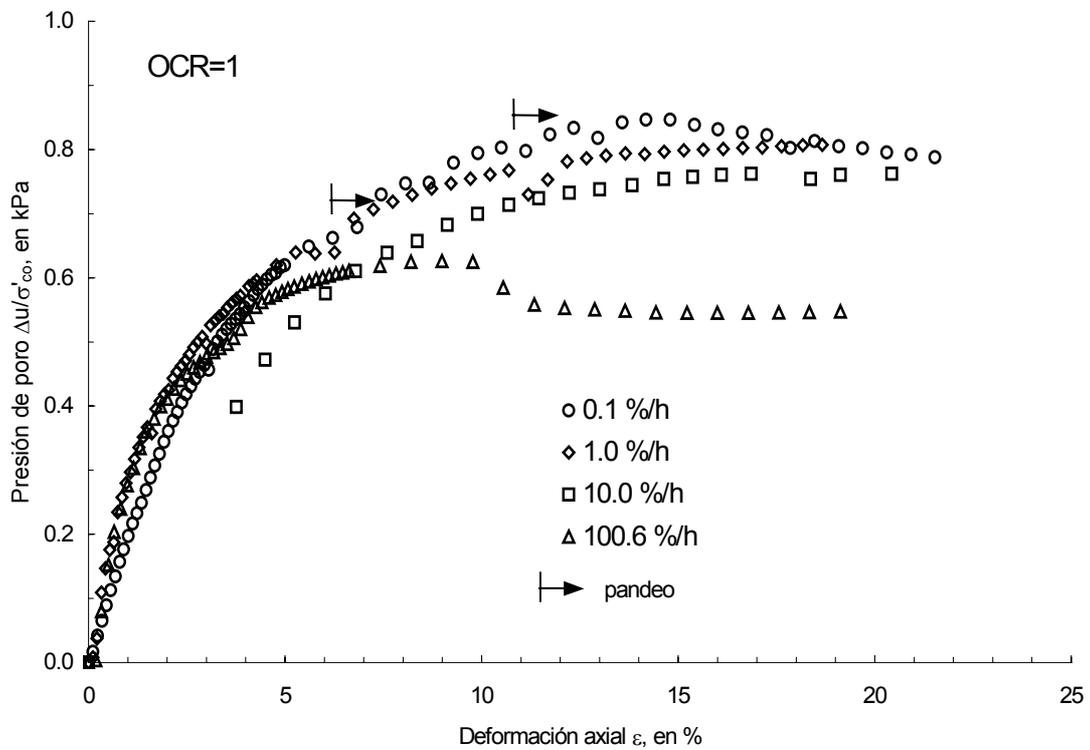


Fig. 5.6 Presión de poro normalizada vs deformación unitaria axial. Prof. 17.65 m.

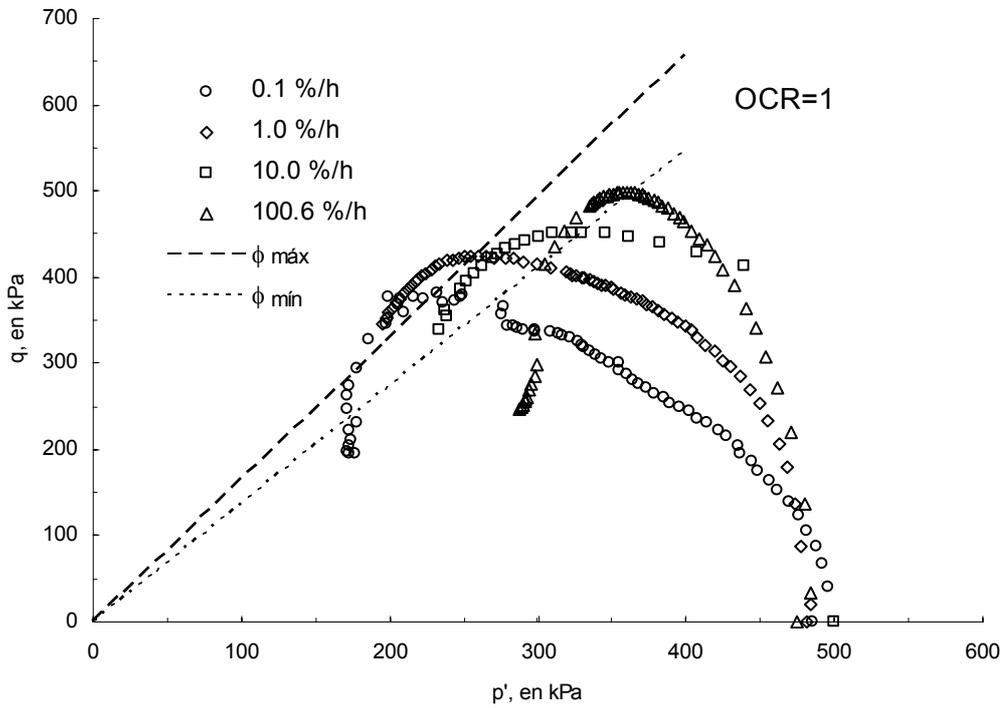


Fig. 5.7 Trayectorias de esfuerzos. Prof. 17.65 m.

Tabla 5.2 Resumen de valores para la serie OCR = 1, prof. 17.65 m.

$\dot{\epsilon}$ %/h	w_i %	$X_m = q_{m\acute{a}x} / \sigma'_{c0}$	u_p / σ'_{c0}	ϵ_f %	$\phi_{45+\phi/2}$ °
0.1	396	0.77	0.78	9.28	40.2
1.0	386	0.85	0.72	7.74	39.2
10.0	391	0.91	0.64	7.59	33.8
100.6	396	1.00	0.57	4.76	34.4

u_p , presión de poro correspondiente a $q_{m\acute{a}x}$

$\phi_{m\acute{a}x}$, ángulo de fricción correspondiente al máximo encontrado

$\phi_{m\acute{i}n}$, ángulo de fricción correspondiente al mínimo encontrado

5.4.1.2 OCR = 3

Las Figs. 5.8 a 5.10 presentan los resultados para el grado de preconsolidación de 3. La resistencia aumenta al incrementarse la velocidad de deformación. El incremento entre la velocidad de 0.1 y 100 %/h es de 52%. Las probetas de 0.1 y 1 %/h, Fotos 5 y 6, sufrieron pandeo a partir de 8% aproximadamente y la probeta de 100 %/h, Foto 8, presentó un plano de falla aproximadamente de 50°. La deformación de falla se mantiene entre 3.89 y 5.36 %, con promedio de 4.4 %. En este caso podemos decir que es independiente de la velocidad de deformación.

La presión de poro aumenta al disminuir la velocidad de deformación. Las curvas de presión de poro tienen un comportamiento muy parecido hasta antes del 4% de deformación, en adelante comienzan a divergir. En magnitud, la presión de poro generada es menor que para arcilla normalmente consolidada (OCR = 1).

En la Fig. 5.10 los ángulos de fricción interna varían entre 42.0 (ϕ_{min}) y 45.3° (ϕ_{max}). Se nota el efecto de la preconsolidación, al generarse menor presión de poro que en normalmente consolidado, con esto las trayectorias se mueven hacia la derecha. En la Tabla 5.3 se muestran los valores del ángulo de fricción interna, el cual tiende a aumentar al aumentar la velocidad de deformación.

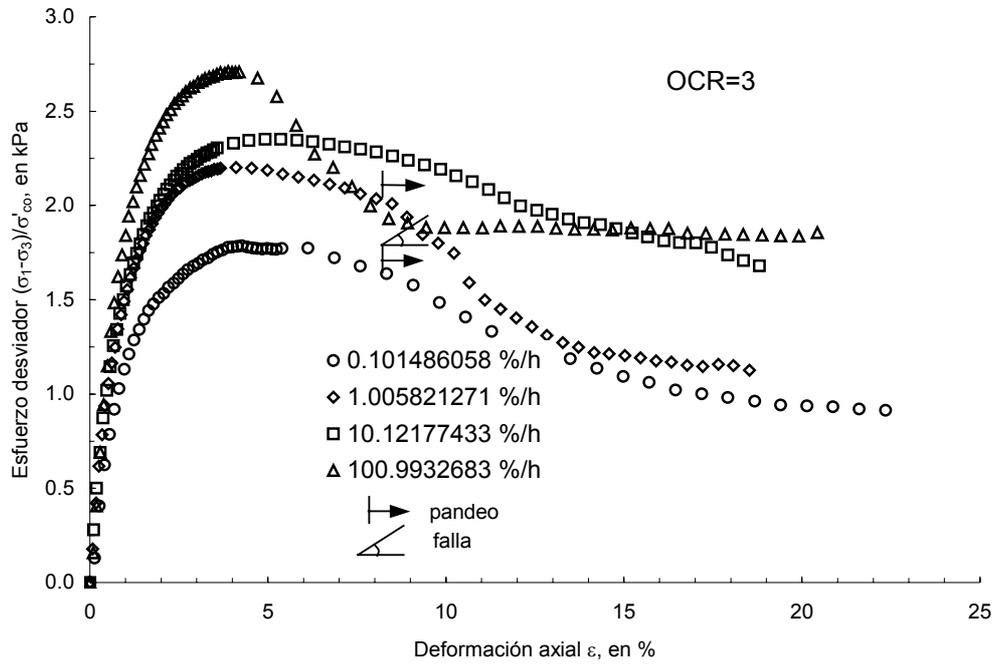


Fig. 5.8 Esfuerzo desviador normalizado vs deformación unitaria axial. Prof. 17.65 m.

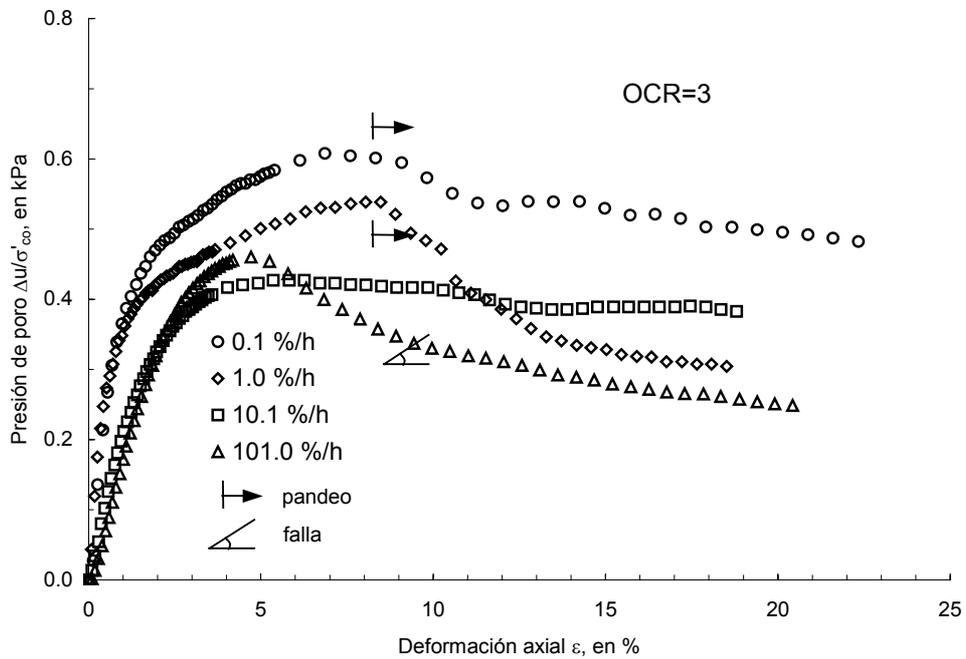


Fig. 5.9 Presión de poro normalizada vs deformación unitaria axial. Prof. 17.65 m.

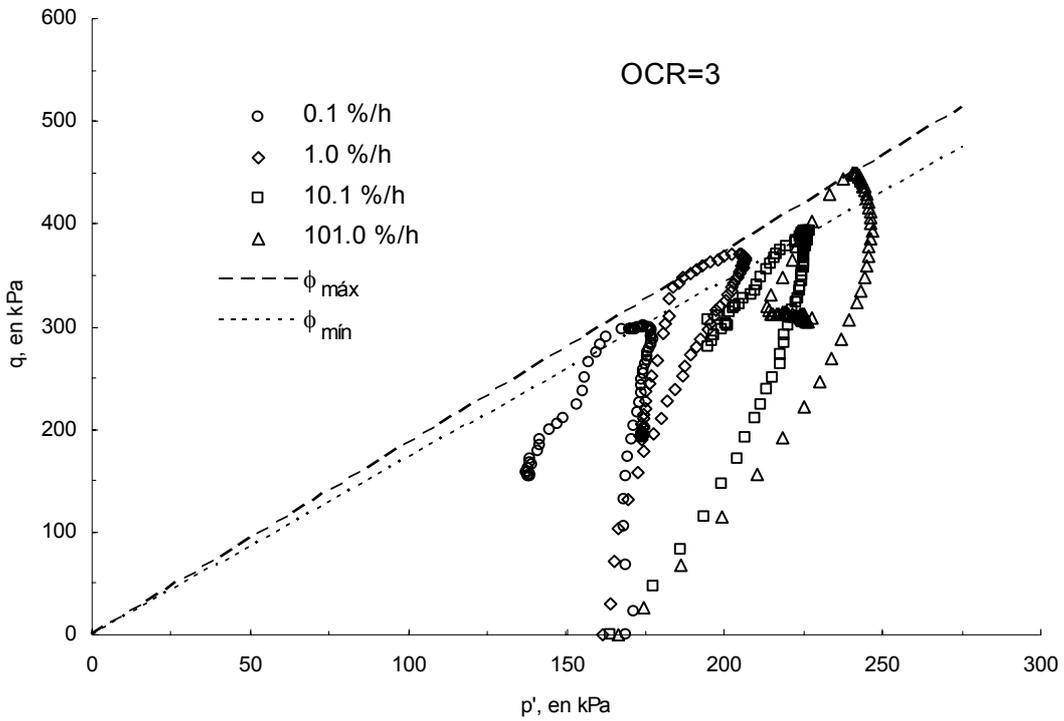


Fig. 5.10 Trayectorias de esfuerzos. Prof. 17.65 m.

Tabla 5.3 Resumen de valores para la serie OCR = 3, prof. 17.65 m.

$\dot{\epsilon}$ %/h	w_i %	$x_m = q_{m\acute{a}x} / \sigma'_{c0}$	u_p / σ'_{c0}	ϵ_f %	$\phi_{45+\phi/2}$ °
0.1	334	1.79	0.56	4.27	42.0
1.0	323	2.20	0.48	4.11	44.1
10.1	314	2.35	0.43	5.36	42.5
101.0	317	2.71	0.45	3.89	45.3

u_p , presión de poro correspondiente a $q_{m\acute{a}x}$

$\phi_{m\acute{a}x}$, ángulo de fricción correspondiente al máximo encontrado

$\phi_{m\acute{i}n}$, ángulo de fricción correspondiente al mínimo encontrado

5.4.1.3 OCR = 6

Para este grado de preconsolidación la tendencia es la misma. La resistencia aumenta con la velocidad de deformación, Fig. 5.11. El incremento de resistencia en porcentaje entre la menor y la mayor velocidad es de 28 %. Para este grado de preconsolidación no se presentó pandeo en ninguna de las probetas, pero si planos de falla de aproximadamente 55° (0.1, 10 y 100 %/h; Fotos 9, 11 y 12, respectivamente). La deformación de falla es independiente de la velocidad de deformación. El promedio de deformación de falla es de 12.76%.

En la Tabla 5.4 se muestra el resumen de propiedades. En la presión de poro, Fig. 5.12, no es tan evidente la tendencia con respecto a la velocidad de deformación, sin embargo, para la velocidad más lenta (0.1 %/h) se tiene el valor más alto. Se sigue observando cierta tendencia al comenzar la prueba y hasta una deformación aproximada de 4 %, después las curvas divergen.

Las trayectorias de esfuerzos tienden a juntarse, Fig. 5.13. Comienza a verse que la presión de poro influye más, dado que ahora la curvatura tiende hacia la derecha. Las trayectorias tienden a una envolvente promedio. El ángulo de fricción, no muestra tendencia con la velocidad, al contrario, al parecer no varía significativamente con ella.

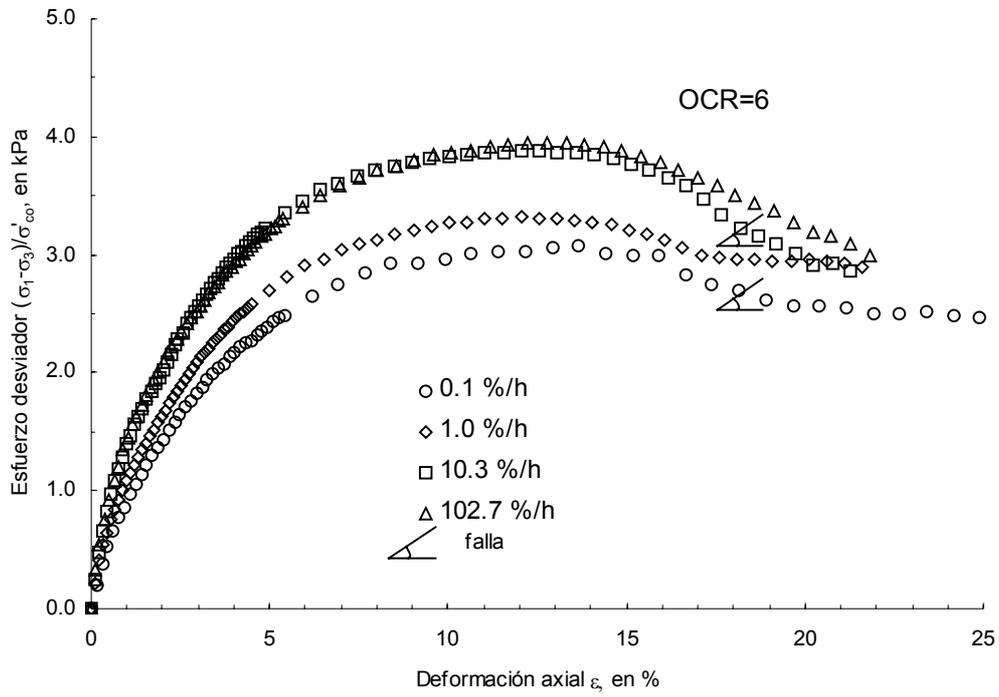


Fig. 5.11 Esfuerzo desviador normalizado vs deformación unitaria axial. Prof. 11.20 m.

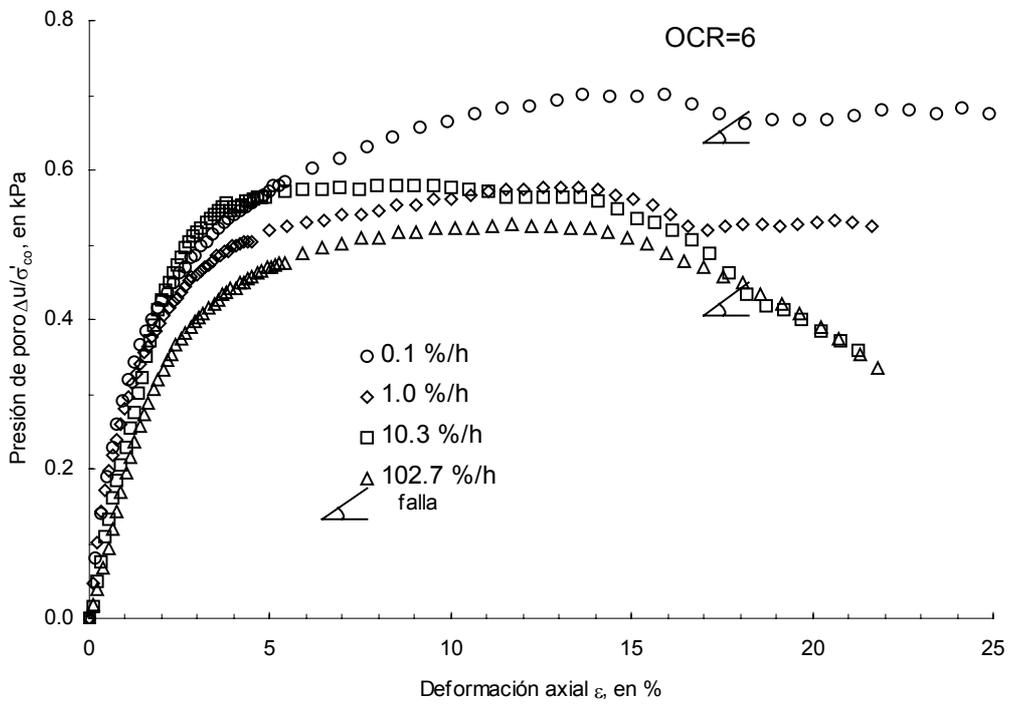


Fig. 5.12 Presión de poro normalizada vs deformación unitaria axial. Prof. 11.20 m.

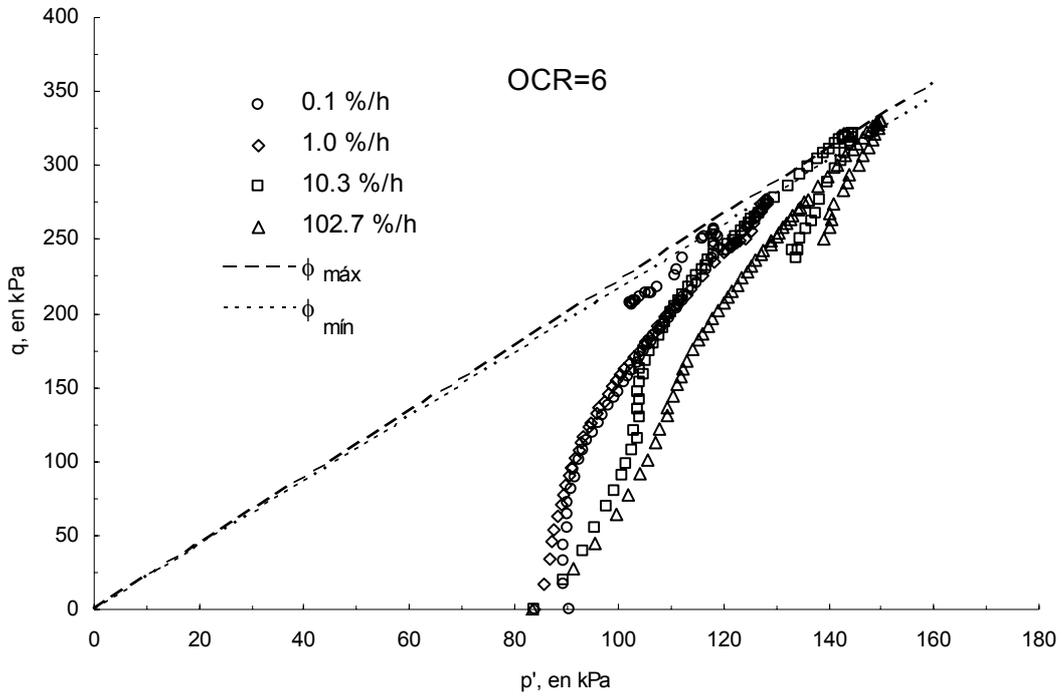


Fig. 5.13 Trayectorias de esfuerzos. Prof. 11.20 m.

Tabla 5.4 Resumen de valores para la serie OCR = 6, prof. 11.20 m.

$\dot{\epsilon}$ %/h	w_i %	$x_m = q_{m\acute{a}x} / \sigma'_{c0}$	u_p / σ'_{c0}	ϵ_f %	$\phi_{45+\phi/2}$ °
0.1	429	3.07	0.70	13.66	53.0
1.0	422	3.32	0.57	12.04	52.6
10.3	429	3.88	0.56	12.56	54.2
102.7	427	3.94	0.53	12.78	53.8

u_p , presi3n de poro correspondiente a $q_{m\acute{a}x}$

$\phi_{m\acute{a}x}$, 3ngulo de fricci3n correspondiente al m3ximo encontrado

$\phi_{m\acute{i}n}$, 3ngulo de fricci3n correspondiente al m3nimo encontrado

5.4.1.4 OCR = 8

La resistencia aumenta en un 32 % con respecto a la velocidad más lenta. Continúa la tendencia de aumentar con la velocidad. En este caso las probetas de 0.1 y 100 %/h presentaron pandeo, notorio a partir de 9 % de deformación (Fotos 13 y 16). La deformación de falla varía de 8.90 a 12.91 %, sin ninguna tendencia. El promedio es de 10.6 %.

En cuanto a la presión de poro se observa un comportamiento uniforme en las probetas de 0.1, 1 y 10 %/h, Fig. 5.15. Llama la atención que la presión de poro sea tan alta en la prueba de 100 %/h, esto puede atribuirse a que al ser tan alta la velocidad las lecturas de la presión de poro sean poco representativas y menos confiables, dado que no tiene el tiempo necesario para que se uniformice la presión de poro en el espécimen. Al parecer la presión de poro en este caso aumenta al aumentar la velocidad. La magnitud de las presiones es menor que para suelos normalmente consolidados y del mismo orden observado para suelos preconsolidados.

En la Fig. 5.16 se presentan las trayectorias de esfuerzos, para las velocidades de 0.1, 1 y 10 %/h las curvas son bastante uniformes y tienden a la envolvente de falla promedio, excepto para 100 %/h donde como ya vimos la presión de poro se disparó y esto hizo que la curva se mueva a la izquierda del comportamiento observado. El ángulo de fricción aumenta con la velocidad de 53.3 a 67.9°. Si no tomamos el valor extremo de 67.9° observado para 100%/h (curva que sale del comportamiento general), el promedio es de 55.5°, que por los valores observados se puede decir que son independientes de la velocidad de deformación.

En la Tabla 5.5 se muestran los valores obtenidos para este grado de preconsolidación.

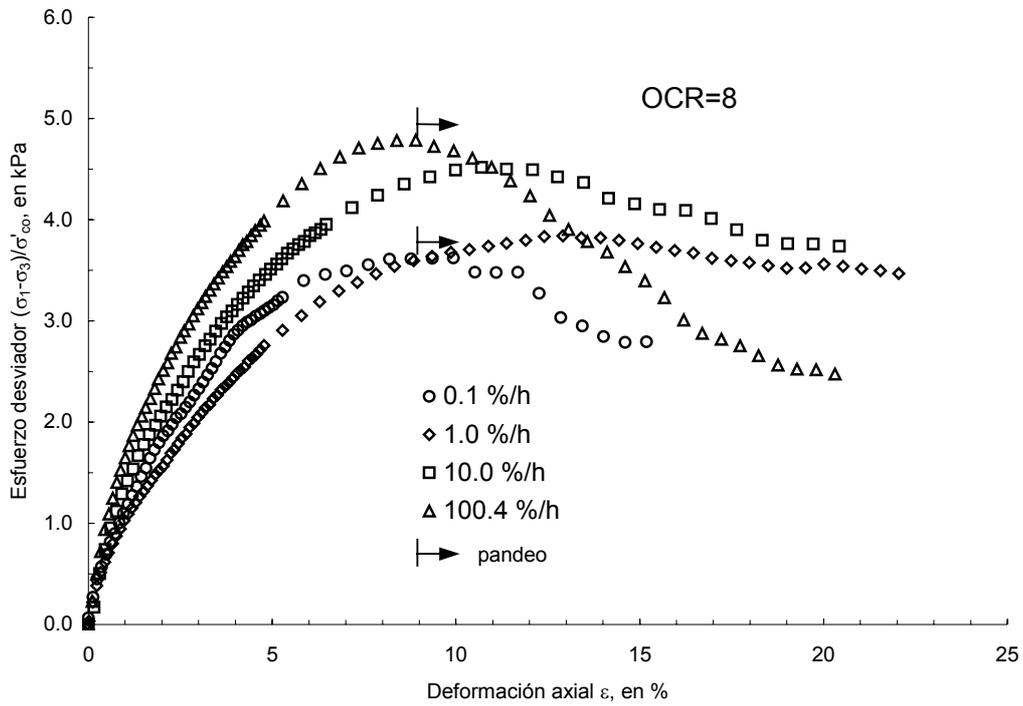


Fig. 5.14 Esfuerzo desviador normalizado vs deformación unitaria axial. Prof. 7.60 m.

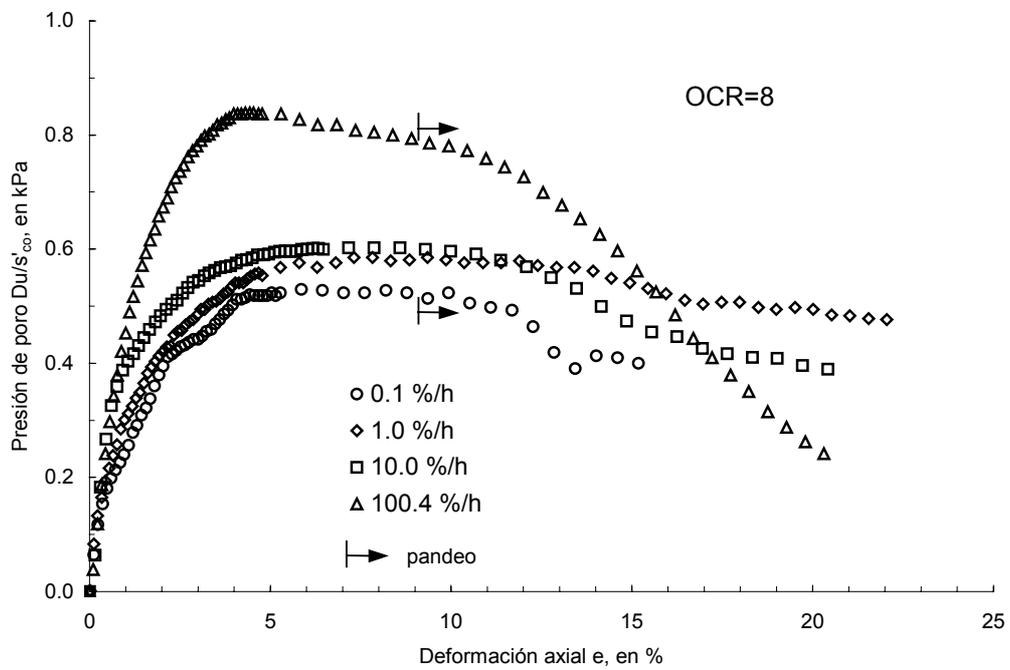


Fig. 5.15 Presión de poro normalizada vs deformación unitaria axial. Prof. 7.60 m.

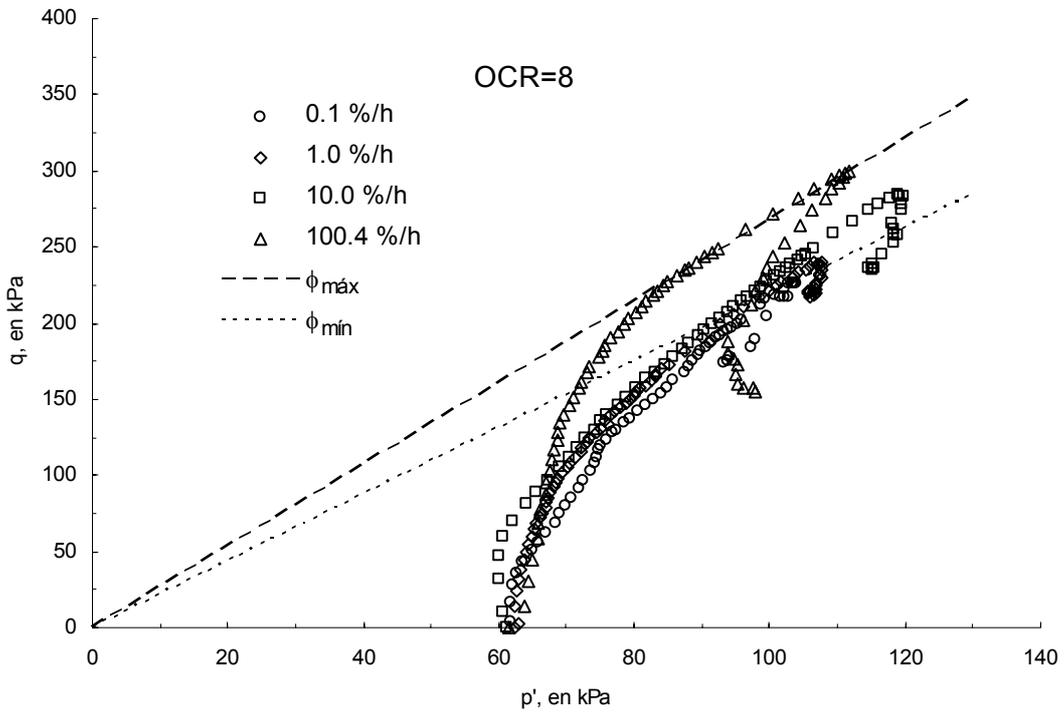


Fig. 5.16 Trayectorias de esfuerzos. Prof. 7.60 m.

Tabla 5.5 Resumen de valores para la serie OCR = 8, prof. 7.60 m.

$\dot{\epsilon}$ %/h	W_i %	$X_m = q_{\text{máx}} / \sigma'_{c0}$	u_p / σ'_{c0}	ϵ_f %	$\phi_{45+\phi/2}$ °
0.1	422	3.62	0.52	9.93	53.3
1.0	418	3.84	0.57	12.91	54.5
10.0	417	4.52	0.59	10.69	58.7
100.4	418	4.79	0.79	8.90	67.9

u_p , presión de poro correspondiente a $q_{\text{máx}}$

$\phi_{\text{máx}}$, ángulo de fricción correspondiente al máximo encontrado

$\phi_{\text{mín}}$, ángulo de fricción correspondiente al mínimo encontrado

5.4.1.5 OCR = 11.8

Por último, tenemos que para suelos preconsolidados se mantiene la tendencia a aumentar la resistencia con la velocidad de deformación, Fig. 5.17. La resistencia se incrementa en 13% entre 0.1 y 100 %/h. La deformación de falla varía de 6.93 a 8.89%, con promedio de 7.68%. Al parecer disminuye al aumentar la velocidad de deformación. Sin embargo la variación no es tan grande, por lo que se puede decir que dicha deformación es independiente de la velocidad. En esta serie de pruebas no se presentó pandeo en las probetas. Sin embargo, se observaron planos de falla de 55, 50 y 55° en las probetas de 1, 10 y 100 %/h respectivamente (F 18, 19 y 20), esto explica el cambio brusco en las curvas.

Las curvas de presión de poro (Fig. 5.18) tienen un comportamiento muy parecido, excepto para 10 %/h que se sale un tanto del comportamiento general, sin embargo, no se aprecia alguna tendencia con respecto a la velocidad de deformación. La magnitud de la presión de poro es del orden de lo observado para suelos preconsolidados (OCR 3, 6 y 8).

Las trayectorias de esfuerzo se observan con curvatura hacia la derecha y con tendencia a la envolvente de falla promedio. Además, no existe mucha dispersión en sus trayectorias, tienden a la misma curva. Los valores del ángulo de fricción varían de 56.0 a 63.4°. Sin embargo, si no se toma en cuenta el valor que se dispara de 63.4° (10 %/h), el promedio es de 56.8°, prácticamente independiente de la velocidad de deformación. En la Tabla 5.6 se muestran los valores antes mencionados.

En resumen podemos ver que la resistencia al corte de la arcilla de la ciudad de México es dependiente de la velocidad de deformación. La presión de poro es mayor para la condición de normalmente consolidado y menor para suelos preconsolidados. En suelos normalmente consolidados existe la tendencia de que al disminuir la velocidad de deformación la presión de poro aumenta. En general, la deformación de falla puede decirse que es independiente de la velocidad de deformación. Por último, los ángulos de fricción en suelos normalmente consolidados disminuyen al aumentar la velocidad. En suelos preconsolidados, salvo algunos valores que se disparan, los ángulos son independientes de la velocidad.

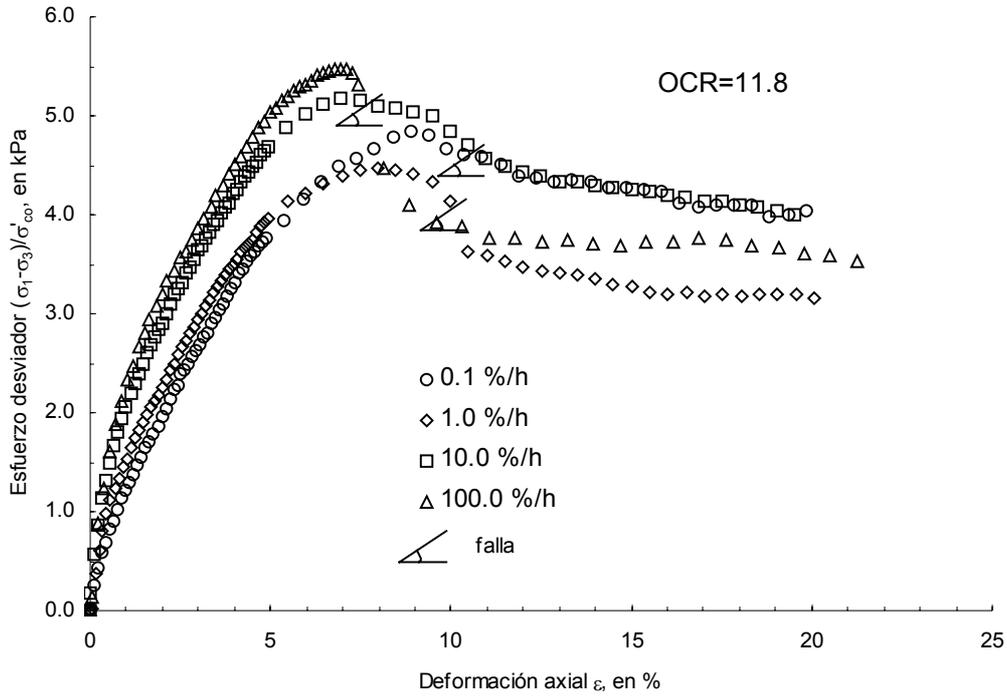


Fig. 5.17 Esfuerzo desviador normalizado vs deformación unitaria axial. Prof. 11.20 m.

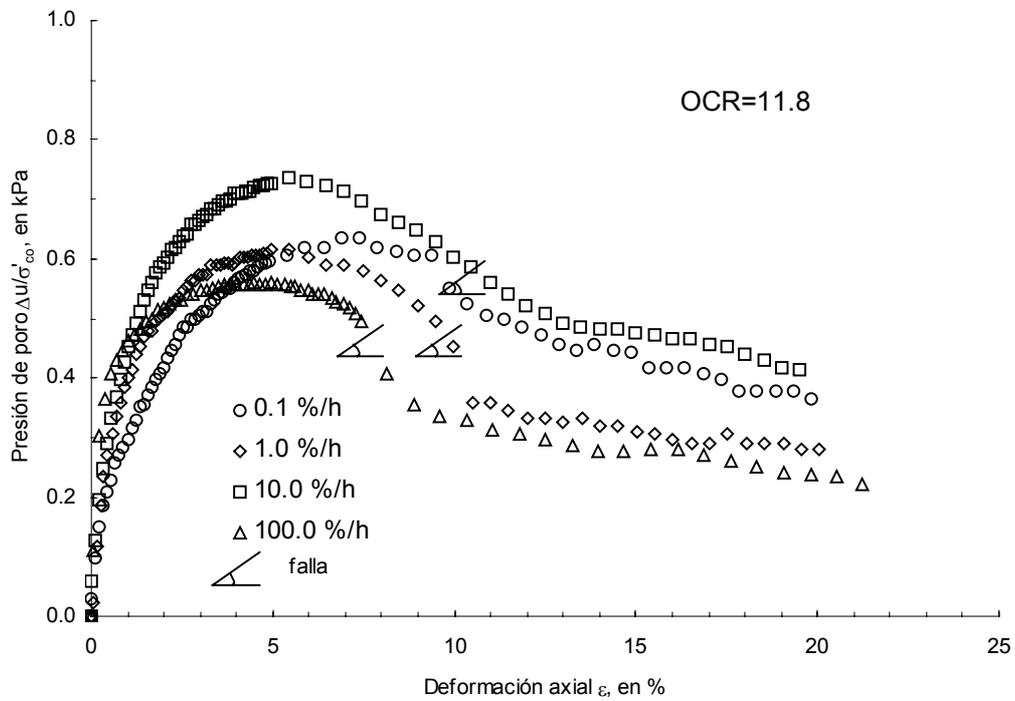


Fig. 5.18 Presión de poro normalizada vs deformación unitaria axial. Prof. 11.20 m.

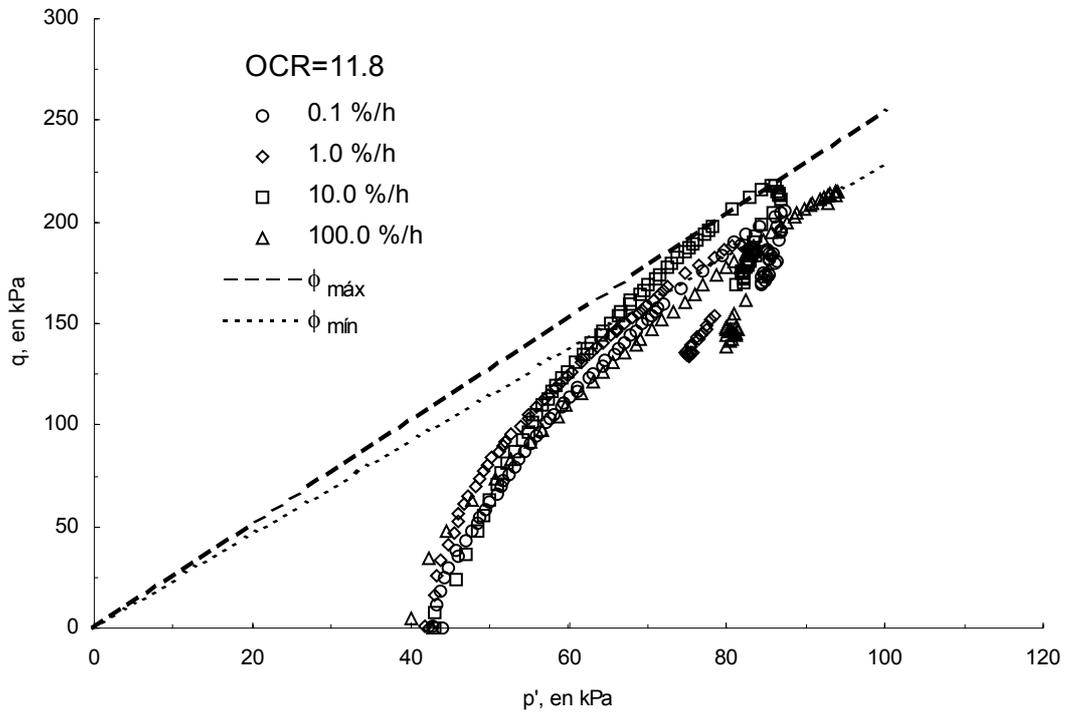


Fig. 5.19 Trayectorias de esfuerzos. Prof. 11.20 m.

Tabla 5.6 Resumen de valores para la serie OCR = 11.8, prof. 11.20 m.

$\dot{\epsilon}$ %/h	w_i %	$X_m = q_{m\acute{a}x} / \sigma'_{c0}$	u_p / σ'_{c0}	ϵ_f %	$\phi_{45+\phi/2}$ °
0.1	407	4.84	0.61	8.89	57.7
1.0	403	4.47	0.56	7.96	56.6
10.0	407	5.17	0.71	6.94	63.4
100.0	414	5.48	0.52	6.93	56.0

u_p , presión de poro correspondiente a $q_{m\acute{a}x}$

$\phi_{m\acute{a}x}$, ángulo de fricción correspondiente al máximo encontrado

$\phi_{mín}$, ángulo de fricción correspondiente al mínimo encontrado

Tabla 5.7 Resumen de valores para los distintos OCR.

OCR	$\dot{\epsilon}$ %/h	w_i %	$x_m = q_{m\acute{a}x} / \sigma'_{c0}$	u_p / σ'_{c0}	ϵ_f %	$\phi_{45+\phi/2}$ °
1	0.1	396	0.77	0.78	9.28	40.2
	1.0	386	0.85	0.72	7.74	39.2
	10.0	391	0.91	0.64	7.59	33.8
	100.6	396	1.00	0.57	4.76	34.4
3	0.1	334	1.79	0.56	4.27	42.0
	1.0	323	2.20	0.48	4.11	44.1
	10.1	314	2.35	0.43	5.36	42.5
	101.0	317	2.71	0.45	3.89	45.3
6	0.1	429	3.07	0.70	13.66	53.0
	1.0	422	3.32	0.57	12.04	52.6
	10.3	429	3.88	0.56	12.56	54.2
	102.7	427	3.94	0.53	12.78	53.8
8	0.1	422	3.62	0.52	9.93	53.3
	1.0	418	3.84	0.57	12.91	54.5
	10.0	417	4.52	0.59	10.69	58.7
	100.4	418	4.79	0.79	8.90	67.9
11.8	0.1	407	4.84	0.61	8.89	57.7
	1.0	403	4.47	0.56	7.96	56.6
	10.0	407	5.17	0.71	6.94	63.4
	100.0	414	5.48	0.52	6.93	56.0

u_p , presión de poro correspondiente a $q_{m\acute{a}x}$

5.4.2 Influencia del grado de preconsolidación en los resultados

En este punto se estudiará la influencia del grado de preconsolidación en los resultados, agrupándolos por velocidad. Se presentan las curvas esfuerzo desviador normalizado – deformación unitaria axial, presión de poro normalizada – deformación unitaria axial y trayectorias de esfuerzos en el plano $p' - q$, para cada velocidad.

5.4.2.1 0.1 %/h

El efecto de la preconsolidación es notorio en las muestras de 0.1 %/h, donde al aumentar el grado de preconsolidación aumenta la resistencia, Fig. 5.20. En la Tabla 5.8 se agrupan los resultados respecto a la velocidad. El incremento en la resistencia debido al grado de preconsolidación es de 527 %, obtenido como la relación de máximos esfuerzos para OCR 11.8 y 1. La deformación de falla es en promedio de 10.44 %, excepto para OCR = 3, la cual es de 4.27 %. No se aprecia una tendencia de la deformación de falla con respecto al grado de preconsolidación.

Es importante observar que a esta velocidad se tiene el tiempo necesario para que se uniformice la presión de poro en el espécimen, dado que la duración de la prueba es en promedio 200 h. Sin embargo, la prueba es tan lenta que existe un efecto de relajación de esfuerzos y una presión de poro secundaria. En la Fig. 5.21 podemos observar que al comenzar la prueba los comportamientos son muy similares hasta una deformación de 5% aproximadamente, después toman distintas trayectorias. No existe alguna tendencia apreciable en cuanto al grado de preconsolidación. Sin embargo, se observa que se genera mayor presión de poro en especímenes normalmente consolidados y ligeramente preconsolidados.

Los ángulos de fricción interna aumentan con el grado de preconsolidación de 40.2 a 57.7° como se ve en la Fig. 5.22. En esta figura se observa claramente como la curvatura de las trayectorias cambia de cóncava hacia la izquierda en estado normalmente consolidado a cóncava hacia la derecha en estado preconsolidado, pasando por una transición en suelos ligeramente preconsolidados.

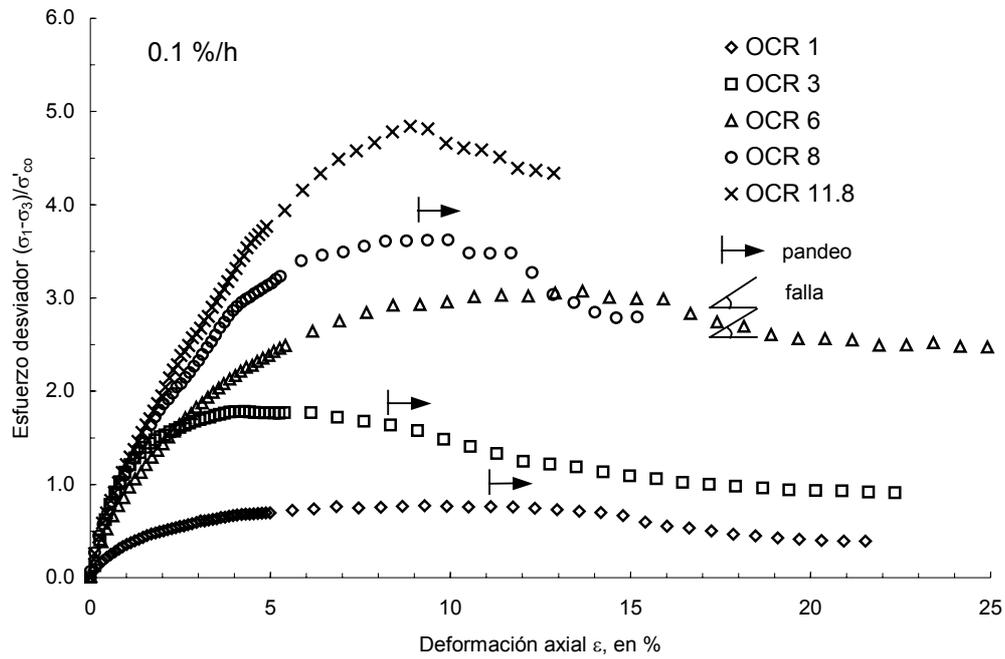


Fig. 5.20 Esfuerzo desviador normalizado vs deformación unitaria axial. 0.1 %/h.

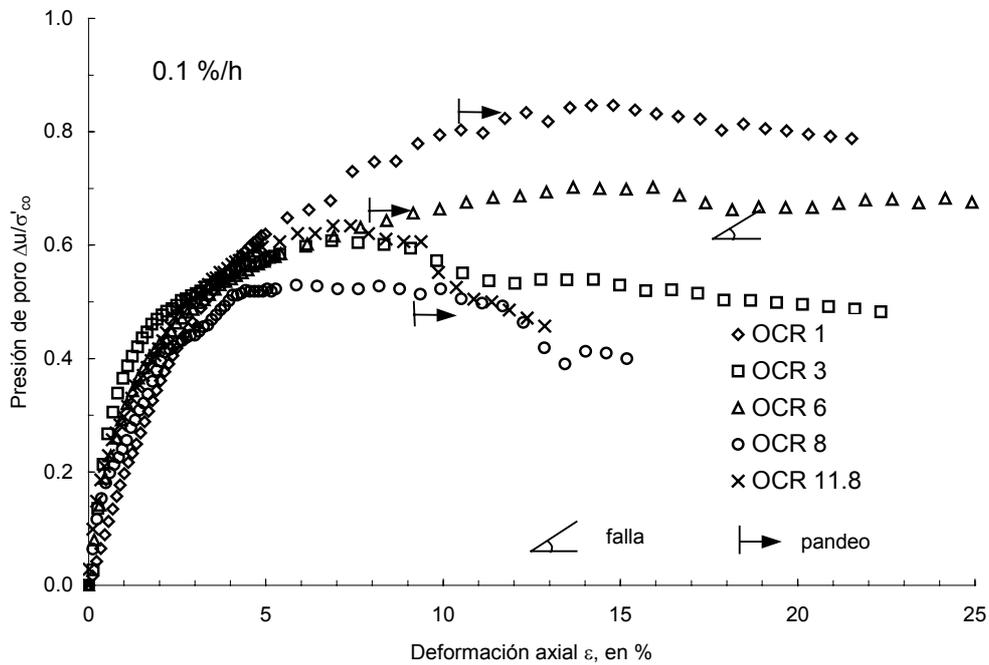


Fig. 5.21 Presión de poro normalizada vs deformación unitaria axial. 0.1 %/h.

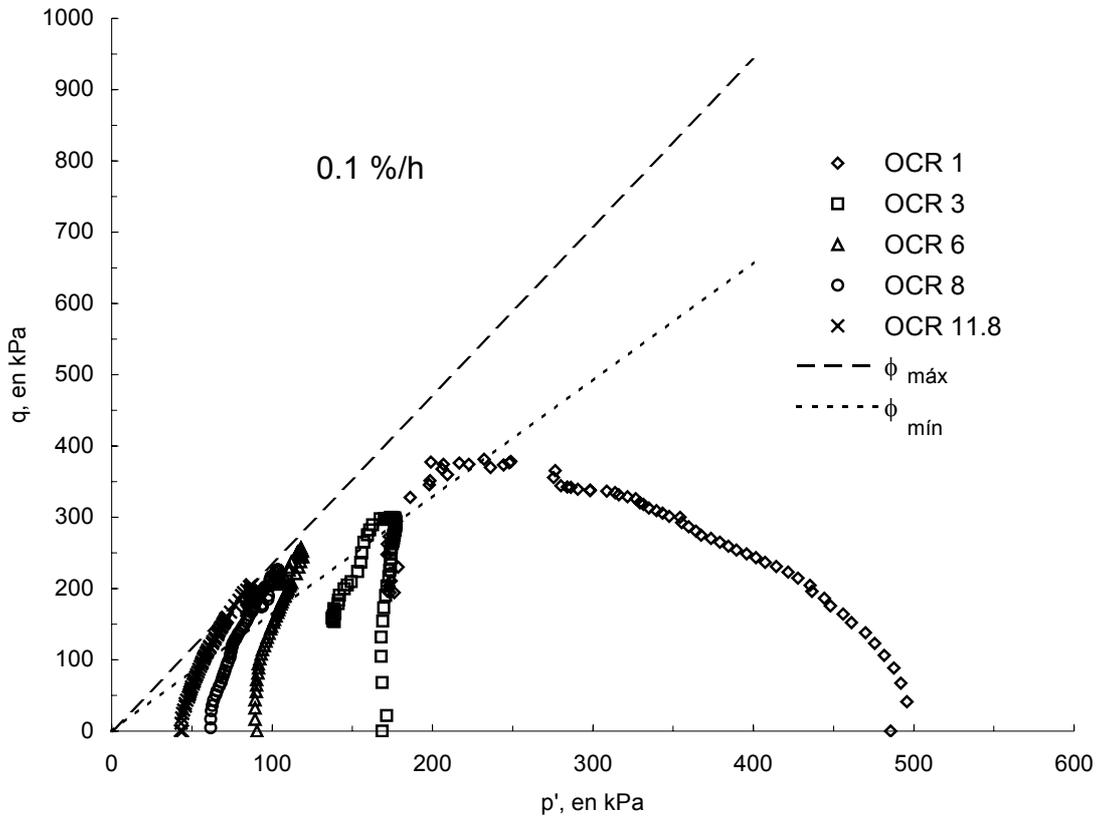


Fig. 5.22 Trayectorias de esfuerzos. 0.1 %/h.

Tabla 5.8 Resumen de valores para la serie 0.1 %/h.

Profundidad m	OCR	w_i %	$x_m = q_{\text{máx}} / \sigma'_{c0}$	u_p / σ'_{c0}	ϵ_f %	$\phi_{45+\phi/2}$ °
17.65	1	396	0.77	0.78	9.28	40.2
17.65	3	334	1.79	0.56	4.27	42.0
11.20	6	429	3.07	0.70	13.66	53.0
7.60	8	422	3.62	0.52	9.93	53.3
11.20	11.8	407	4.84	0.61	8.89	57.7

u_p , presión de poro correspondiente a $q_{\text{máx}}$

$\phi_{\text{máx}}$, ángulo de fricción correspondiente al máximo encontrado

$\phi_{\text{mín}}$, ángulo de fricción correspondiente al mínimo encontrado

5.4.2.2 1 %/h

Para la velocidad de 1%/h podemos observar el mismo patrón de comportamiento: aumento de la resistencia al aumentar el grado de preconsolidación, para una misma velocidad, Fig. 5.23. El incremento en la resistencia es del orden de 425 % para esta velocidad. La deformación de falla está entre 4.11 y 12.91%, sin tendencia apreciable con respecto al grado de preconsolidación.

La presión de poro mantiene el comportamiento observado en el cual hasta aprox. 4 % se mantienen muy juntas las curvas de presión de poro, para después divergir, Fig. 5.24. Se observa que sigue siendo mayor la presión de poro en suelos normalmente consolidados, además de que en suelos preconsolidados las presiones generadas son del mismo orden (de 0.50 a 0.58).

Los ángulos de fricción varían entre 39.2 y 56.6°, aumentando con el grado de preconsolidación, Fig. 5.25.

Es importante hacer notar que los contenidos de agua iniciales de las probetas son del orden (410% en promedio), excepto para el grado de preconsolidación de 3 con promedio de 320%.

En la Tabla 5.9 se presenta un resumen de los parámetros mencionados.

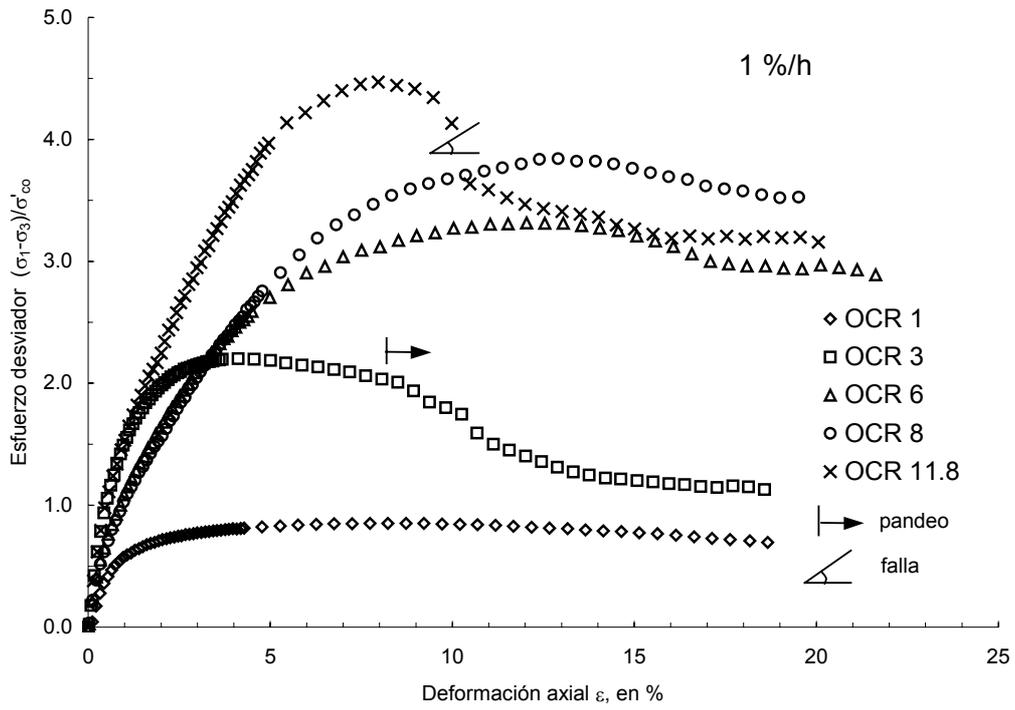


Fig. 5.23 Esfuerzo desviador normalizado vs deformación unitaria axial. 1 %/h.

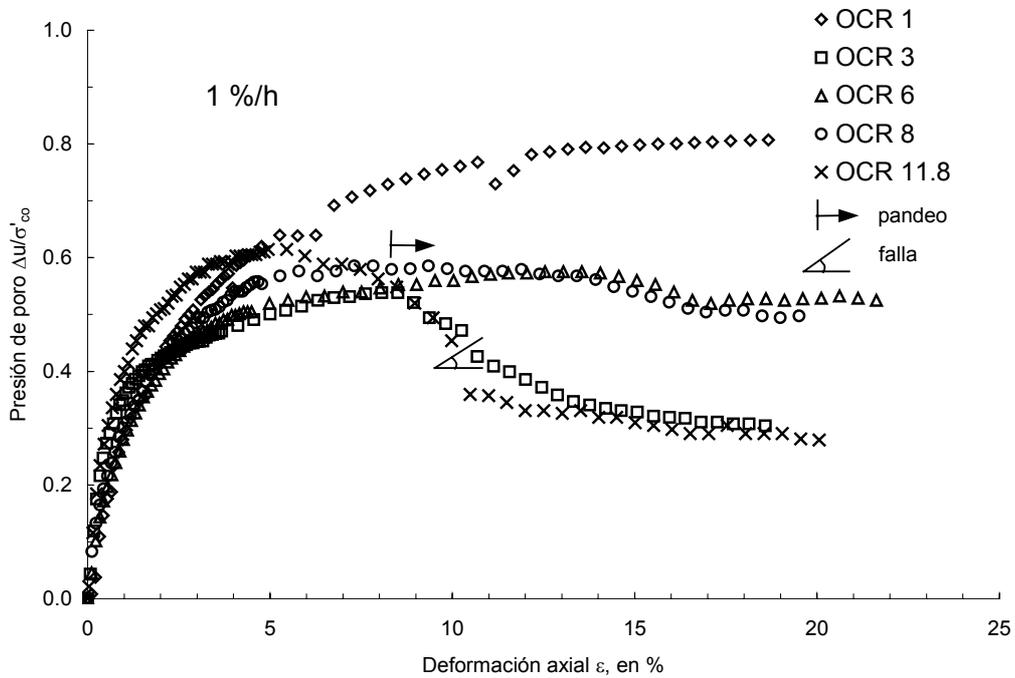


Fig. 5.24 Presión de poro normalizada vs deformación unitaria axial. 1 %/h.

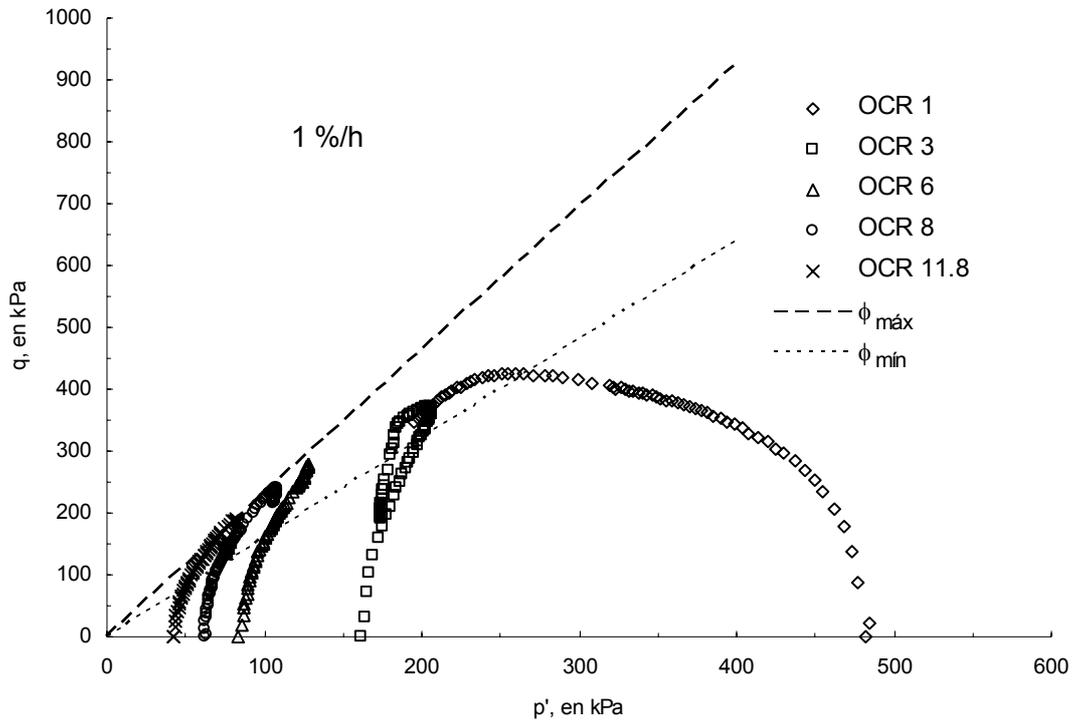


Fig. 5.25 Trayectorias de esfuerzos. 1 %/h.

Tabla 5.9 Resumen de valores para la serie 1 %/h.

Profundidad m	OCR	w_i %	$x_m = q_{\text{máx}} / \sigma'_{c0}$	u_p / σ'_{c0}	ε_f %	$\phi_{45+\phi/2}$ °
17.65	1	386	0.85	0.72	7.74	39.2
17.65	3	323	2.20	0.48	4.11	44.1
11.20	6	422	3.32	0.57	12.04	52.6
7.60	8	418	3.84	0.57	12.91	54.5
11.20	11.8	403	4.47	0.56	7.96	56.6

u_p , presión de poro correspondiente a $q_{\text{máx}}$

$\phi_{\text{máx}}$, ángulo de fricción correspondiente al máximo encontrado

$\phi_{\text{mín}}$, ángulo de fricción correspondiente al mínimo encontrado

5.4.2.3 10 %/h

El incremento de la resistencia debido al grado de preconsolidación es de 469%. La tendencia no cambia, aumenta la resistencia al aumentar el grado de preconsolidación, Fig. 5.26. En cuanto a la deformación de falla no se observa alguna tendencia con respecto al grado de preconsolidación. Ésta varía de 5.36 a 12.56%.

En la Fig. 5.27 vemos que el comportamiento de la presión de poro no presenta la uniformidad vista en otras velocidades (0.1 y 1 %/h) al inicio de la prueba. Se sigue generando mayor presión de poro para el estado normalmente consolidado que para el preconsolidado, salvo para el grado de preconsolidación de 11.8, cuyo comportamiento sale de las tendencias observadas. La dispersión de los comportamientos de la presión de poro puede deberse a que al aumentar la velocidad de deformación, no da tiempo a que la presión de poro se uniformice en el espécimen y la presión de poro medida no sea representativa. El promedio de duración de una prueba en arcilla de la ciudad de México, para obtener un 90% de uniformación de la presión de poro es de 8 a 10 h (Rojas *et al* 1973; Alberro y Santoyo 1973). Para la velocidad de 10 %/h la duración de la prueba es de 2 h en promedio, por lo que resulta posible que las lecturas de presión de poro sean poco representativas.

En la Fig. 5.28 se observa también una dispersión en las trayectorias de esfuerzos. El ángulo de fricción interna varía entre 33.9 y 63.4°, aumenta con el grado de preconsolidación.

En la Tabla 5.10 se muestran los datos para esta velocidad.

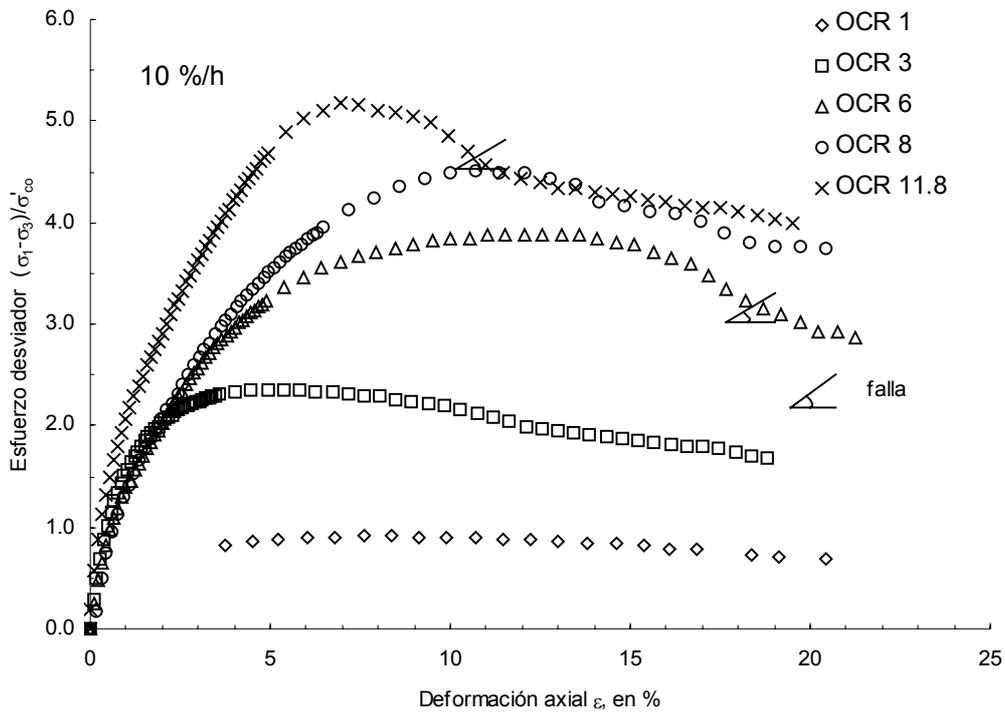


Fig. 5.26 Esfuerzo desviador normalizado vs deformación unitaria axial. 10 %/h.

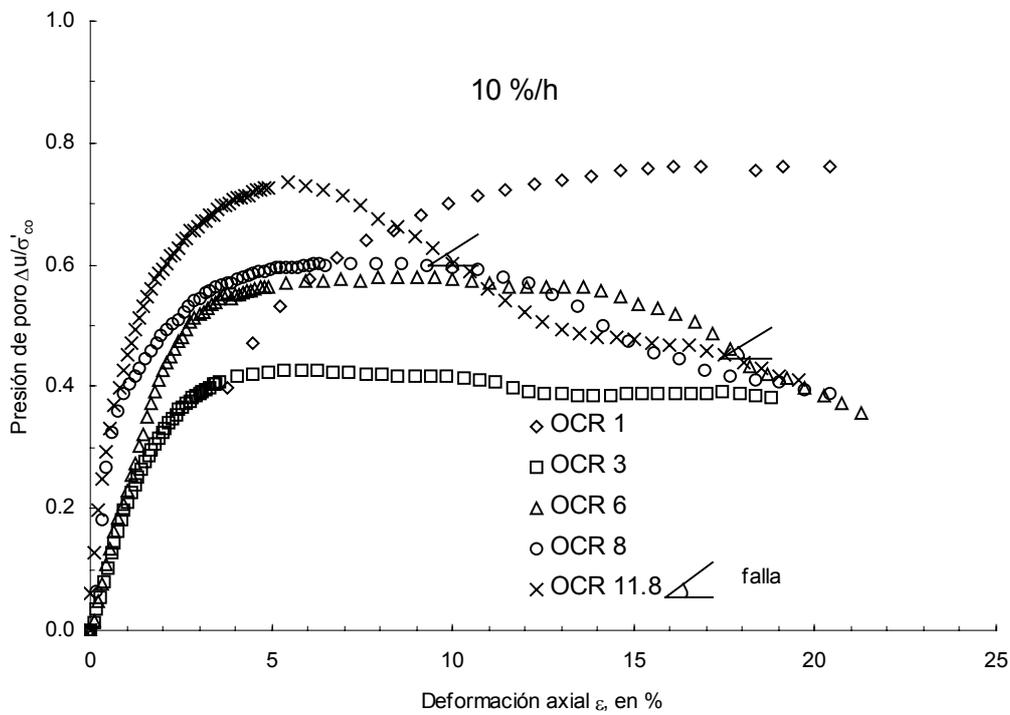


Fig. 5.27 Presión de poro normalizada vs deformación unitaria axial. 10 %/h.

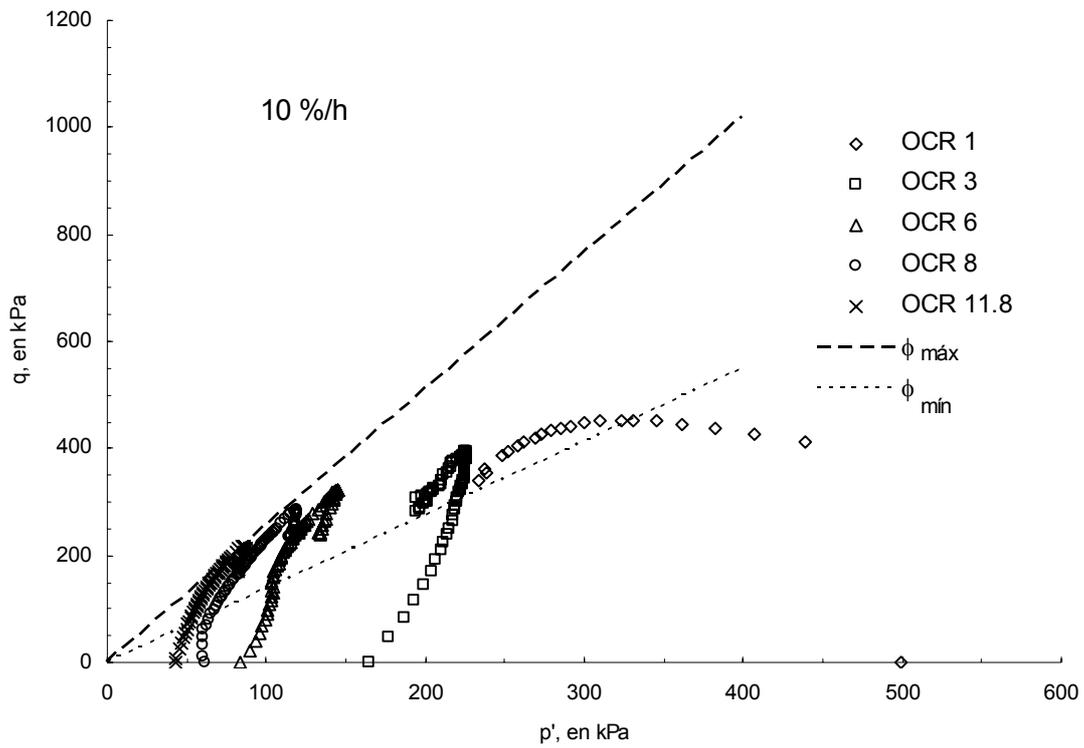


Fig. 5.28 Trayectorias de esfuerzos. 10 %/h.

Tabla 5.10 Resumen de valores para la serie 10 %/h.

Profundidad m	OCR	w_i %	$x_m = q_{\text{máx}} / \sigma'_{c0}$	u_p / σ'_{c0}	ϵ_f %	$\phi_{45+\phi/2}$ °
17.65	1	391	0.91	0.64	7.59	33.8
17.65	3	314	2.35	0.43	5.36	42.5
11.20	6	429	3.88	0.56	12.56	54.2
7.60	8	417	4.52	0.59	10.69	58.7
11.20	11.8	407	5.17	0.71	6.94	63.4

u_p , presión de poro correspondiente a $q_{\text{máx}}$

$\phi_{\text{máx}}$, ángulo de fricción correspondiente al máximo encontrado

$\phi_{\text{mín}}$, ángulo de fricción correspondiente al mínimo encontrado

5.4.2.4 100 %/h

Para esta velocidad la resistencia aumenta con el grado de preconsolidación en un 448 % (Fig. 5.29). La deformación de falla varía entre 3.89 y 12.87%, sin tendencia respecto al grado de preconsolidación. El resumen de resultados para la velocidad de 100 %/h se muestra en la Tabla 5.11.

En la Fig. 5.30 se muestra que los comportamientos para grados de preconsolidación de 8 y 11.8 se disparan del comportamiento general. La duración promedio de una prueba a esta velocidad es de 12 min, por lo que es difícil que la presión de poro se uniformice en el espécimen y por tanto, que las mediciones sean representativas. Se observa dispersión de los comportamientos desde el principio de la prueba.

En la Fig. 5.31 se aprecia la diferencia en los comportamientos de las trayectorias de esfuerzos. Una de las causas puede ser lo explicado en el párrafo anterior respecto al tiempo de uniformación de la presión de poro. Los ángulos de fricción interna aumentan con el grado de preconsolidación.

En la Tabla 5.12 se resumen los resultados con respecto al grado de preconsolidación. La resistencia aumenta con respecto al grado de preconsolidación. La velocidad de deformación no presenta tendencia con respecto al grado de preconsolidación. Sin embargo, es importante observar que se trata de muestras a distintas profundidades, esto influye en el comportamiento. En cuanto a la presión de poro se observa que en suelos normalmente consolidados se genera mayor presión de poro y en preconsolidados la presión generada es del mismo orden de magnitud. Los ángulos de fricción interna aumentan con el grado de preconsolidación. Sin embargo, la variación es más notoria al aumentar la velocidad y se nota en las trayectorias de esfuerzos.

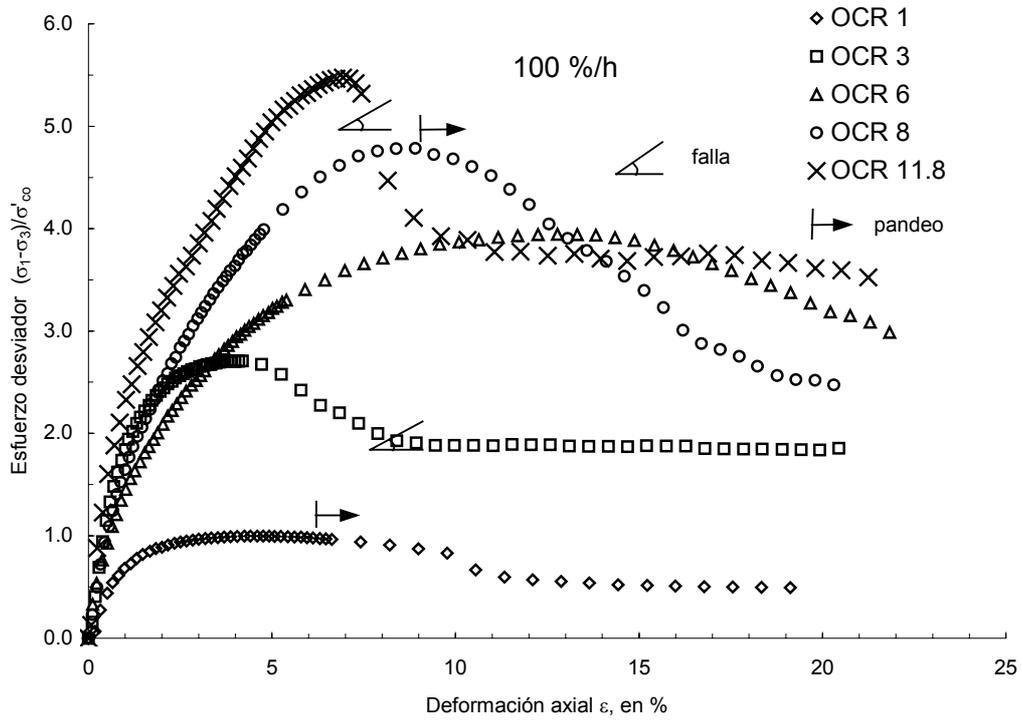


Fig. 5.29 Esfuerzo desviador normalizado vs deformación unitaria axial. 100 %/h.

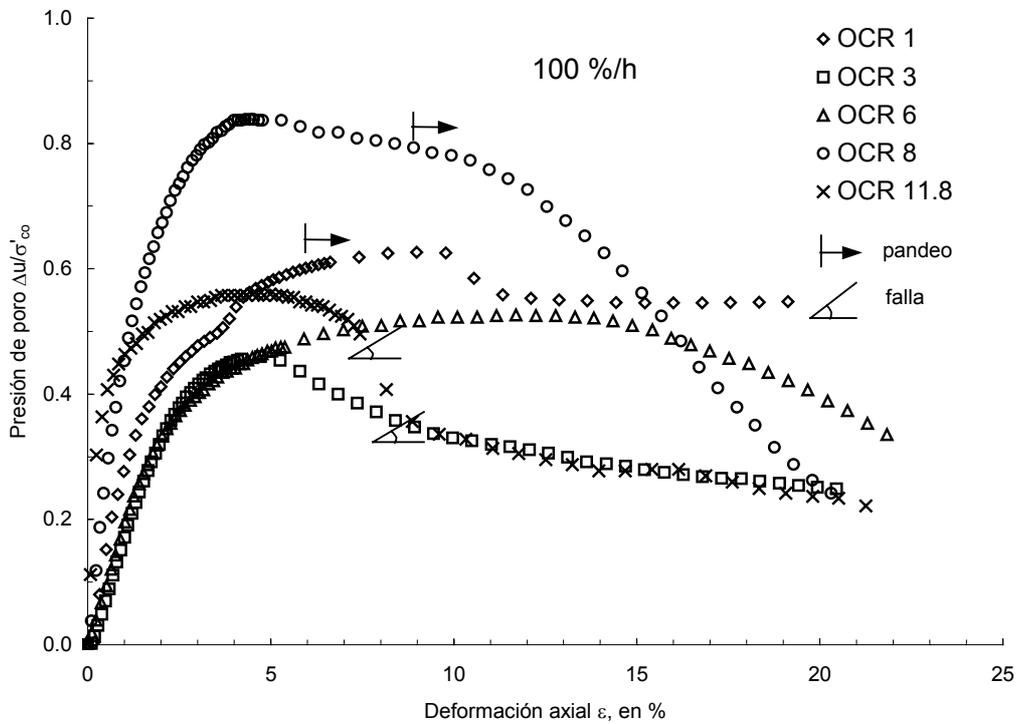


Fig. 5.30 Presión de poro normalizada vs deformación unitaria axial. 100 %/h.

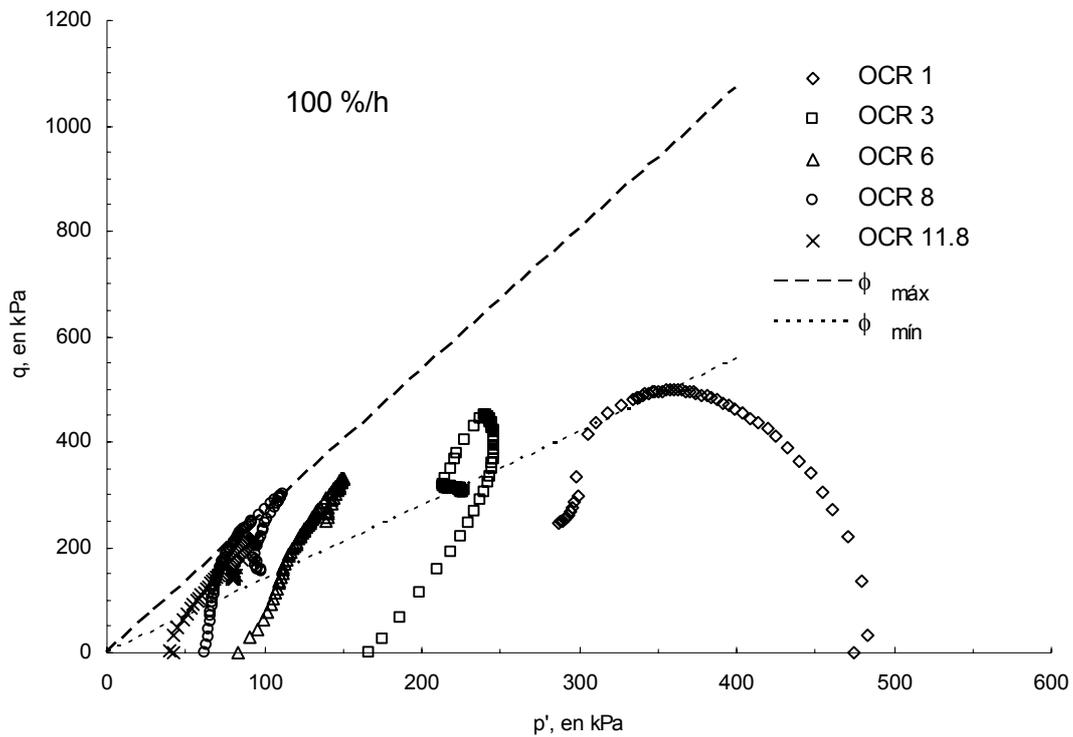


Fig. 5.31 Trayectorias de esfuerzos. 100 %/h.

Tabla 5.11 Resumen de valores para la serie 100 %/h.

Profundidad m	OCR	w_i %	$x_m = q_{m\acute{a}x} / \sigma'_{c0}$	u_p / σ'_{c0}	ϵ_f %	$\phi_{45+\phi/2}$ °
17.65	1	396	1.00	0.57	4.76	34.4
17.65	3	317	2.71	0.45	3.89	45.3
11.20	6	427	3.94	0.53	12.78	53.8
7.60	8	418	4.79	0.79	8.90	67.9
11.20	11.8	414	5.48	0.52	6.93	56.0

u_p , presión de poro correspondiente a $q_{m\acute{a}x}$

$\phi_{m\acute{a}x}$, ángulo de fricción correspondiente al máximo encontrado

$\phi_{m\acute{i}n}$, ángulo de fricción correspondiente al mínimo encontrado

Tabla 5.12 Resumen de valores para las distintas velocidades de deformación.

$\dot{\epsilon}$ %/h	Profundidad m	OCR	w_i %	$x_m = q_{m\acute{a}x} / \sigma'_{c0}$	u_p / σ'_{c0}	ϵ_f %	$\phi_{45+\phi/2}$ °
0.1	17.65	1	396	0.77	0.78	9.28	40.2
	17.65	3	334	1.79	0.56	4.27	42.0
	11.20	6	429	3.07	0.70	13.66	53.0
	7.60	8	422	3.62	0.52	9.93	53.3
	11.20	11.8	407	4.84	0.61	8.89	57.7
1	17.65	1	386	0.85	0.72	7.74	39.2
	17.65	3	323	2.20	0.48	4.11	44.1
	11.20	6	422	3.32	0.57	12.04	52.6
	7.60	8	418	3.84	0.57	12.91	54.5
	11.20	11.8	403	4.47	0.56	7.96	56.6
10	17.65	1	391	0.91	0.64	7.59	33.8
	17.65	3	314	2.35	0.43	5.36	42.5
	11.20	6	429	3.88	0.56	12.56	54.2
	7.60	8	417	4.52	0.59	10.69	58.7
	11.20	11.8	407	5.17	0.71	6.94	63.4
100	17.65	1	396	1.00	0.57	4.76	34.4
	17.65	3	317	2.71	0.45	3.89	45.3
	11.20	6	427	3.94	0.53	12.78	53.8
	7.60	8	418	4.79	0.79	8.90	67.9
	11.20	11.8	414	5.48	0.52	6.93	56.0

u_p , presión de poro correspondiente a $q_{m\acute{a}x}$

5.4.3 Ubicación de los resultados en investigaciones recientes

En las Tablas 5.7 y 5.12 se resumen todos los valores anteriores en función de la velocidad de deformación y del grado de preconsolidación. En el Capítulo 2 se presentó un estado del arte al respecto de la influencia de la velocidad de deformación y del grado de preconsolidación en la resistencia, la presión de poro y deformación de falla. Recordemos que en estudios anteriores (Fig. 2.2) se observó un incremento del 10% en la resistencia por cada ciclo logarítmico de velocidad de deformación. En la Fig. 5.32 se muestran los resultados obtenidos en este estudio presentados en la forma gráfica de Kulhawy y Mayne (1990) y se puede ver que también se encuentran en la tendencia antes mencionada. El promedio de incremento de la resistencia por ciclo logarítmico de velocidades para el caso de la arcilla de la ciudad de México es de 9%. Por tanto se puede deducir que en las arcillas de la ciudad de México, la resistencia al corte es dependiente de la velocidad de deformación, con la misma tendencia observada por Kulhawy y Mayne para distintos tipos de arcilla, con distintos grados de preconsolidación y estados (remoldeada e inalterada).

En la Fig. 5.33 se muestra la resistencia máxima normalizada para cada grado de preconsolidación, podemos ver con mayor claridad que la resistencia para un grado de preconsolidación aumenta con la velocidad de deformación. Esta influencia es menor en suelos normalmente consolidados que en preconsolidados. Se observa que la pendiente para el estado normalmente consolidado ($OCR = 1$) es pequeña, por tanto la variación de la resistencia es menor y también la influencia de la velocidad. Al aumentar el grado de preconsolidación la pendiente aumenta y también la influencia de la velocidad en la resistencia.

En la Fig. 5.34 se muestra nuevamente la resistencia máxima normalizada ahora para cada velocidad de deformación. Se observa que la resistencia aumenta al aumentar el grado de preconsolidación. En suelos normalmente consolidados se puede ver que el efecto de la velocidad de deformación es muy pequeño, en la figura se ve que la dispersión de los valores es muy pequeña. En cambio, al aumentar el grado de preconsolidación la diferencia entre las curvas es mayor, indicando mayor influencia de la velocidad.

El ángulo de fricción interna (Fig. 5.35) obtenido, se grafica en función del grado de preconsolidación y se puede observar que aumenta al aumentar el grado de preconsolidación, para cada una de las velocidades. Para cada grado de preconsolidación, no se aprecia una tendencia clara con la velocidad de deformación.

La deformación de falla se dibuja en la Fig. 5.36, en ella se muestra la profundidad de cada una de las muestras. De esta forma podemos ver tendencias que no se aprecian en las tablas. Para los grados de preconsolidación de 1 y 3, las muestras tienen la misma profundidad (17.65 m) y se observa que al aumentar el grado de preconsolidación la deformación de falla disminuye. Para los grados de preconsolidación de 6, 8 y 11.8 (profundidades de 11.20, 7.60 y 11.20 m, respectivamente) se muestra la misma tendencia, al aumentar el grado de preconsolidación la deformación de falla tiende a disminuir. Con respecto a la velocidad, la tendencia para las distintas profundidades es que a mayor velocidad la deformación de falla disminuye.

En la Fig. 5.37 se muestra la variación de la presión de poro en la falla (presión de poro correspondiente a $q_{\text{máx}}$) con el grado de preconsolidación para cada velocidad. Se puede ver que la magnitud de la presión de poro en el estado normalmente consolidado es mayor que en suelos preconsolidados. Salvo algunos puntos, podemos ver que la tendencia con respecto a la velocidad es a aumentar la presión de poro a medida que la velocidad disminuye. Esto puede explicarse si tomamos en cuenta que a velocidades bajas se tiene el tiempo necesario para generar la presión de poro.

Al normalizar la presión de poro (Fig. 5.38) observamos que la tendencia es que en estado normalmente consolidado la presión de poro es mayor que en preconsolidado. En suelos preconsolidados la presión de poro es más o menos del mismo orden, salvo tres puntos que salen del comportamiento general (en OCR 6, 0.1 %/h; OCR 8, 100 %/h; y OCR 11.8, 10 %/h), tiende a un valor medio de 0.57.

En la Fig. 5.39 se hizo el ejercicio de normalizar la presión de poro con la presión generada a la velocidad de 1 %/h, siguiendo el criterio de Kulhawy y Mayne. Si se propone una ecuación parecida a la de Kulhawy y Mayne de la siguiente forma,

$$\frac{u_p}{u_p(1\%/h)} = 1 - 0.1 \log \varepsilon \quad (5.1)$$

La curva de tendencia se ajusta de buena forma al comportamiento observado, con excepción de las presiones de poro para OCR = 8 (100 %/h) y OCR = 11.8 (10 %/h) que se salen del comportamiento general observado. La tendencia es similar a la de resistencia, un decremento aproximado del 10 % en cada ciclo logarítmico de la velocidad de deformación.

En su estudio en arcillas normalmente consolidadas Vaid y Campanella (1977) utilizan velocidades de 0.03 y 0.18 %/h, tomando ésta última como el límite inferior de velocidad de deformación bajo el cual la resistencia ya no depende de la velocidad. En este estudio se utilizó una velocidad de 0.1 %/h, cercana al límite inferior antes mencionado, pero no más pequeñas. Sin embargo, si observamos la Fig. 5.33 la pendiente para arcilla normalmente consolidada (OCR = 1) es muy pequeña y parece que a velocidades más pequeñas el comportamiento tiende hacia un valor constante.

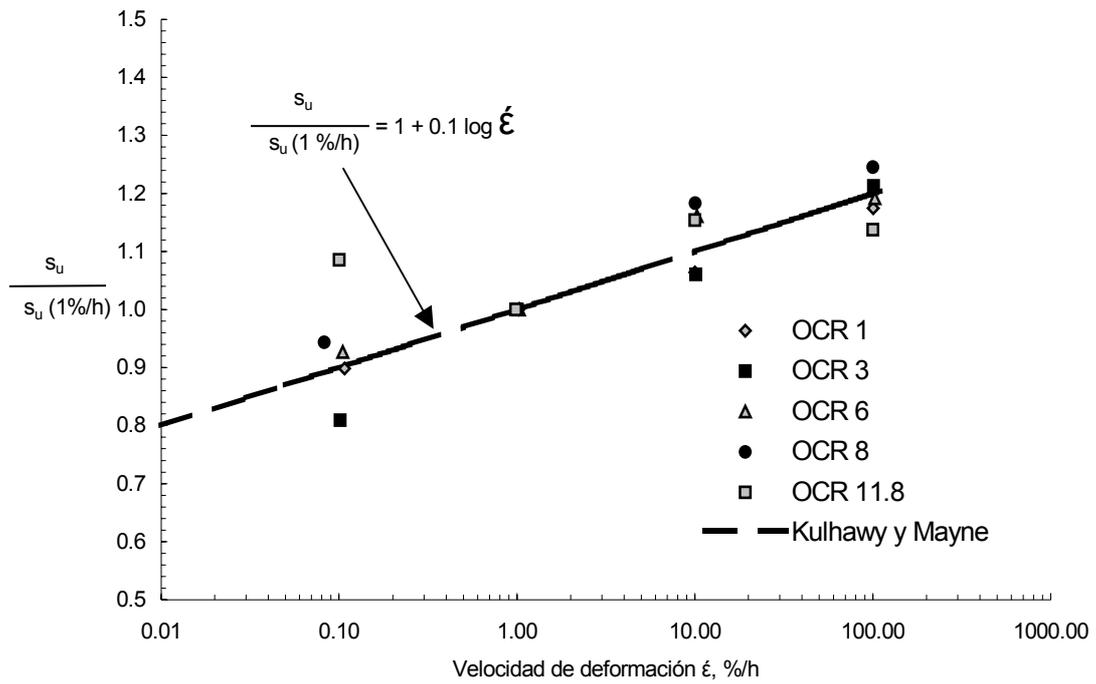


Fig. 5.32 Resistencia normalizada para 1 %/h (Después de Kulhawy y Mayne, 1990).

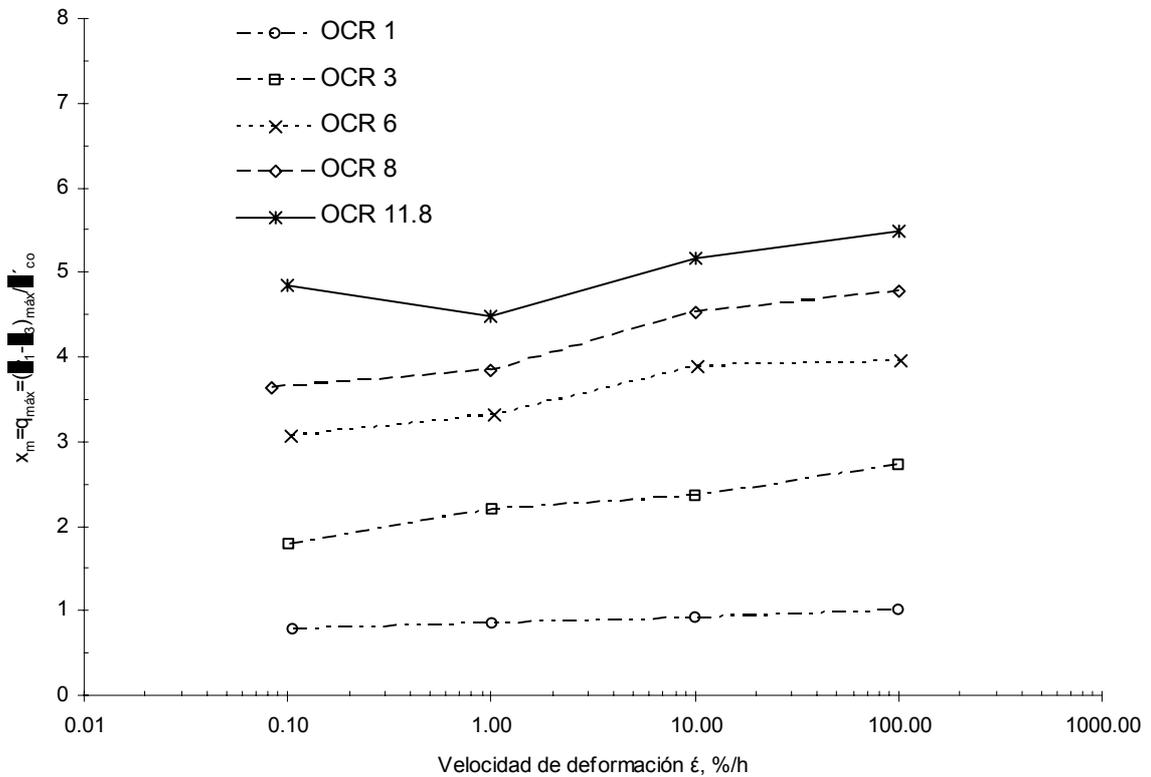


Fig. 5.33 Resistencia máxima normalizada vs velocidad de deformación.

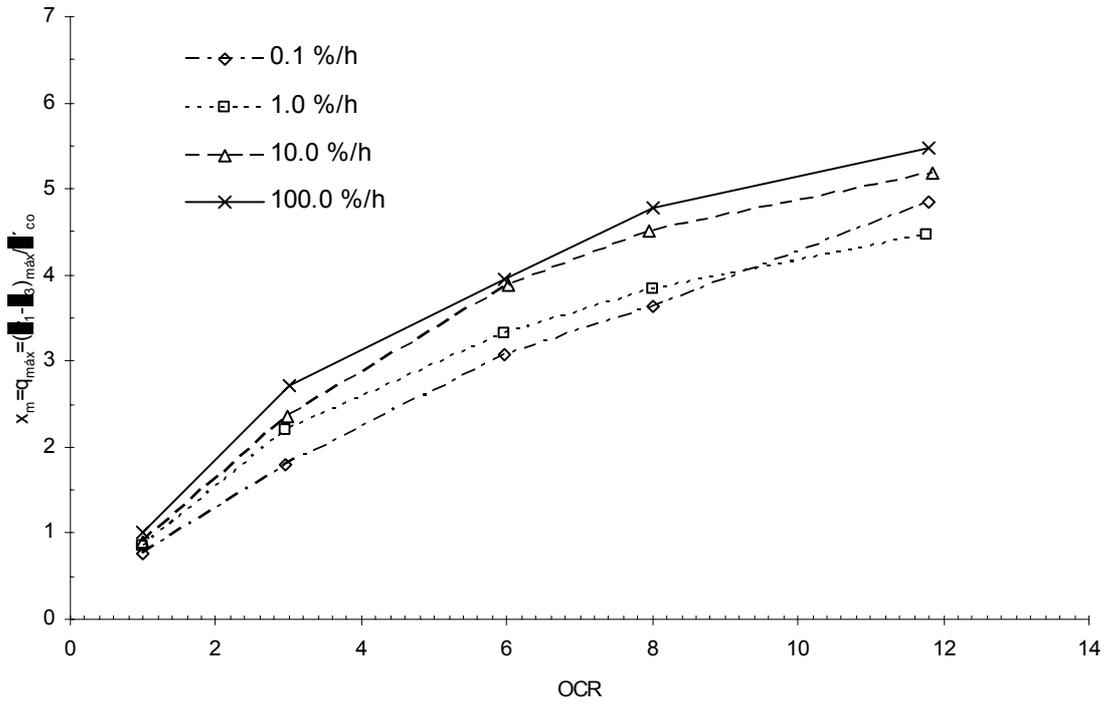


Fig. 5.34 Resistencia máxima normalizada vs OCR.

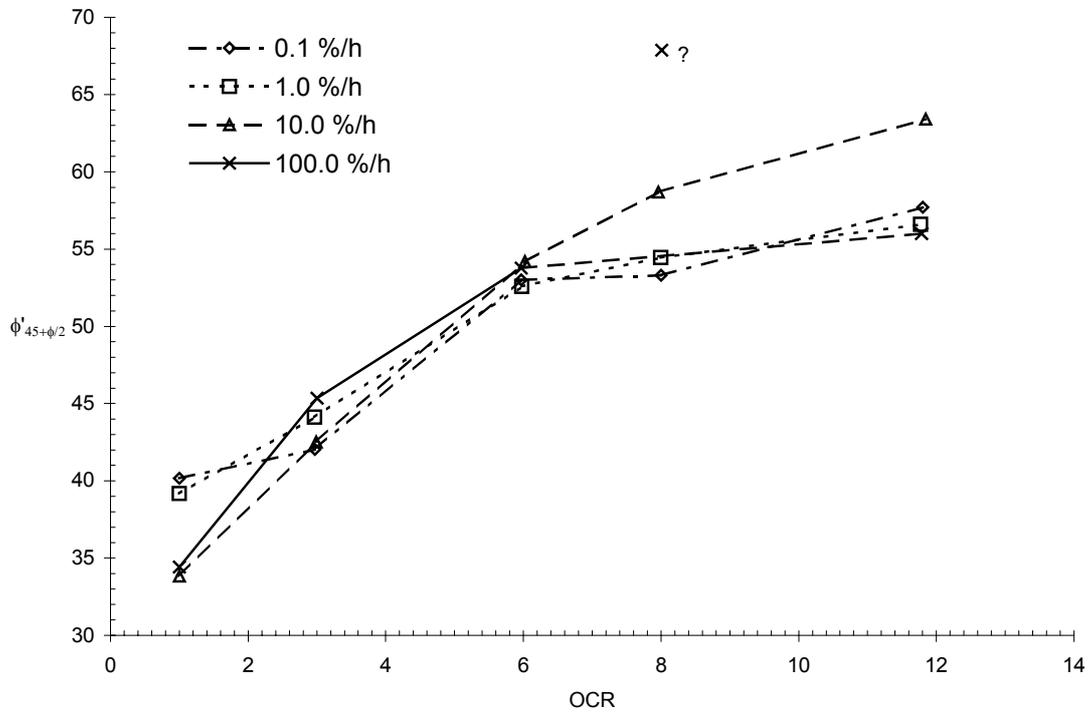


Fig. 5.35 Ángulo de fricción interna $\phi'_{45+\phi/2}$ vs OCR.

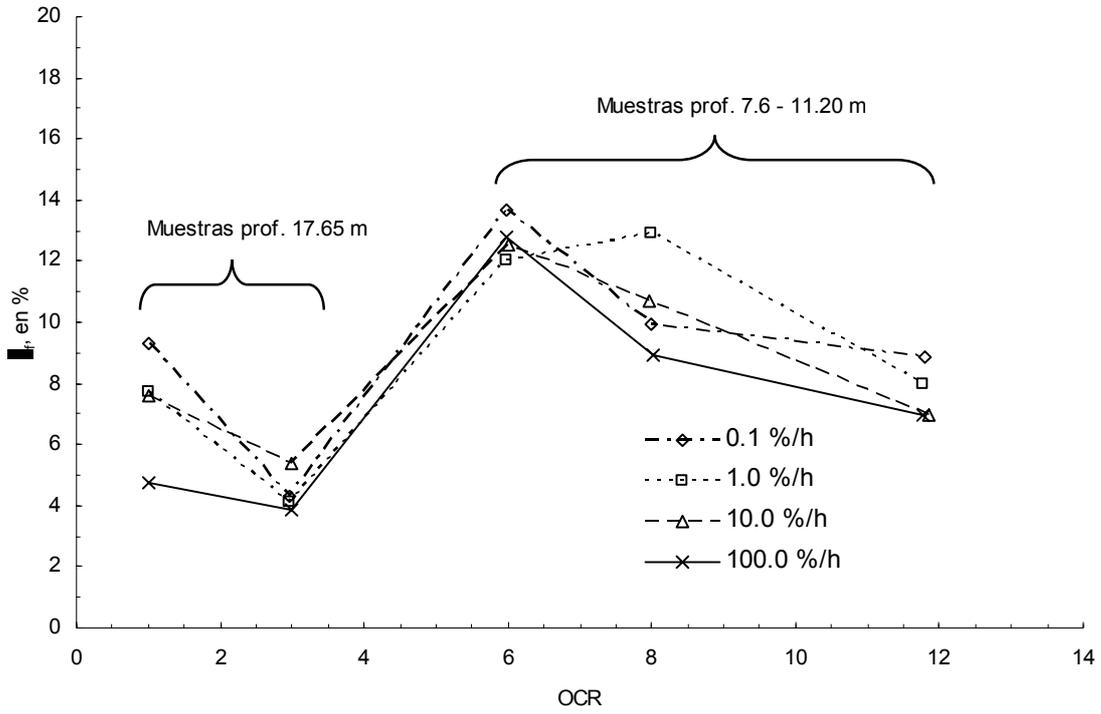


Fig. 5.36 Deformación de falla vs OCR.

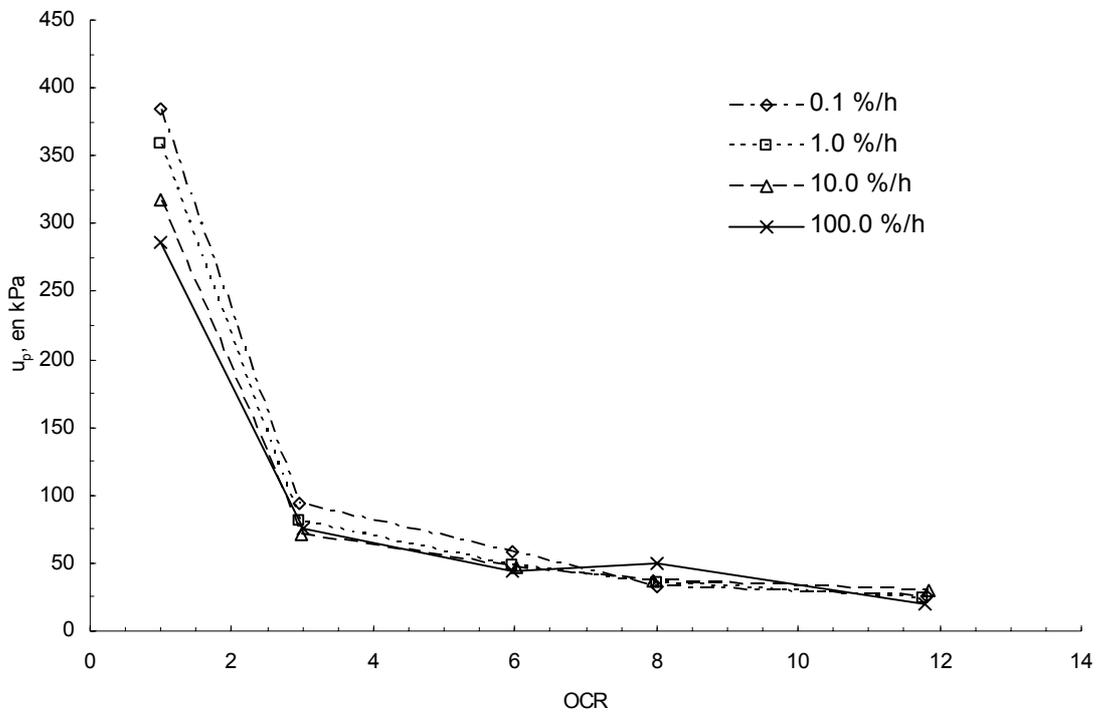


Fig. 5.37 u_p vs OCR.

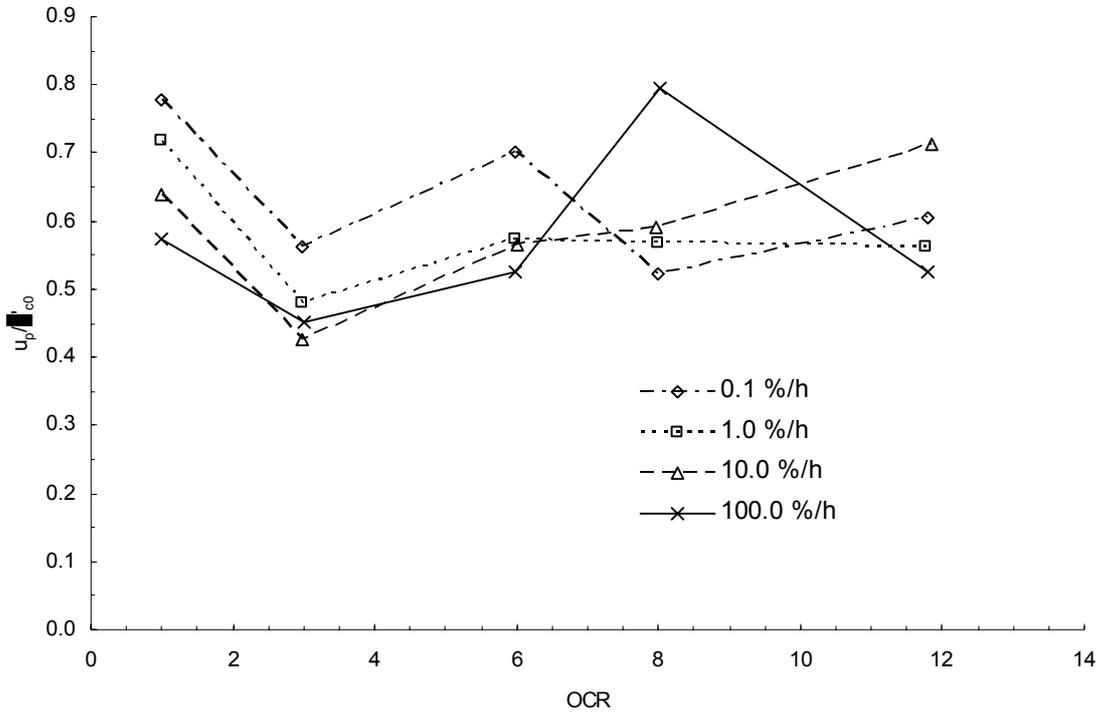


Fig. 5.38 u_p/σ_{c0} vs OCR.

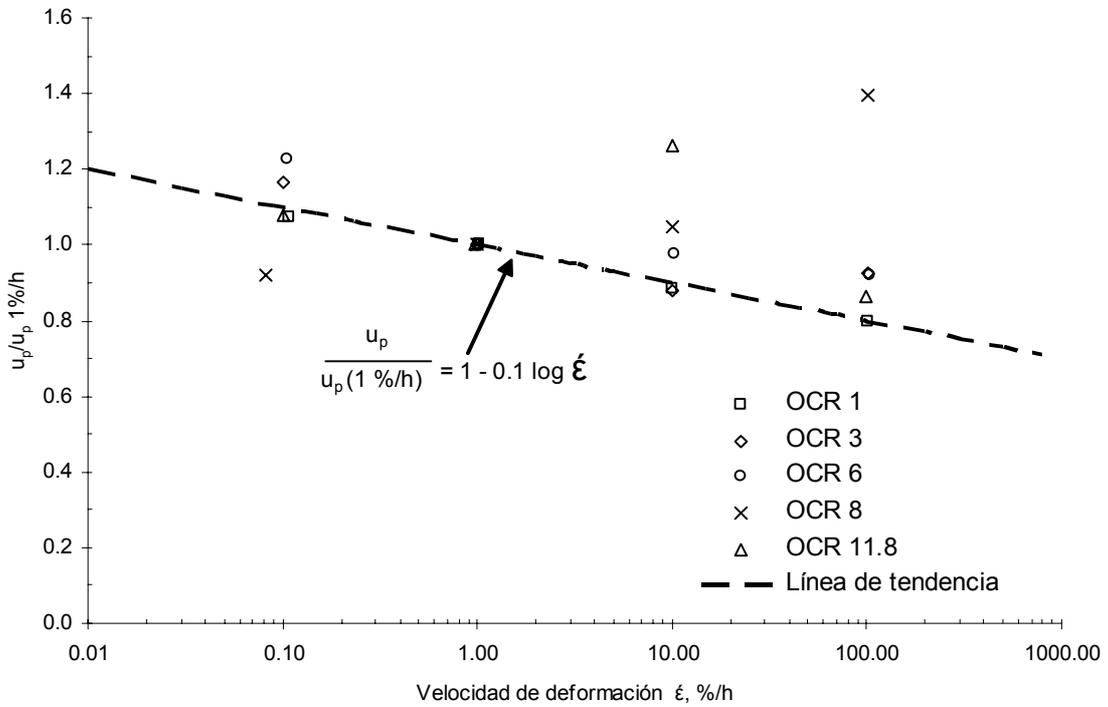


Fig. 5.39 $u_p/u_p(1\%/h)$ vs velocidad de deformación.



Foto 5.1. Probeta OCR = 1, 0.1 %/h

Fotos fuera de foco. Sin embargo la curva esfuerzo – deformación no muestra señales de pandeo o plano de falla

Foto 5.2. Probeta OCR = 1, 1 %/h

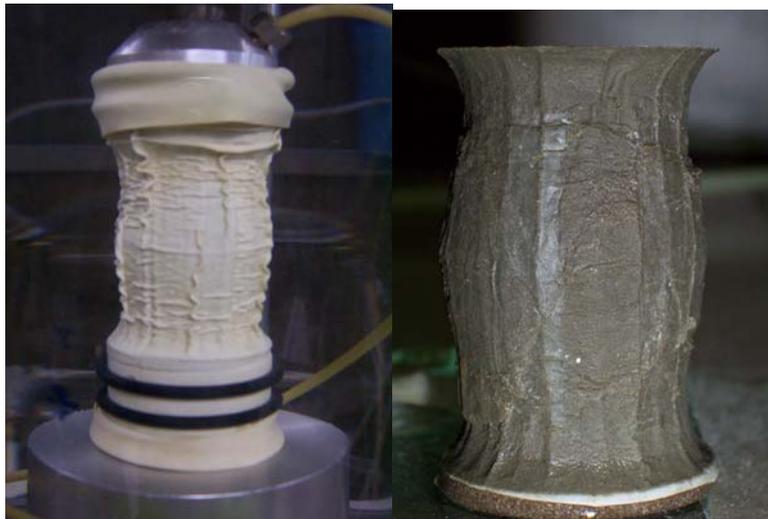


Foto 5.3. Probeta OCR = 1, 10 %/h



Foto 5.4. Probeta OCR = 1, 100 %/h



Foto 5.5. Probeta OCR = 3, 0.1 %/h



Foto 5.6. Probeta OCR = 3, 1 %/h



Foto 5.7. Probeta OCR = 3, 10 %/h



Foto 5.8. Probeta OCR = 3, 100 %/h



Foto 5.9. Probeta OCR = 6, 0.1 %/h



Foto 5.10. Probeta OCR = 6, 1 %/h



Foto 5.11. Probeta OCR = 6, 10 %/h



Foto 5.12. Probeta OCR = 6, 100 %/h



Foto 5.13. Probeta OCR = 8, 0.1 %/h



Foto 5.14. Probeta OCR = 8, 1 %/h



Foto 5.15. Probeta OCR = 8, 10 %/h



Foto 5.16. Probeta OCR = 8, 100 %/h



Foto 5.17. Probeta OCR = 11.8, 0.1 %/h



Foto 5.18. Probeta OCR = 11.8, 1 %/h



Foto 5.19. Probeta OCR = 11.8, 10 %/h



Foto 5.20. Probeta OCR = 11.8, 100 %/h

DESCRIPCIÓN DEL COMPORTAMIENTO

6.1 Aplicación de las ecuaciones generales

Las ecuaciones generales explicadas en el Capítulo 2, se aplican a los resultados presentados en el capítulo anterior. Se explica la forma de aplicar las ecuaciones para las curvas esfuerzo desviador normalizado – deformación axial desviadora natural, presión de poro – deformación axial desviadora natural y resistencia máxima normalizada – velocidad de deformación. Enseguida se presentan dichos ajustes y al final, como resultado de la aplicación de las ecuaciones se obtienen los parámetros y se observa cuál es su comportamiento respecto a la velocidad de deformación y al factor de preconsolidación. Se utiliza como parámetro para análisis el factor de preconsolidación (OCF) en lugar del grado de preconsolidación (OCR), por ser aquél el que interviene en la teoría de Proporcionalidad Natural.

6.2 Ajuste de curvas esfuerzo desviador – deformación axial desviadora natural

En adelante se explica el procedimiento para ajuste de las curvas esfuerzo desviador – deformación axial desviadora natural, antes y después del pico. Antes de ajustar cualquier curva es necesario calcular la deformación axial desviadora natural, e_a , por medio de la ecuación 3.21, tomado en cuenta que en pruebas de compresión ε es negativa.

6.2.1 Región pre-pico

Los parámetros que describen el comportamiento esfuerzo – deformación en el pre-pico son la deformación axial desviadora natural e_a , el exponente cortante ν , la pendiente inicial o coeficiente cortante μ y la resistencia final x_f .

Se conoce el valor del OCR ya que éste fue inducido y de la curva de compresibilidad isotrópica se deduce el valor de la relación compresibilidad – expansibilidad, ρ . Con estos datos el valor de OCF se calcula (ec. 3.41). Si el suelo es normalmente consolidado OCR y OCF son iguales a la unidad. El procedimiento de ajuste consiste en hacer variar la deformación e_a , en las ecuaciones 3.43 o 3.44 dependiendo del valor de ν . El valor del exponente cortante está entre 1 y 2 según lo observado en arcillas de la ciudad de México (Villa 2004), se recomienda comenzar usando un valor de $\nu = 2$ (ec. 3.43). A continuación se propone un primer valor de x_f y se varía el valor de μ hasta obtener un buen ajuste.

En caso de que no se tenga un buen ajuste se puede cambiar el valor de x_f y volver a ajustar el valor de μ . Si persiste un mal ajuste, se puede cambiar el valor de ν a $\nu = 1$ y nuevamente variar los parámetros.

6.2.2 Región pos-pico

En la región pos-pico se utiliza la función de ductilidad y_D , cuyas variables son la deformación axial desviadora natural e_a , la resistencia residual, x_∞ , el exponente cortante, ν , y un punto conocido (e_{aI}, x_I) .

Se hace variar e_a en la ec. 3.47. De la Fig. 3.8 se observa qué valor de ν es el más conveniente. Se propone el valor de x_∞ observando la tendencia de la curva experimental. El punto conocido puede o no ser un punto experimental, pero debe estar en la tendencia del comportamiento. En el caso de esta investigación se fijó la deformación e_{aI} en -0.15. Es importante recordar que las ε y las e_a en pruebas de compresión son negativas. Al mantenerse constante la abscisa e_{aI} , lo que varía es x_I .

6.3 Ajuste de curvas de presión de poro

Las ecuaciones 3.60 a 3.62 se utilizan para describir el comportamiento antes y después del pico en curvas de presión de poro. Como se explicó las ecuaciones de presión de poro tienen dos componentes, la isotrópica, que en el caso de pruebas de compresión es un tercio del esfuerzo desviador normalizado y la debida a la perturbación de la estructura. Después de ajustar la curva de esfuerzo desviador – deformación axial desviadora natural, se conocen los parámetros antes y después del pico. Entonces resta conocer los parámetros de la segunda componente. En adelante se explica el procedimiento.

El valor del factor de preconsolidación, OCF, se conoce, así como los parámetros de la componente isotrópica antes y después del pico. Las variables son los parámetros de presión de poro α y β , y la deformación característica e_a^* . Para describir el comportamiento se seguirán los siguientes pasos en un primer intento:

- Graficar la componente isotrópica experimental junto con los datos experimentales.

-
- Después del pico la diferencia entre la curva de presión de poro y la componente isotrópica siempre tiende a aumentar al tender e_a a ∞ . Esto se puede ver claramente en la Fig. 3.10 (p. 32), si observamos la curva para $\beta = 1$ a la función de sensibilidad todavía le falta para llegar a la unidad (en $e_a = \infty$), en cambio, si $\beta = 5$ la función tiende rápidamente a la unidad, por tanto, en el primer caso la diferencia entre las curvas de presión de poro y la componente isotrópica aumentará más que en el segundo.
 - Es importante tomar en cuenta que la componente isotrópica tiende hacia el valor de $\frac{x_\infty}{3}$ cuando $e_a = \infty$, Fig. 6.1.
 - Con lo mencionado en los dos párrafos anteriores se puede estimar la diferencia entre la curva de presión de poro experimental y la componente isotrópica. La diferencia estimada es el primer valor de α , Fig. 6.1.
 - La diferencia entre las dos curvas mencionadas dividida entre dos se proyecta entre ambas curvas hasta encontrar la intersección (Fig. 6.1) La abscisa será la deformación, e_a^* , en este primer intento.
 - β se hace variar observando las curvas de la función de sensibilidad (Fig. 3.10) y escogiendo la que se ajuste mejor. Se recomienda que los incrementos sean de 0.5.
 - Si el ajuste no es el mejor en este primer intento, se hacen variar los parámetros en el orden anterior.

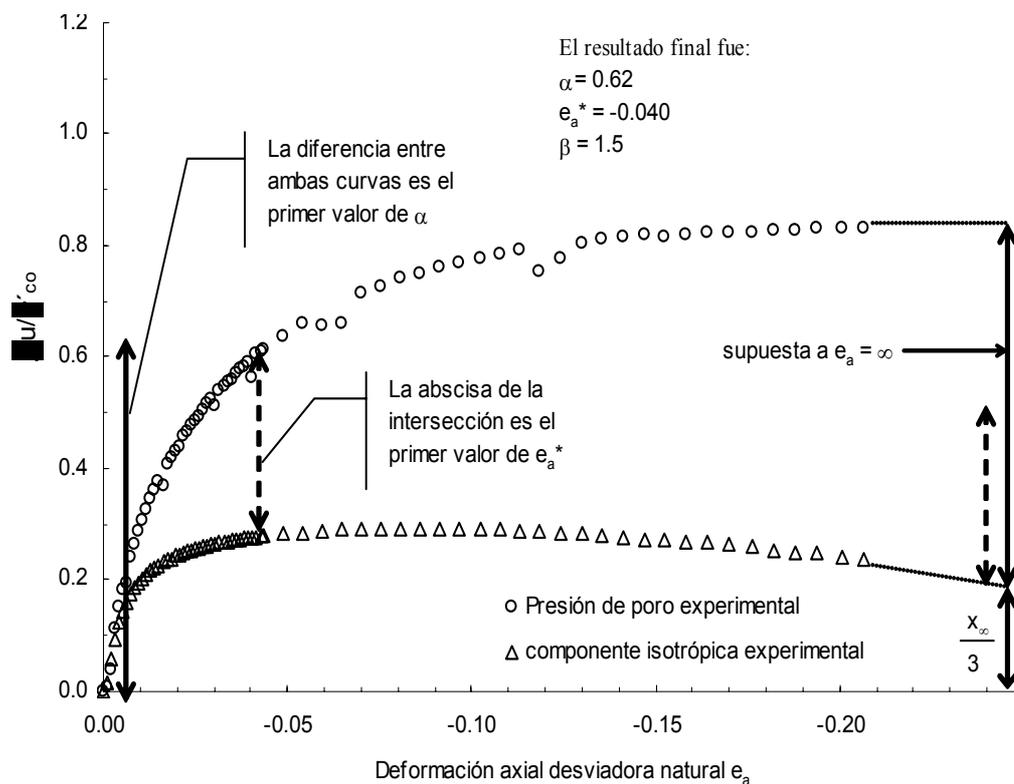


Fig. 6.1 Definición de parámetros para ajuste de curvas de presión de poro.

6.4 Comportamiento resistencia máxima – velocidad de deformación

En el comportamiento de la resistencia máxima, x_m , con la velocidad de deformación, los parámetros que intervienen son la resistencia x_0 , la velocidad de deformación $\dot{\epsilon}$, el exponente de velocidad λ , y un punto conocido $(x_{m1}, \dot{\epsilon}_1)$.

Con la ec. 3.65 se hace variar la velocidad de deformación. Se tiene un punto conocido y nuevamente se elige que el valor de $\dot{\epsilon}_1$ sea constante (1 %/h) y sólo se varía la resistencia máxima x_{m1} . Este punto como ya se dijo puede no ser un valor experimental pero debe estar en la tendencia. Se propone el valor de x_0 . Por último, se hace variar el valor de λ hasta lograr el mejor ajuste.

6.5 Descripción del comportamiento

En este caso se aplican las ecuaciones y se obtienen los ajustes tanto en las curvas de compresibilidad de las consolidaciones unidimensionales, como en las curvas $x - e_a$, $\Delta u / \sigma'_{c0} - e_a$ y $x - \acute{e}$.

6.5.1 Consolidación

A partir de las ecuaciones 3.31 y 3.37 (ramas de compresión y expansión, respectivamente) se puede describir el comportamiento en pruebas de consolidación tanto unidimensional como isotrópica. En la Tabla 6.1 se presentan los valores de γ y γ_p , así como el cálculo de ρ . En las Figs. 6.2 a 6.4 se muestran los ajustes realizados. Los valores de γ , γ_p y ρ obtenidos a partir de las consolidaciones isotrópicas se muestran en la Tabla 6.2.

Tabla 6.1 γ , γ_p y ρ , para las pruebas de consolidación unidimensional.

Profundidad m	γ	γ_p	ρ
7.60	0.34	0.036	0.104
11.20	0.39	0.055	0.141
17.65	0.41	0.050	0.119

Tabla 6.2 γ , γ_p y ρ , para las pruebas de consolidación isotrópica.

Profundidad media del tubo, en m	OCR	Probeta	γ	γ_p	ρ	Promedios
7.60	8	1	0.34	0.061	0.180	$\gamma = 0.35$ $\gamma_p = 0.062$ $\rho = 0.177$
		2	0.36	0.064	0.176	
		3	0.34	0.063	0.186	
		4	0.37	0.060	0.164	
11.20	6	1	0.30	0.058	0.191	$\gamma = 0.33$ $\gamma_p = 0.054$ $\rho = 0.165$
		2	0.34	0.054	0.158	
		3	0.32	0.053	0.164	
		4	0.36	0.057	0.159	
	12	1	0.32	0.053	0.166	
		2	0.32	0.050	0.155	
		3	0.33	0.054	0.165	
		4	0.34	0.056	0.165	
17.65	1	1	0.35	-	-	$\gamma = 0.34$ $\gamma_p = 0.033$ $\rho = 0.095$
		2	0.33	-	-	
		3	0.35	-	-	
		4	0.34	-	-	
	3	1	0.33	0.024	0.072	
		2	0.37	0.029	0.077	
		3	0.35	0.042	0.120	
		4	0.33	0.036	0.109	

Podemos observar que efectivamente los valores de γ son muy parecidos entre ambas pruebas. En cuanto a los valores de γ_p existen diferencias en los valores a las profundidades de 7.60 y 17.65 m. Para poder aceptar que las pendientes en ambas condiciones son similares y por tanto independientes de la prueba, será necesario obtener más información de pruebas realizadas o realizar más pruebas.

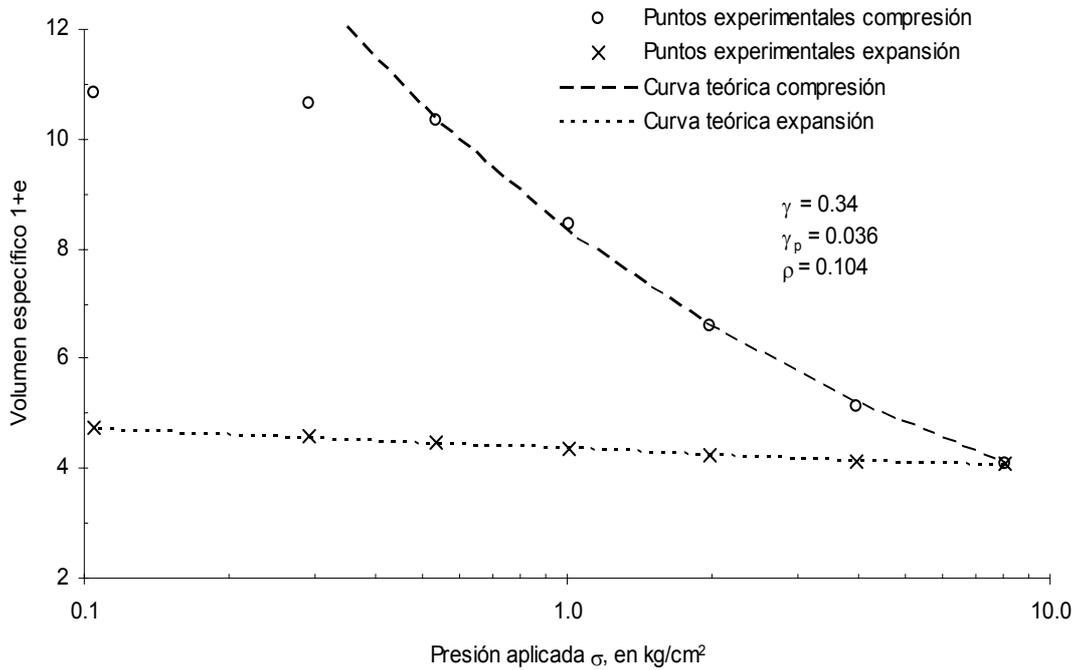


Fig. 6.2 Curvas odométricas experimental y teórica. Prof. 7.60 m.

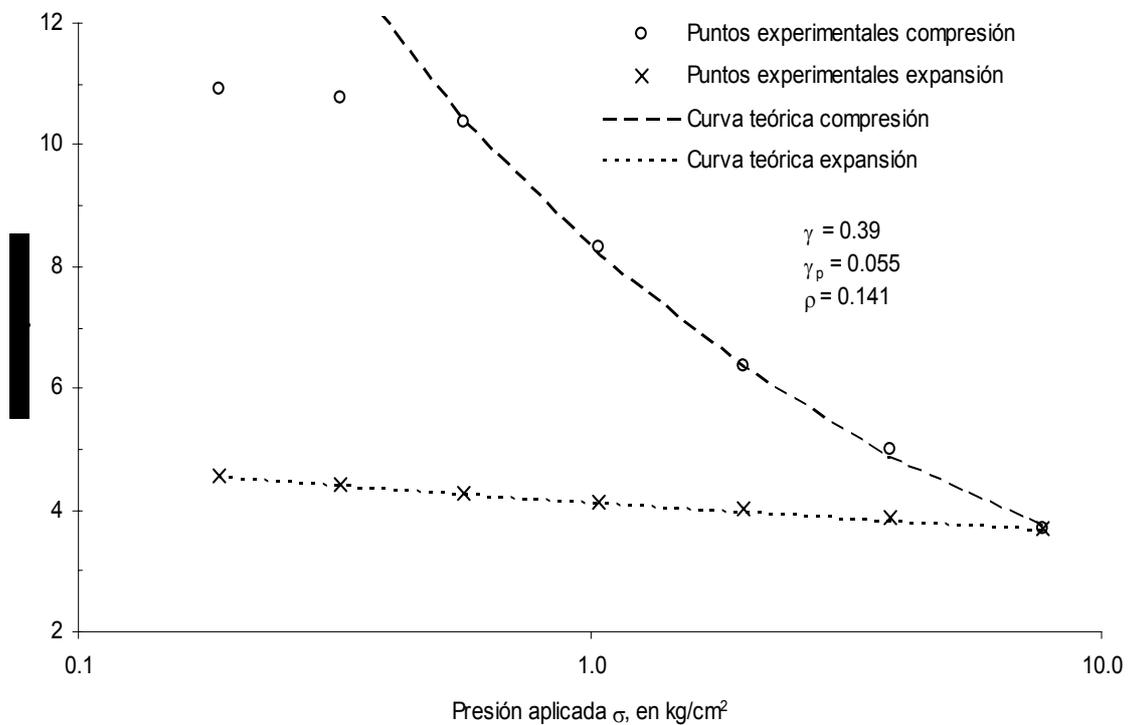


Fig. 6.3 Curvas odométricas experimental y teórica. Prof. 11.20 m.

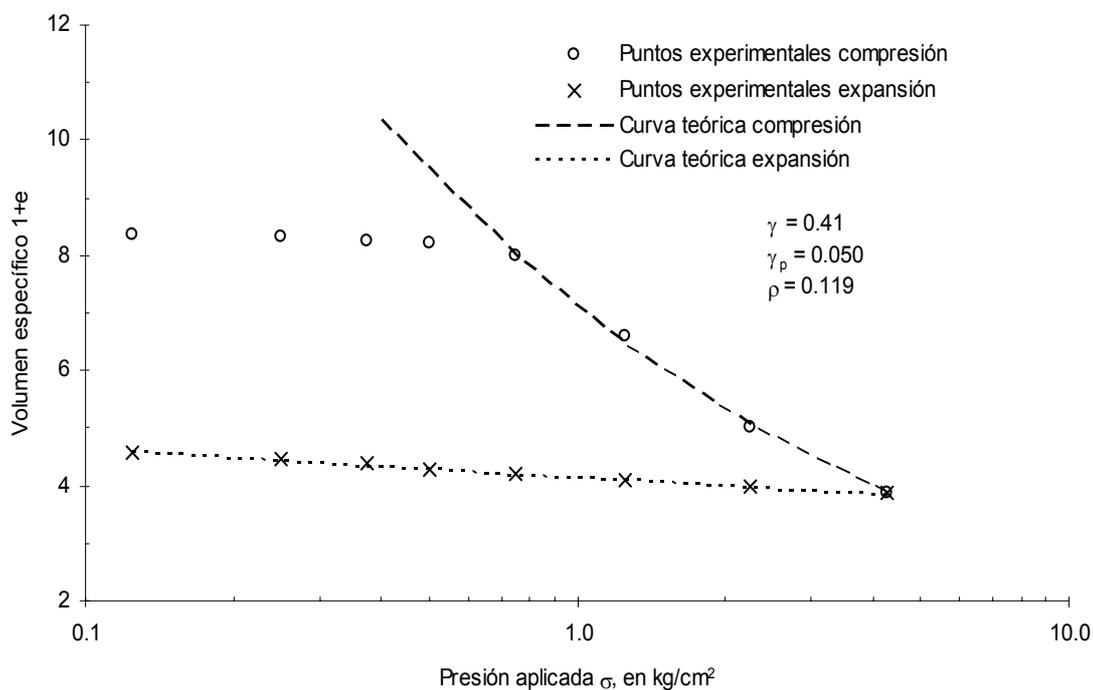


Fig. 6.4 Curvas odométricas experimental y teórica. Prof. 17.65 m.

6.5.2 Pruebas triaxiales

Se presentan las curvas ordenadas por grado de preconsolidación y para las diferentes velocidades iniciando con la más lenta. En cada página se muestran las curvas $x - e_a$ y $\Delta u / \sigma'_{c0} - e_a$.

Las curvas teóricas se muestran como línea continua (pre-pico) y línea discontinua larga (pos-pico) hasta la intersección entre ambas. En adelante con líneas discontinuas que muestran la tendencia de cada comportamiento teórico. Actualmente no se ha desarrollado una ecuación que describa el comportamiento completo. Con la división se trata de dar al lector una idea de lo que una sola ecuación podría describir.

Es importante mencionar que las ecuaciones que describen el comportamiento de la arcilla no toman en cuenta el efecto de pandeo o un plano de falla. Por tanto se debe tener

criterio al momento de realizar el ajuste de las curvas. A manera de ejemplo se muestra en las Figs. 6.5 y 6.6 el ajuste de una prueba que presentó pandeo, se puede ver que a partir de 11.6% de e_a se indica que se aprecia pandeo, es hasta 16% aprox. cuando el comportamiento de la curva cambia bruscamente. Entonces es necesario tomar en cuenta solo los puntos representativos antes de la falla por pandeo en la descripción del comportamiento. En las Figs. 6.7 y 6.8 se muestran los ajustes tomando en cuenta todos los puntos experimentales. Comparando las Fig. 6.5 y 6.7 los ajustes son muy buenos, sin tomar en cuenta los puntos después del cambio brusco y tomando en cuenta todos los puntos. En las curvas de presión de poro (Figs. 6.6 y 6.8) ambos ajustes son buenos, en cierta forma el ajuste de la Fig. 6.6 en el pre-pico es mejor, mientras que el pos-pico de la Fig. 6.8 que pasa sobre todos los puntos experimentales, es mejor. En las Figs. 6.13, 6.14, 6.15 y 6.16, se muestra otro ejemplo de ajuste tomando en cuenta los puntos experimentales representativos y con todos los puntos.

Para tener más elementos de decisión se usaron ambos criterios en el ajuste de todas las curvas y se observó la variación de los parámetros. Se muestran a manera de ejemplo los resultados obtenidos para el exponente cortante, ν , y para la resistencia residual, x_∞ . En las Figs. 6.57 y 6.58, se presenta la variación del exponente cortante, ν , en el pos-pico. Se puede observar que existe menos dispersión en los valores (entre 1.5 y 2) cuando sólo se toman en cuenta puntos experimentales representativos, que cuando se toman todos los puntos (de 0.5 a 2). La resistencia residual cuando se toman sólo los puntos experimentales representativos (Fig. 6.59) es más uniforme, que al tomar todos los puntos (Fig. 6.60).

En conclusión, el criterio consistente en tomar en cuenta sólo los puntos experimentales representativos resulta en parámetros y comportamientos lógicos. Este es el criterio que se aplicó y el que se presenta a continuación.

Reflexionando lo anterior, se debe tener criterio y sensibilidad al momento de realizar los ajustes, ya que como vimos arriba, la teoría puede ajustar cualquier tipo de comportamiento. Pero eso no garantiza que los parámetros sean representativos y que en su conjunto tengan cierta lógica.

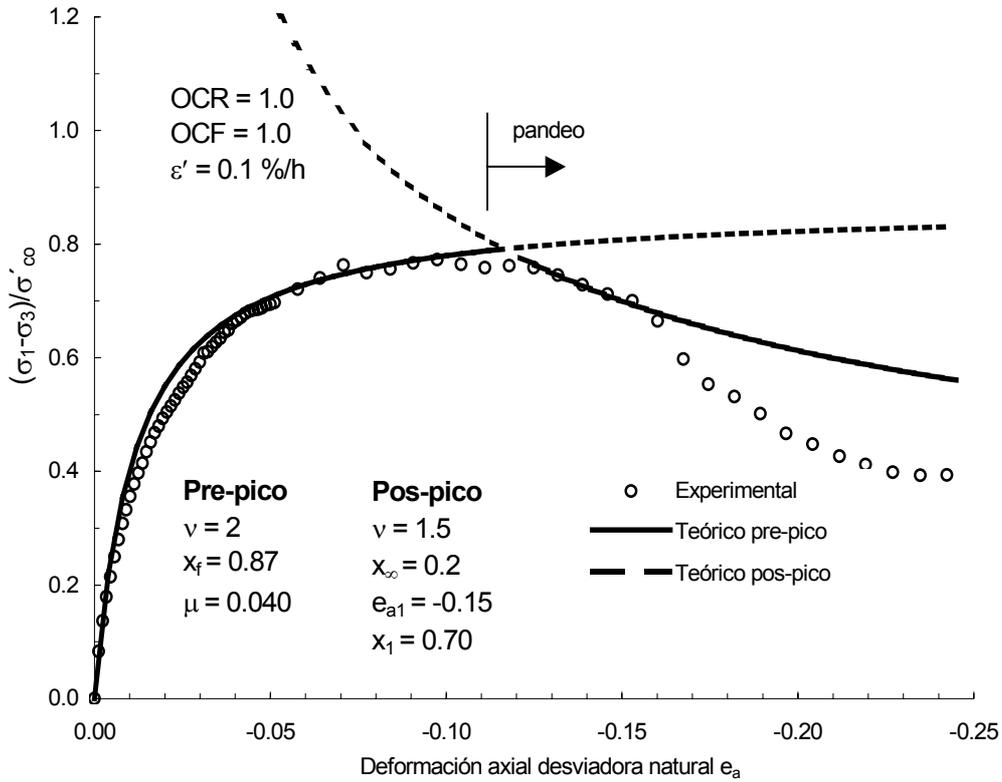
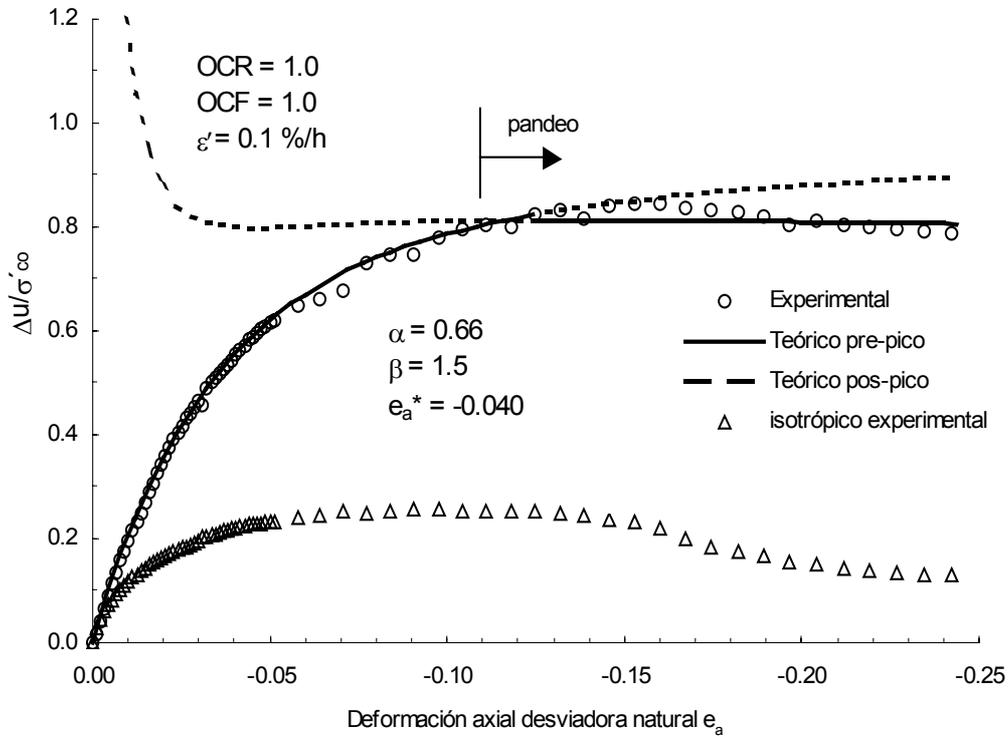
6.5.2.1 OCR = 1

En las Figs. 6.5, 6.6 y 6.9 a 6.14 se muestran las curvas teóricas y experimentales resultado del ajuste. El parámetro ν fue en todos los casos de dos, en la región pre-pico. El valor de x_f oscila entre 0.87 y 1.11, aumentando con la velocidad de deformación.

La pendiente μ varía entre 0.012 y 0.040, en general disminuye con la velocidad. Esto es lógico si observamos que de la ec. 3.25 el valor de μ es inversamente proporcional al módulo de deformación inicial E_0 , al aumentar la resistencia, E_0 aumenta, por lo tanto μ debe disminuir.

En el pos-pico existen valores de ν de 1.5 y 2. Es importante mencionar que dos probetas presentaron pandeo ensayadas a velocidades de 0.1 y 100 %/h (Figs. 6.5 y 6.13) para niveles de deformación de 11.6 y 6.2 % de e_a , respectivamente. En el valor residual x_∞ es de 0.2 en todos los casos. El valor de e_{al} , como ya se mencionó arriba es constante ($e_{al} = -0.15$), mientras que x_l se hace variar y aumenta con la velocidad de deformación de 0.70 a 0.84, excepto para 100 %/h (0.74).

En cuanto a la presión de poro, el valor de α está entre 0.42 y 0.66 y disminuye al aumentar la velocidad. El valor de β es de 1.5 en todos los casos, mientras que e_a^* es de -0.04, excepto para 10 %/h que es de -0.075, como se mencionó en el capítulo anterior los datos para este espécimen se tomaron en forma manual, por esta razón no existen datos al principio de la curva. El hecho de haber tomado los datos de forma manual puede introducir errores que influyan a que el valor de e_a^* sea tan alto con respecto a los obtenidos para las demás curvas.

Fig. 6.5 Esfuerzo desviador – deformación desviadora natural, OCR=1, $\dot{\epsilon} = 0.1 \text{ \%}/h$.Fig. 6.6 Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR=1, $\dot{\epsilon} = 0.1 \text{ \%}/h$.

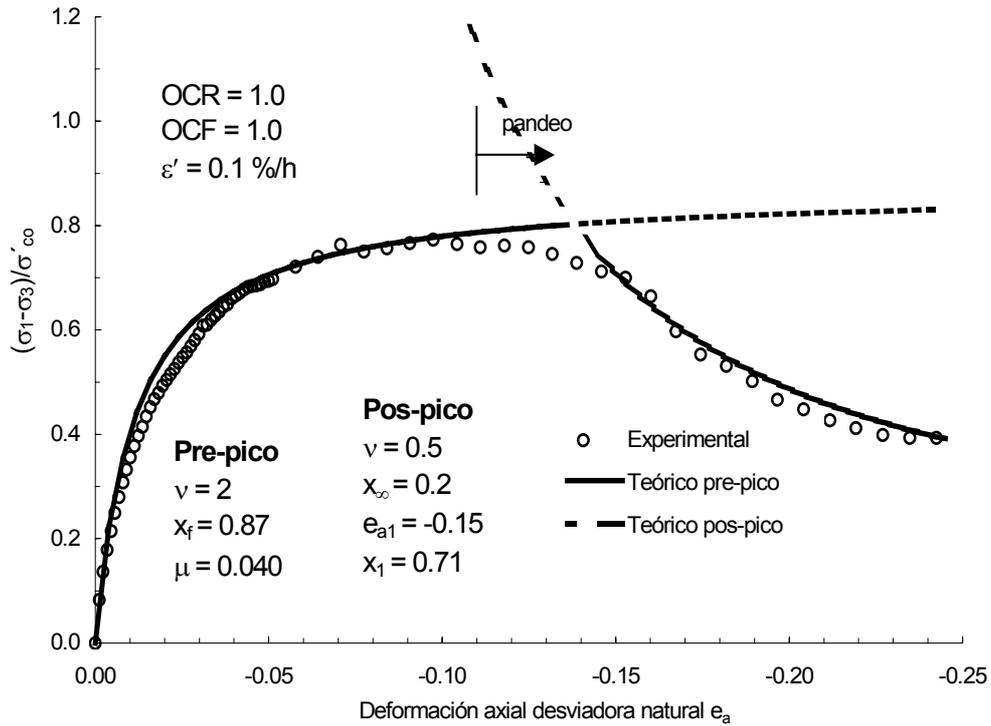


Fig. 6.7 Esfuerzo desviador – deformación desviadora natural, OCR=1, $\dot{\varepsilon} = 0.1\%/h$ tomando en cuenta todos los puntos experimentales después de la falla o pandeo

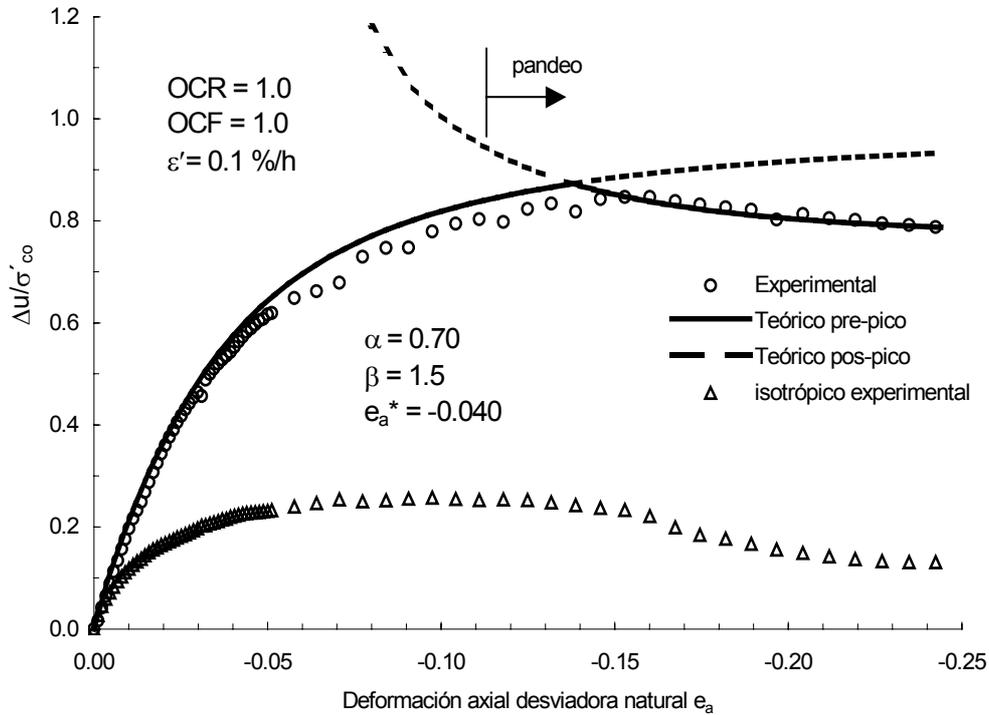
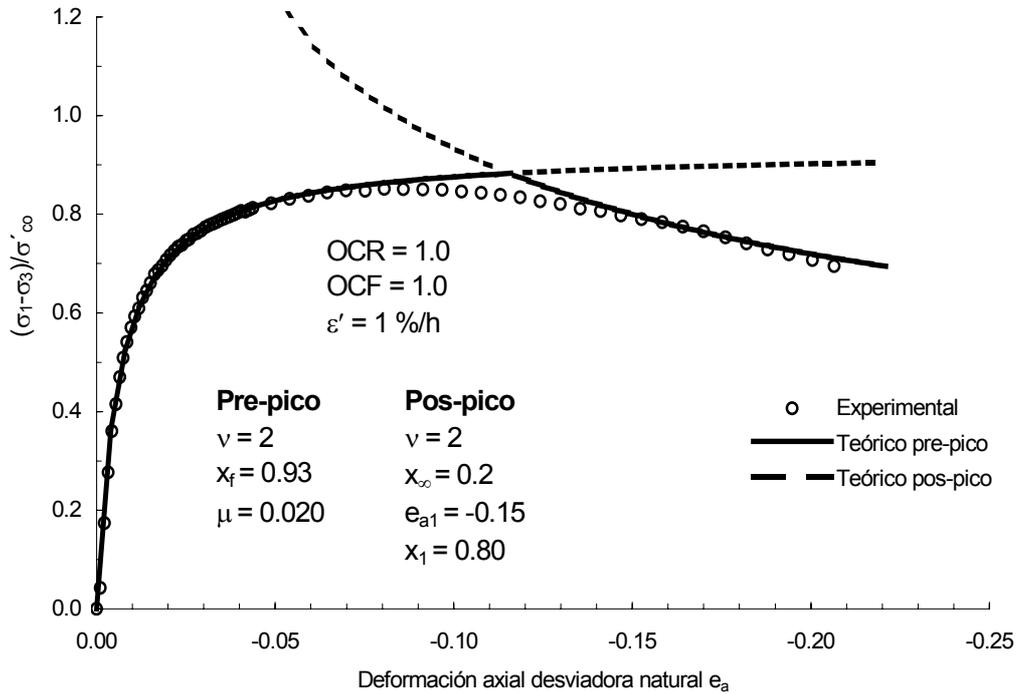
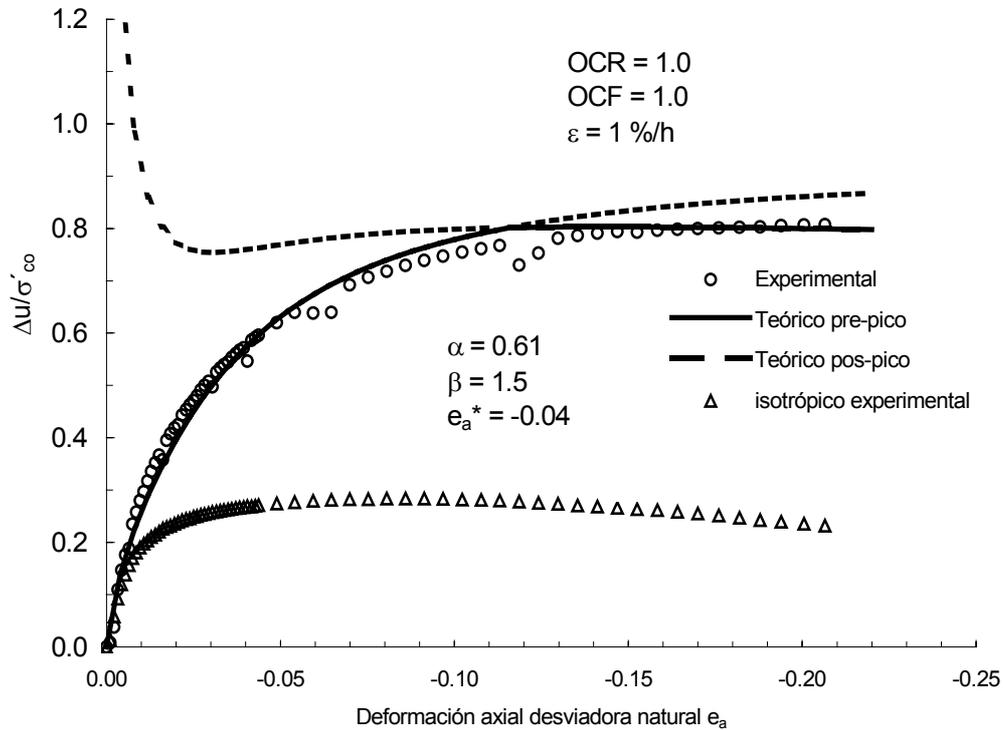


Fig. 6.8 Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR=1, $\dot{\varepsilon} = 0.1\%/h$ tomando en cuenta todos los puntos experimentales después de la falla o pandeo

Fig. 6.9 Esfuerzo desviador – deformación desviadora natural, OCR=1, $\dot{\epsilon} = 1 \text{ \%}/h$.Fig. 6.10 Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR=1, $\dot{\epsilon} = 1 \text{ \%}/h$.

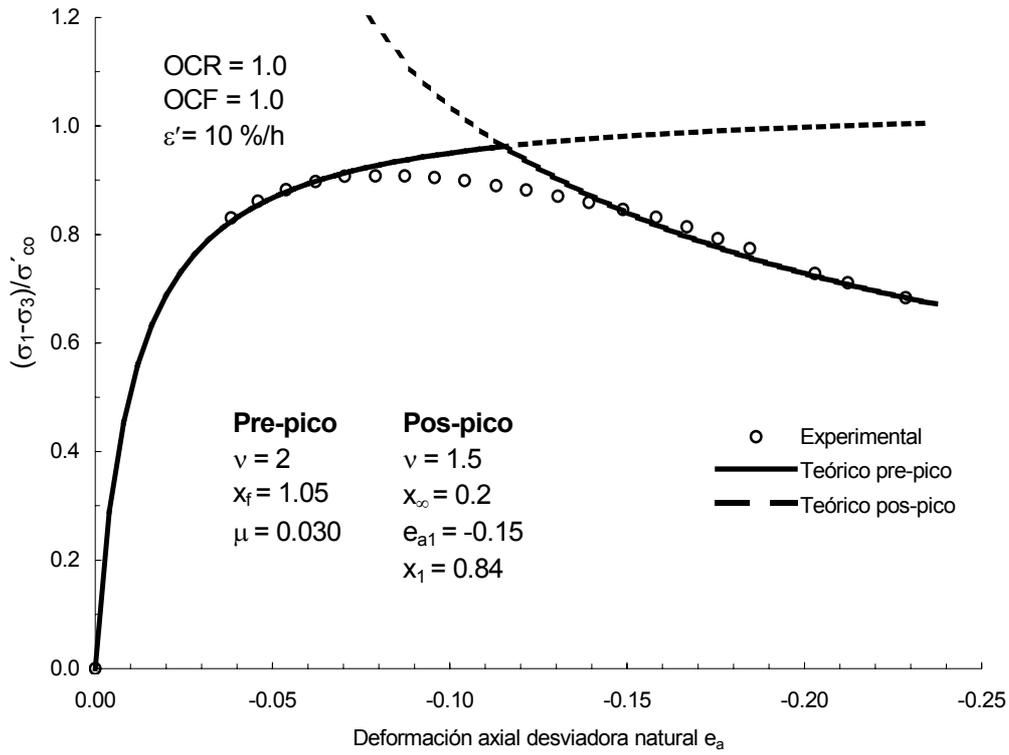


Fig. 6.11 Esfuerzo desviador – deformación desviadora natural, OCR=1, $\dot{\epsilon}' = 10\%/h$.

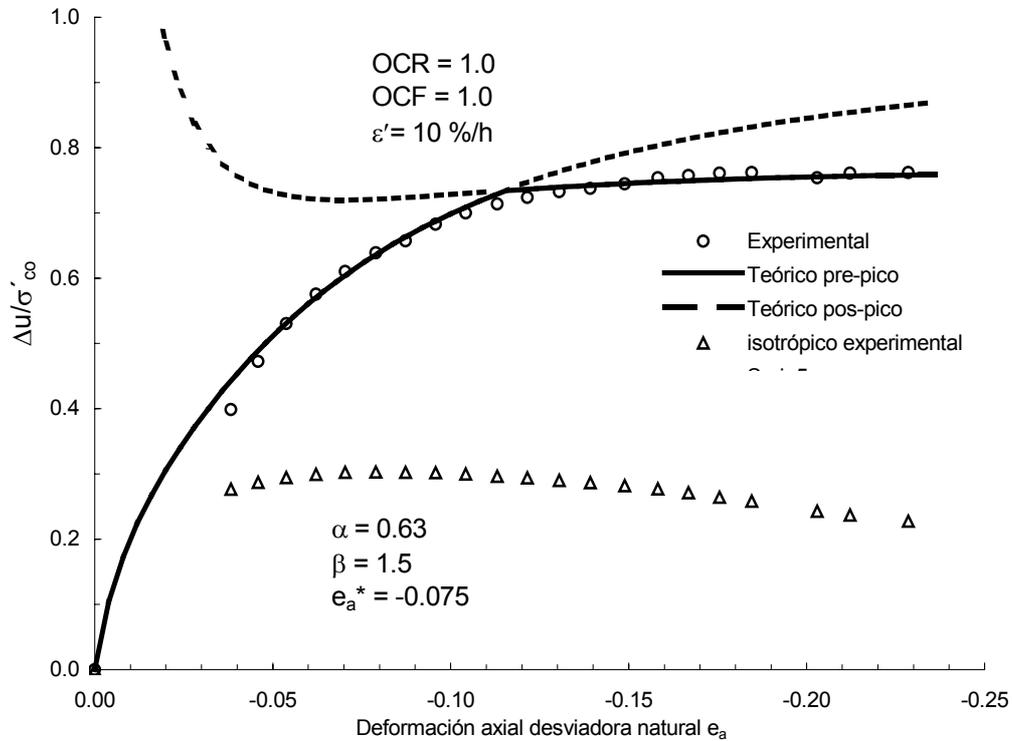
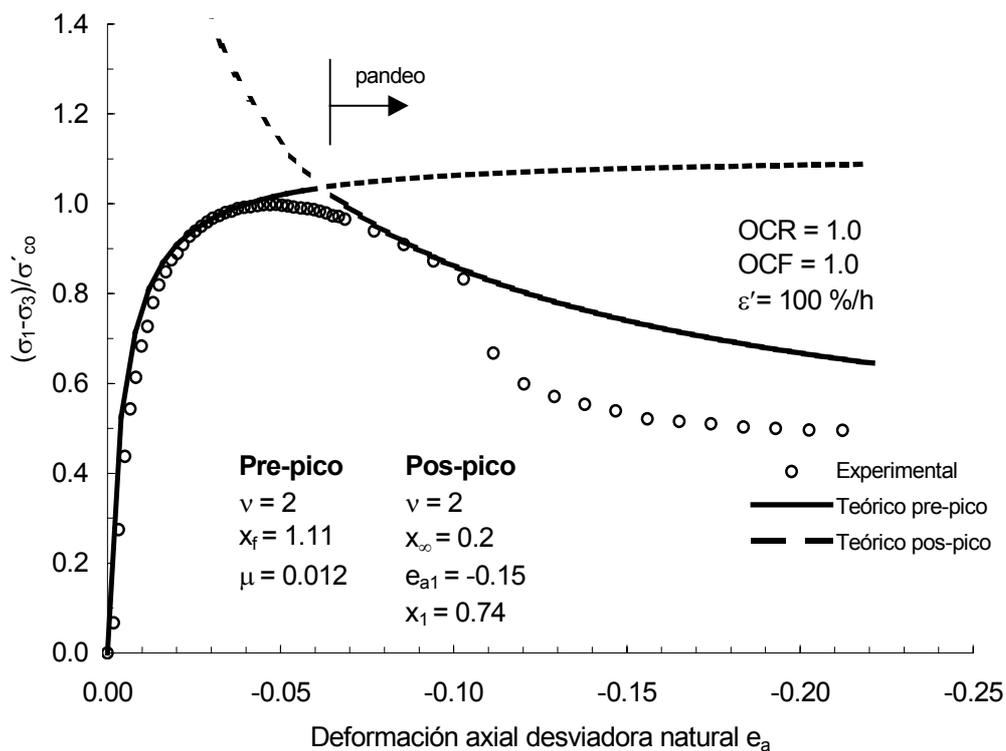
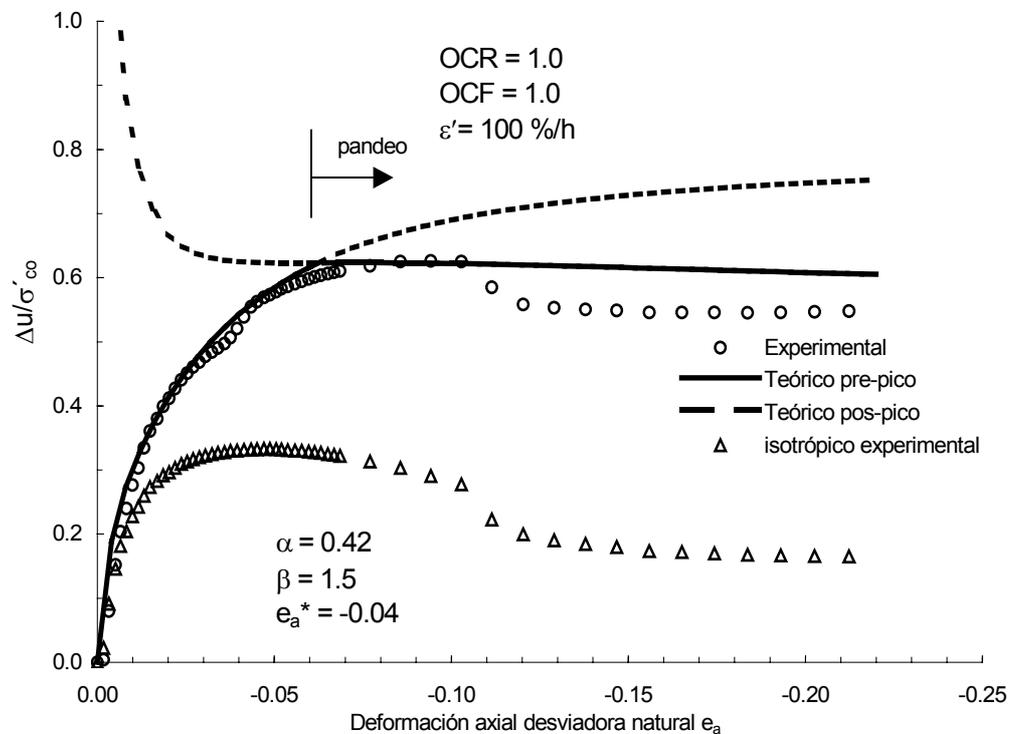


Fig. 6.12 Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR=1, $\dot{\epsilon}' = 10\%/h$.

Fig. 6.13 Esfuerzo desviador – deformación desviadora natural, OCR=1, $\dot{\epsilon}' = 100 \% / h$.Fig. 6.14 Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR=1, $\dot{\epsilon}' = 100 \% / h$.

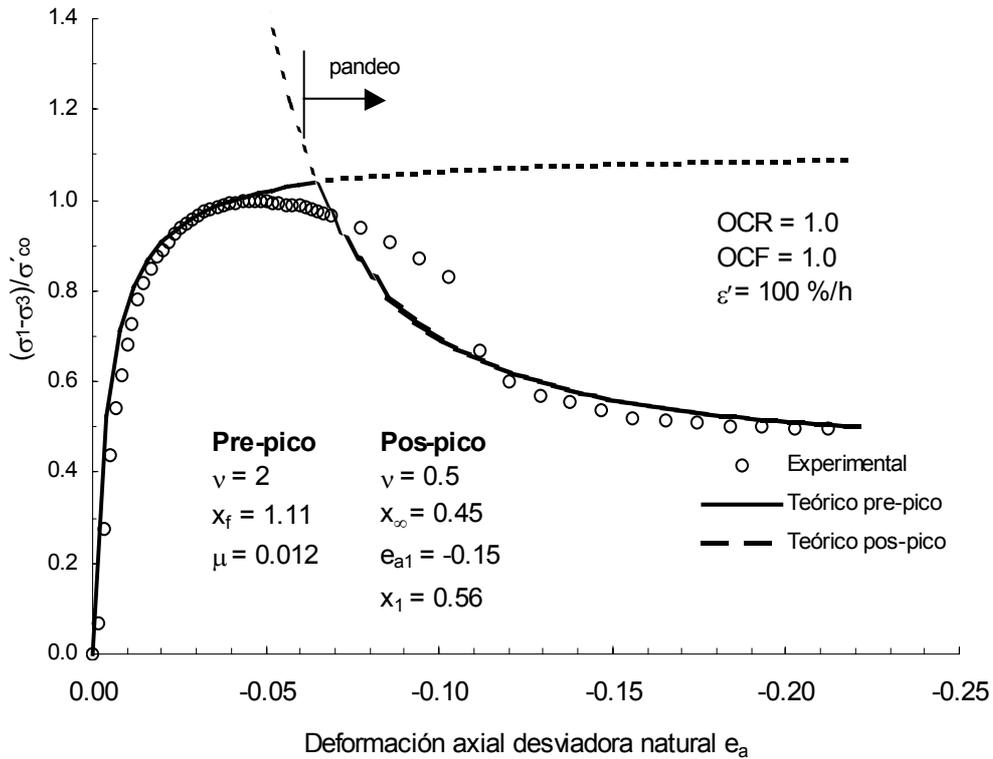


Fig. 6.15 Esfuerzo desviador – deformación desviadora natural, OCR=1, $\dot{\epsilon} = 100\%/h$. tomando en cuenta todos los puntos experimentales después de la falla o pandeo

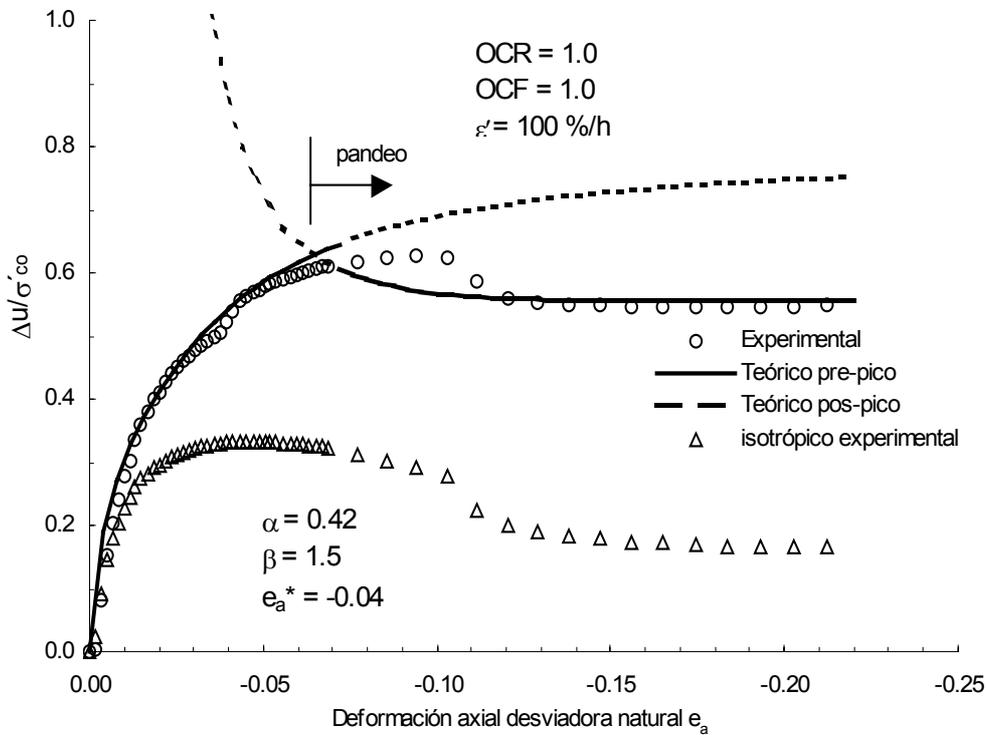


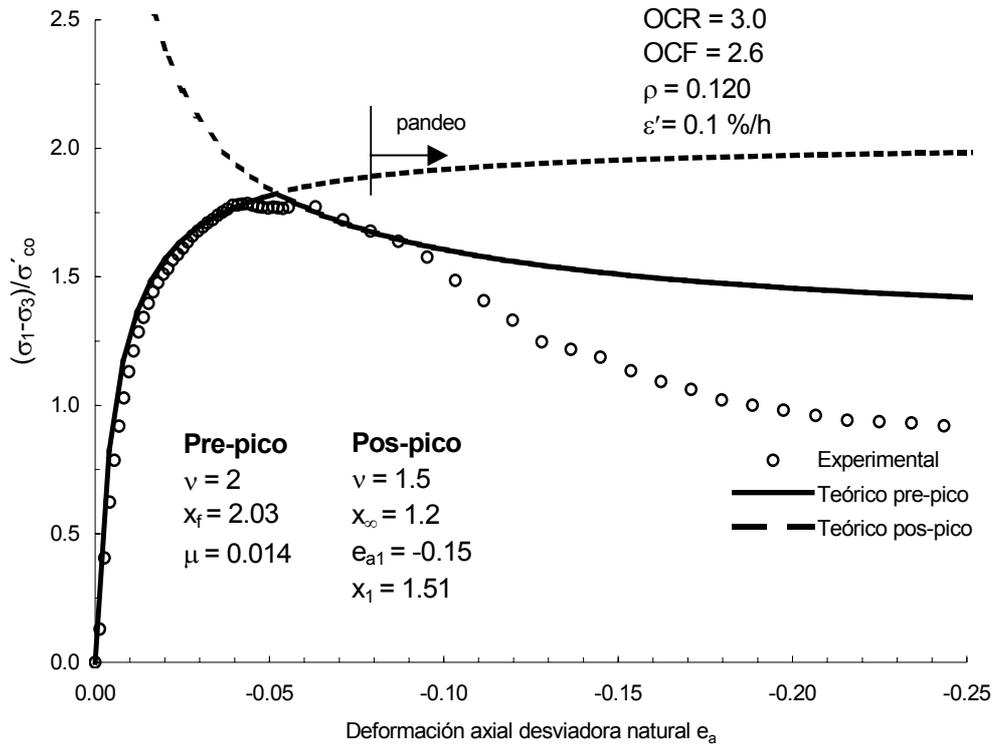
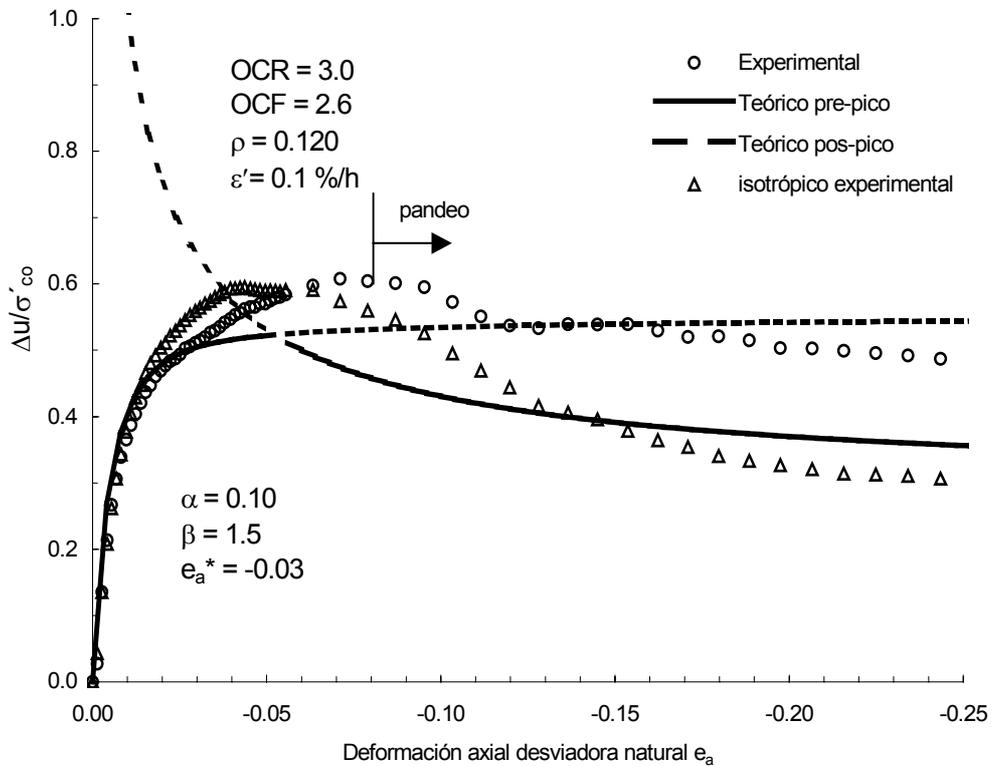
Fig. 6.16 Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR=1, $\dot{\epsilon} = 100\%/h$. tomando en cuenta todos los puntos experimentales después de la falla o pandeo

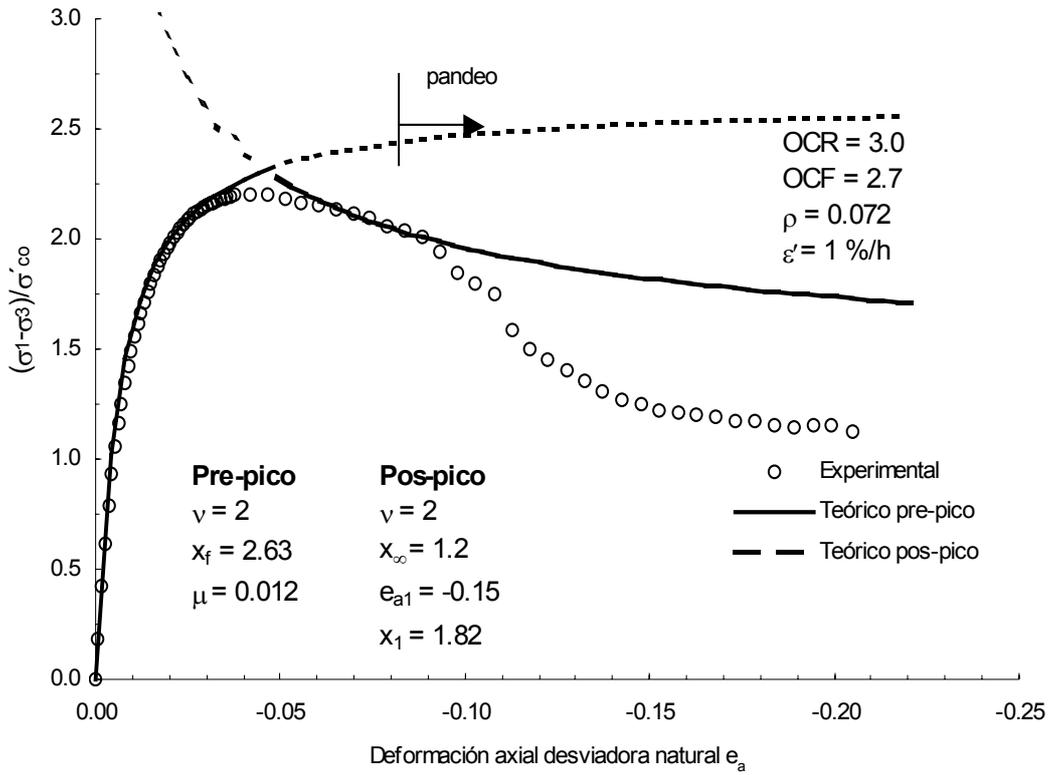
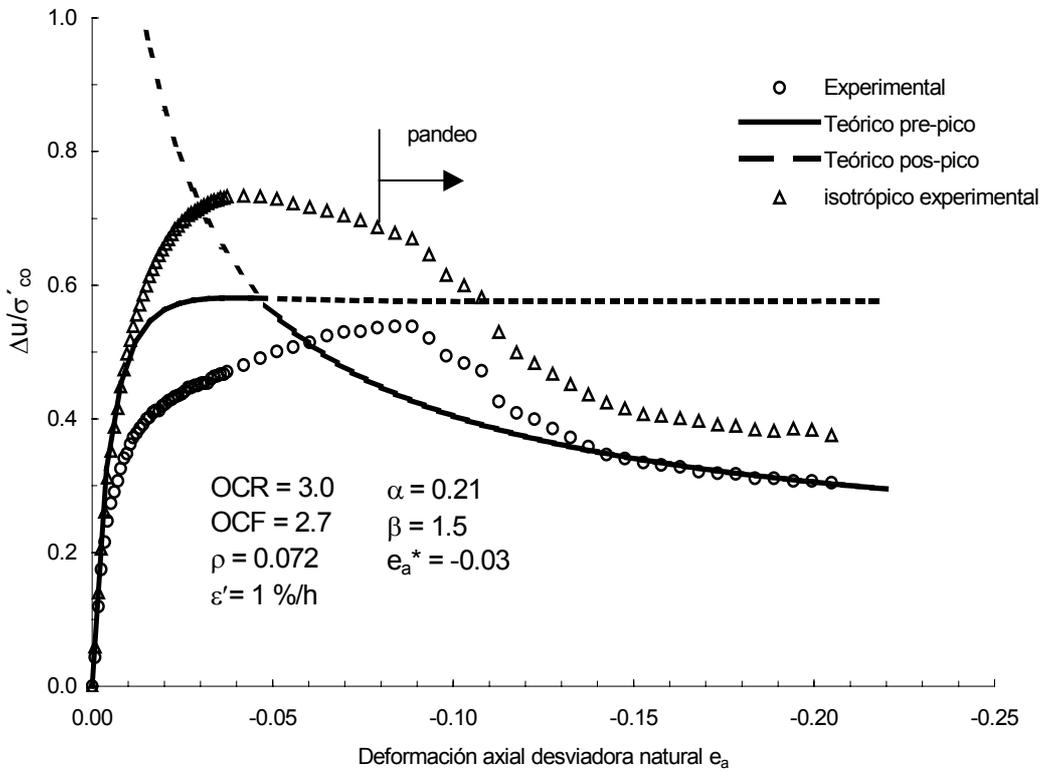
6.5.2.2 OCR = 3

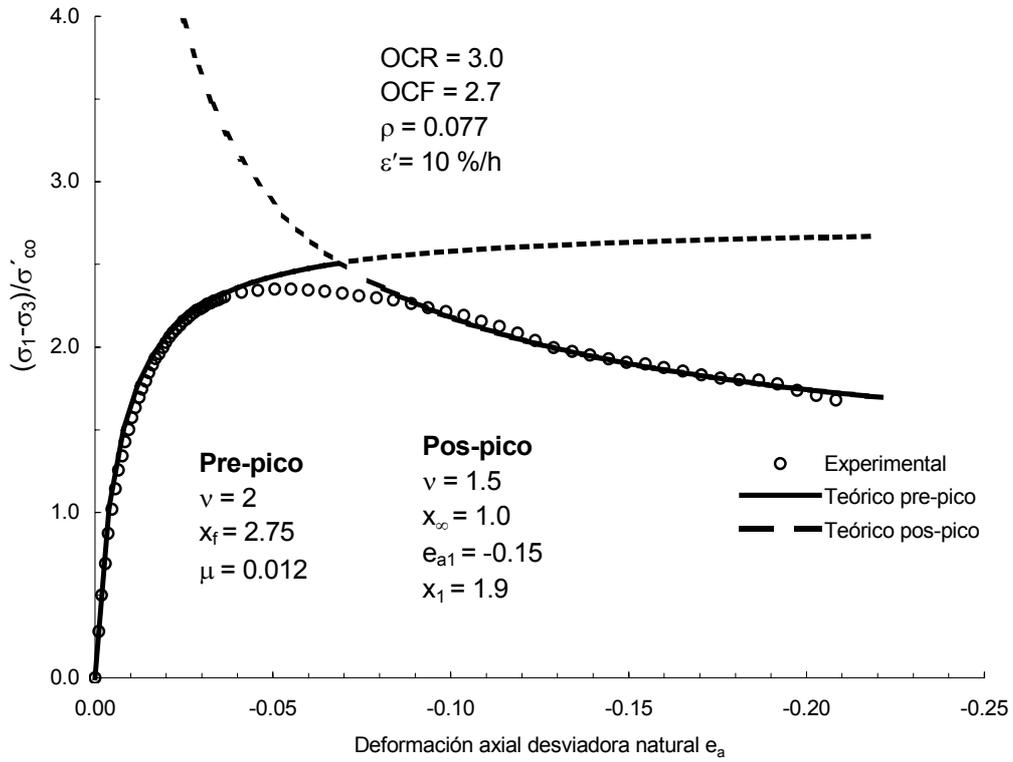
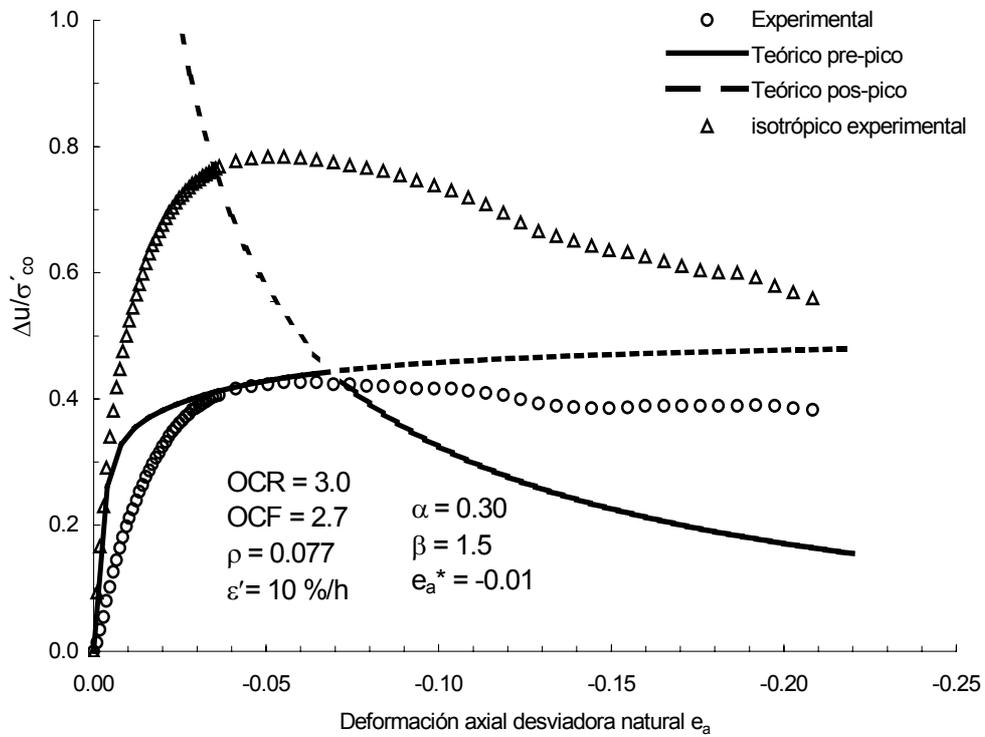
Los valores de ρ oscilan entre 0.072 y 0.120. Por tanto el valor de OCF varía entre 2.6 y 2.7. En el pre-pico el valor de ν fue de 2 en todos los casos. La resistencia final x_f varía de 2.03 a 3.25 y aumenta con la velocidad de deformación. La pendiente de inicio μ disminuye con la velocidad de deformación de 0.014 a 0.010.

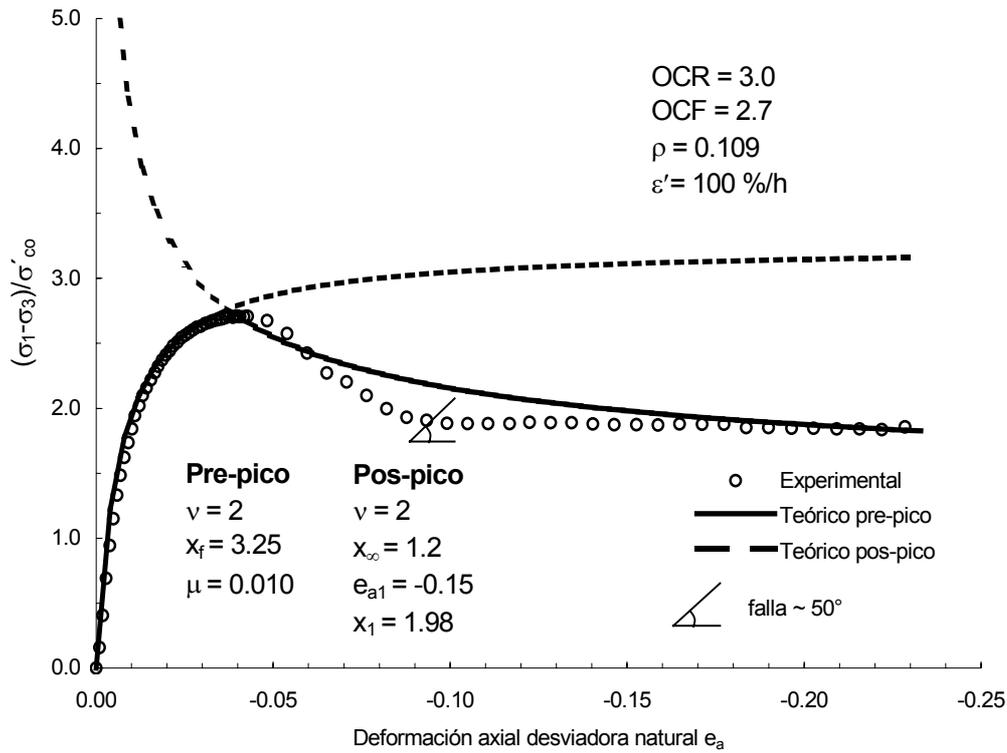
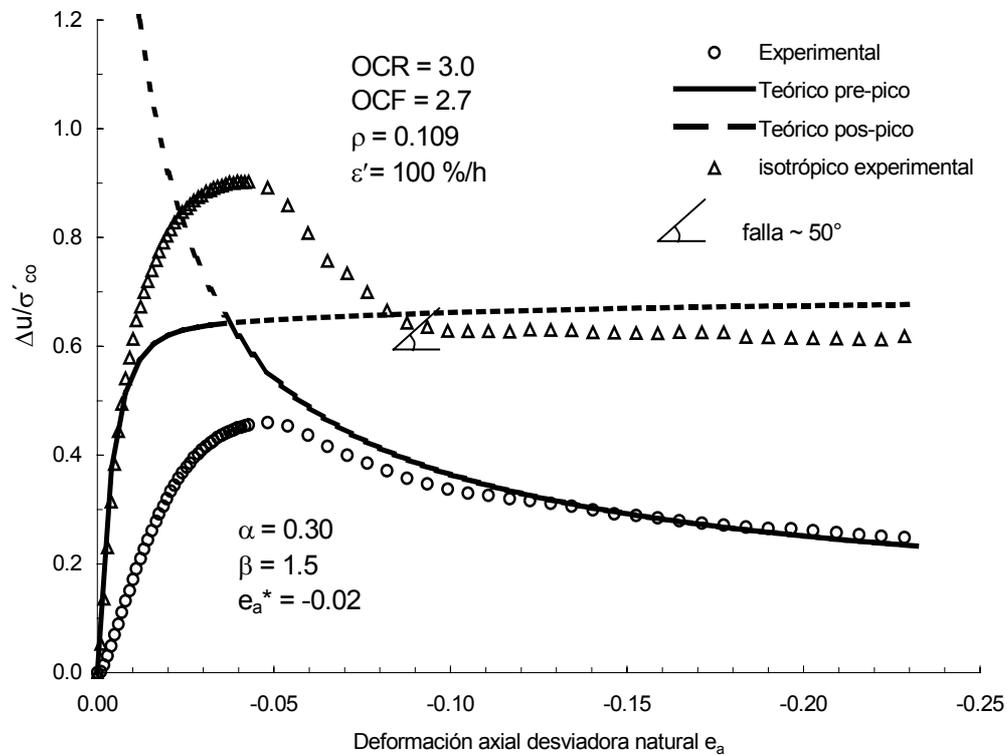
En el pos-pico el valor de ν nuevamente varía entre 1.5 y 2. Las pruebas de 0.1 y 1 %/h (Figs. 6.17 y 6.19) registraron pandeo a partir de 8.3% de e_a y la prueba de 100 %/h presentó un plano de falla de aproximadamente 50° en 9% de e_a (Fig. 6.23). La resistencia residual es de 1.20 excepto para 10 %/h que es de 1.0. El valor de e_{al} es de -0.15 y la ordenada del punto conocido, x_l , aumenta de 1.51 a 1.98 con la velocidad.

Respecto a la presión de poro los valores son diversos, α de 0.10 a 0.31, con β de 1.5 en todos los casos y e_a^* entre -0.010 y -0.030. Aquí resulta de especial importancia observar que el valor de OCF se encuentra cercano al valor crítico mencionado en el Capítulo 3, de 1.618, el cual hace cero el segundo término de la ecuación de presión de poro. Por lo tanto, no importa que valores de α , β y e_a^* se usen, el término será cero. Para factores de preconsolidación cercanos a ese valor, puede ser que no se pueda ajustar el comportamiento o que si se puede, los parámetros salgan de los rangos comúnmente usados. En las Figs. 6.18, 6.20, 6.22 y 6.24 se puede observar que las curvas teóricas no se ajustan de forma satisfactoria a los comportamientos experimentales por la causa antes mencionada, por tanto los valores de α , β y e_a^* se deben observar con criterio porque pueden salir de los rangos lógicos observados en los demás grados de preconsolidación. En general, las curvas $x - e_a$ no tienen dificultad en su ajuste, son las curvas de presión de poro las que requieren más sensibilidad y experiencia.

Fig. 6.17 Esfuerzo desviador – deformación desviadora natural, OCR=3, $\dot{\epsilon} = 0.1 \text{ \%}/h$.Fig. 6.18 Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR=3, $\dot{\epsilon} = 0.1 \text{ \%}/h$.

Fig. 6.19 Esfuerzo desviador – deformación desviadora natural, OCR=3, $\dot{\epsilon} = 1 \% / h$.Fig. 6.20 Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR=3, $\dot{\epsilon} = 1 \% / h$.

Fig. 6.21 Esfuerzo desviador – deformación desviadora natural, OCR=3, $\dot{\epsilon} = 10 \text{ \%}/h$.Fig. 6.22 Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR=3, $\dot{\epsilon} = 10 \text{ \%}/h$.

Fig. 6.23 Esfuerzo desviador – deformación desviadora natural, OCR=3, $\dot{\epsilon} = 100 \% / h$.Fig. 6.24 Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR=3, $\dot{\epsilon} = 100 \% / h$.

6.5.2.3 OCR = 6

Los valores de ρ están entre 0.158 y 0.191, con OCF = 4.5 excepto para 100 %/h (OCF = 4.2). El valor de ν continúa en 2 para el pre-pico. La resistencia final x_f aumenta con la velocidad de deformación de 4.05 a 4.75 y μ disminuye con la velocidad de 0.055 a 0.030.

En el pos-pico ν presenta valores entre 1.5 y 2.0. En estas muestras no hay señales de pandeo. En las probetas de 0.1 y 10 %/h se presentaron planos de falla de aprox. 55°. La resistencia residual está en 2.1, independiente de la velocidad de deformación.

La deformación del punto conocido, e_{a1} , es de -0.15, mientras que la resistencia, x_1 , aumenta con la velocidad de 3.05 a 3.95.

En cuanto al coeficiente de presión de poro α , va de 0.10 a 0.31 y aumenta con la velocidad. El valor de β es de 1.5, excepto para 10 y 100 %/h donde toma el valor de 1.0. La deformación característica e_a^* , va de -0.030 a -0.035, no se observa tendencia con respecto a la velocidad de deformación.

En las Figs. 6.25 a 6.32 se muestran las curvas experimentales y teóricas.

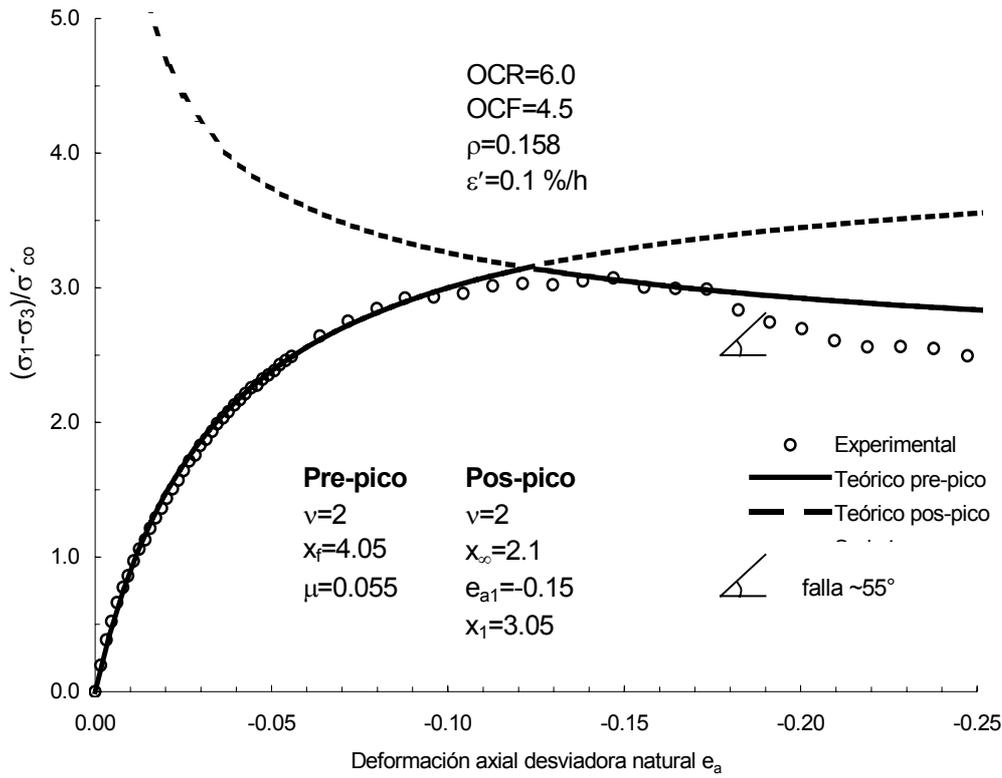


Fig. 6.25 Esfuerzo desviador – deformación desviadora natural, OCR=6, $\dot{\varepsilon} = 0.1\%/h$.

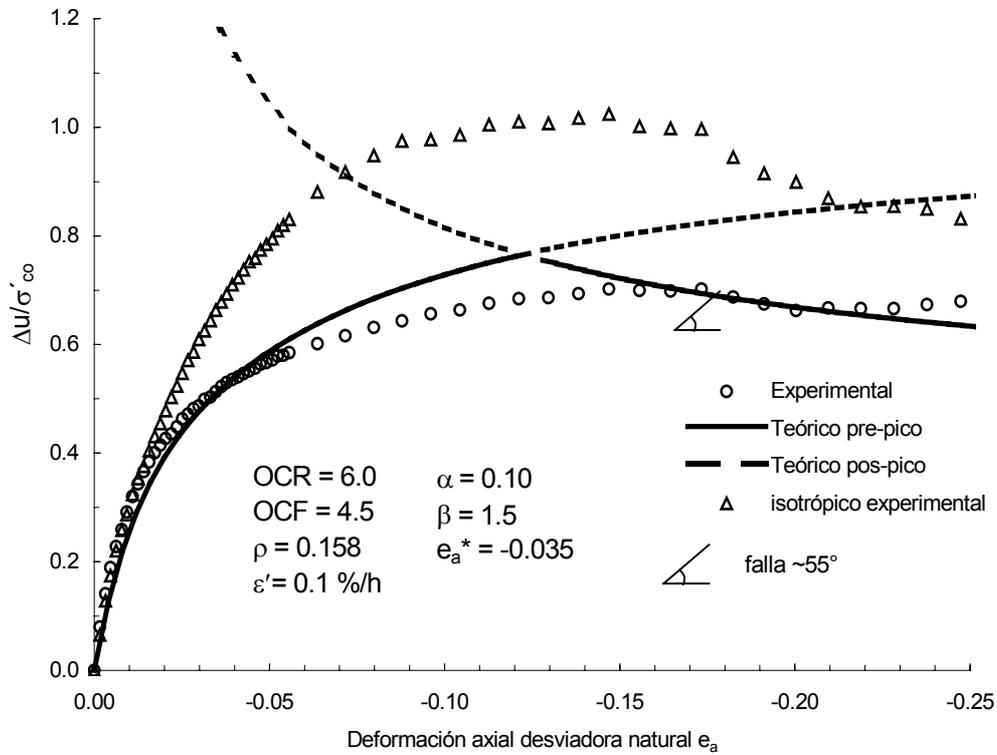
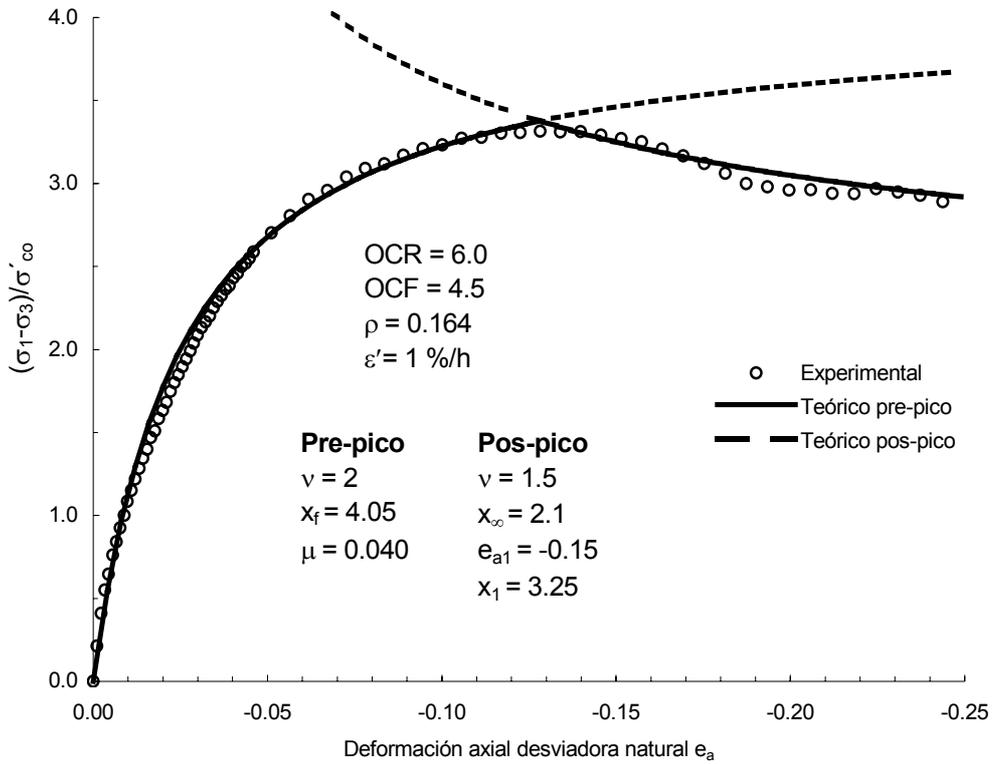
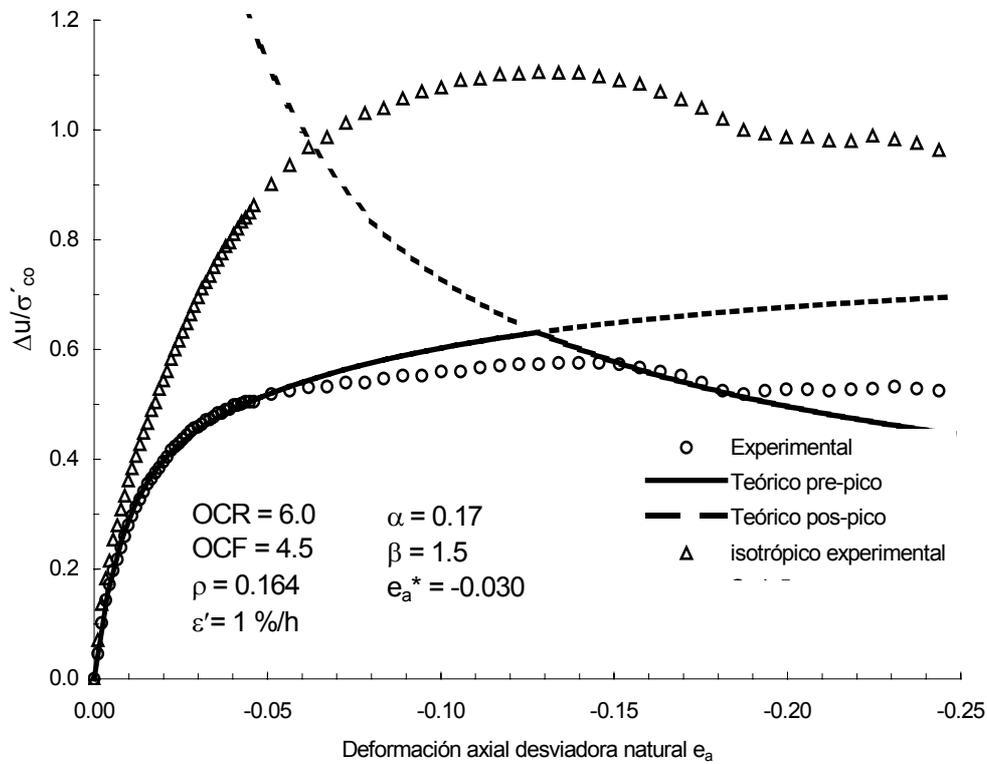


Fig. 6.26 Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR=6, $\dot{\varepsilon} = 0.1\%/h$.

Fig. 6.27 Esfuerzo desviador – deformación desviadora natural, OCR=6, $\dot{\epsilon}' = 1 \% / h$.Fig. 6.28 Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR=6, $\dot{\epsilon}' = 1 \% / h$.

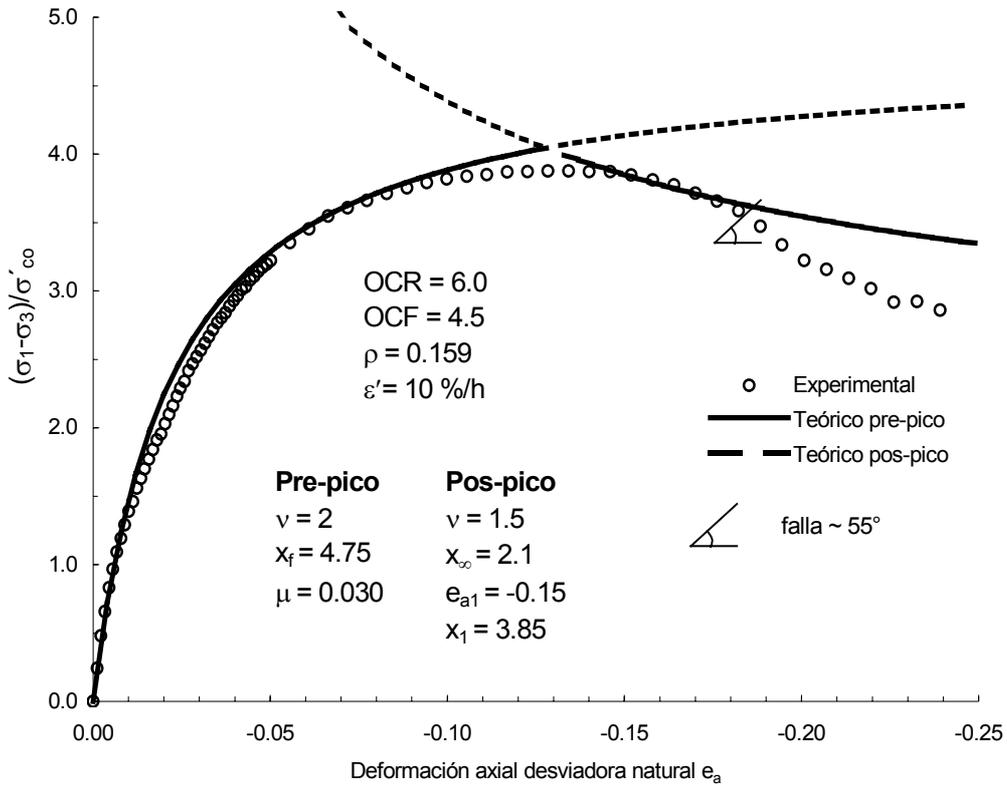


Fig. 6.29 Esfuerzo desviador – deformación desviadora natural, OCR=6, $\epsilon' = 10\%/h$.

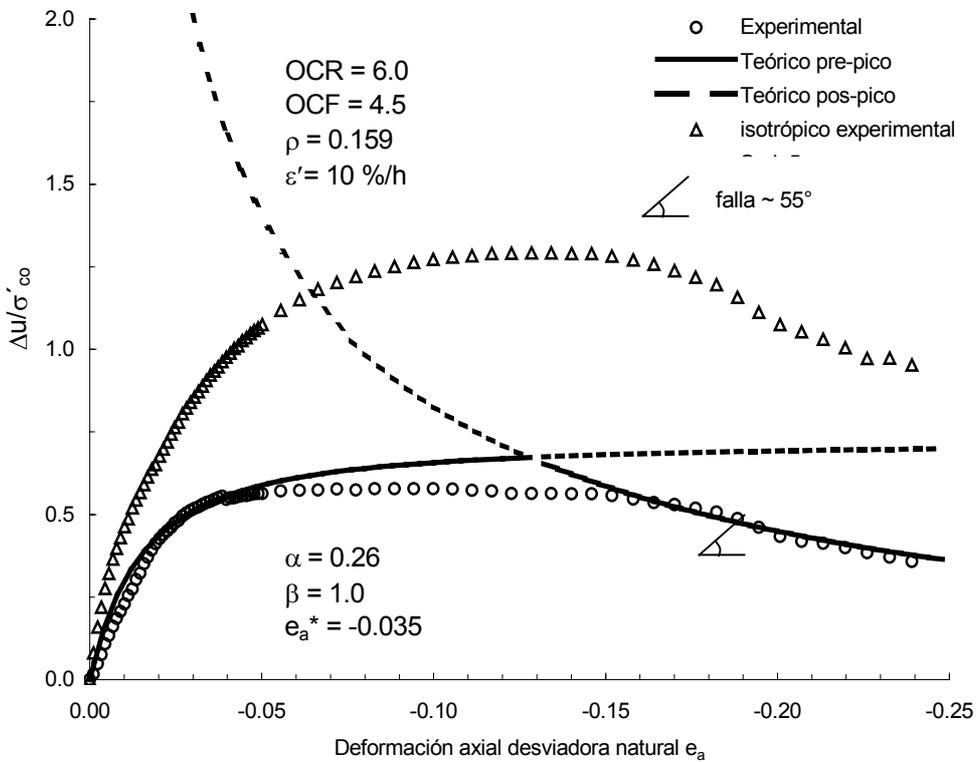
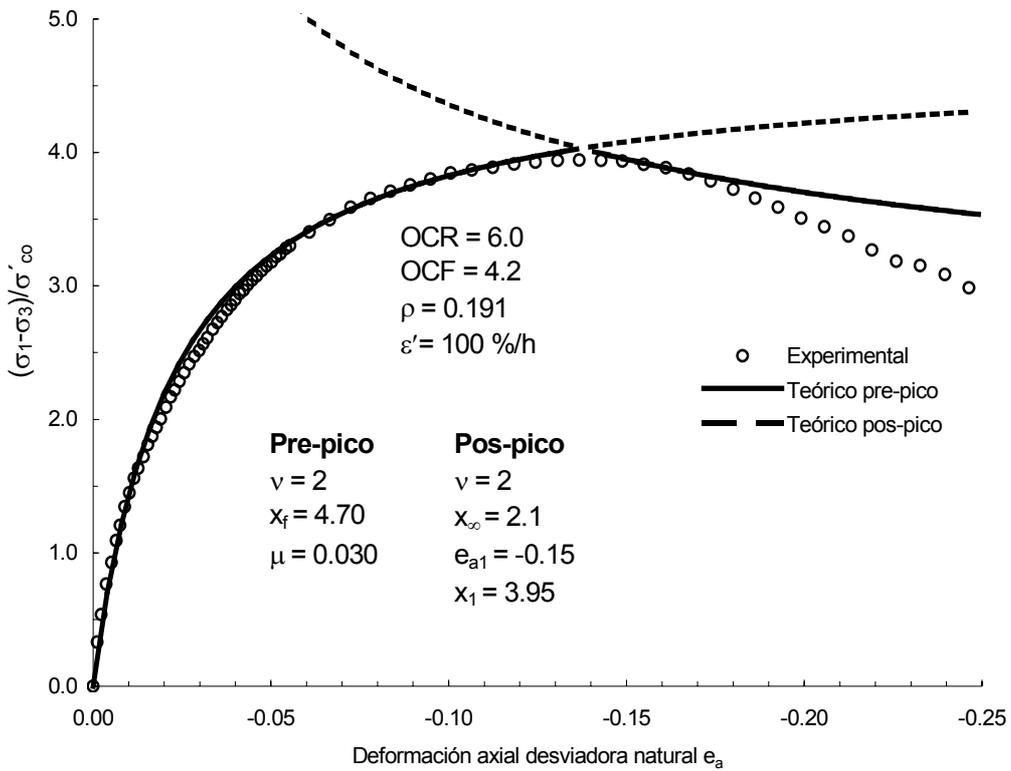
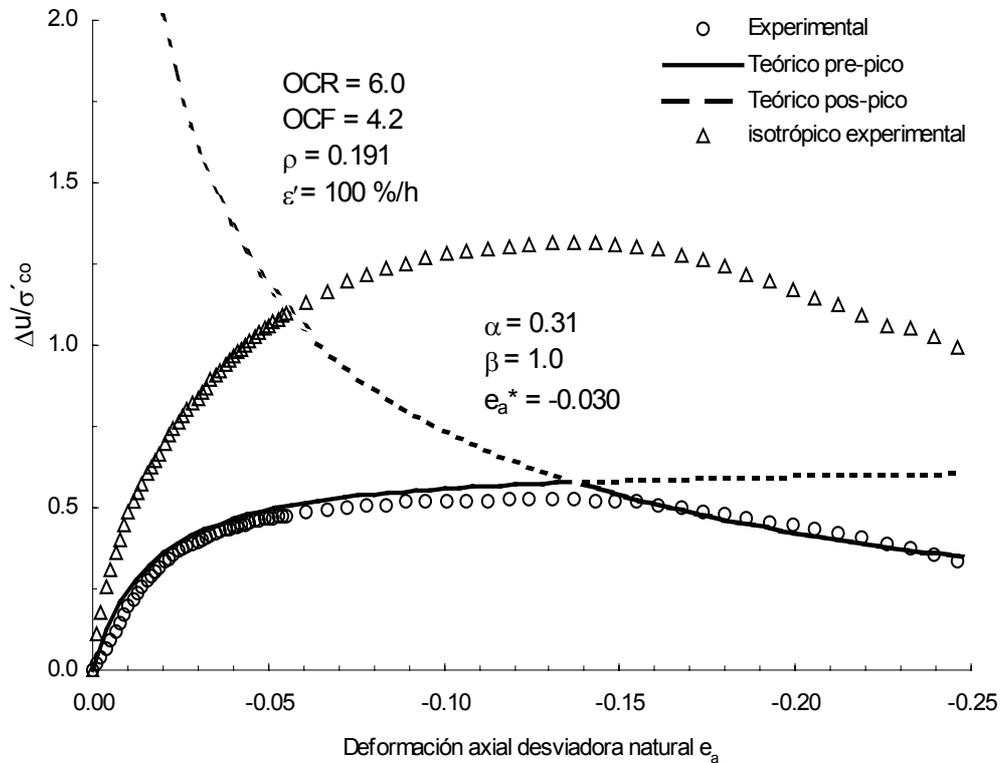


Fig. 6.30 Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR=6, $\epsilon' = 10\%/h$.

Fig. 6.31 Esfuerzo desviador – deformación desviadora natural, OCR=6, $\dot{\epsilon} = 100 \% / h$.Fig. 6.32 Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR=6, $\dot{\epsilon} = 100 \% / h$.

6.5.2.4 OCR = 8

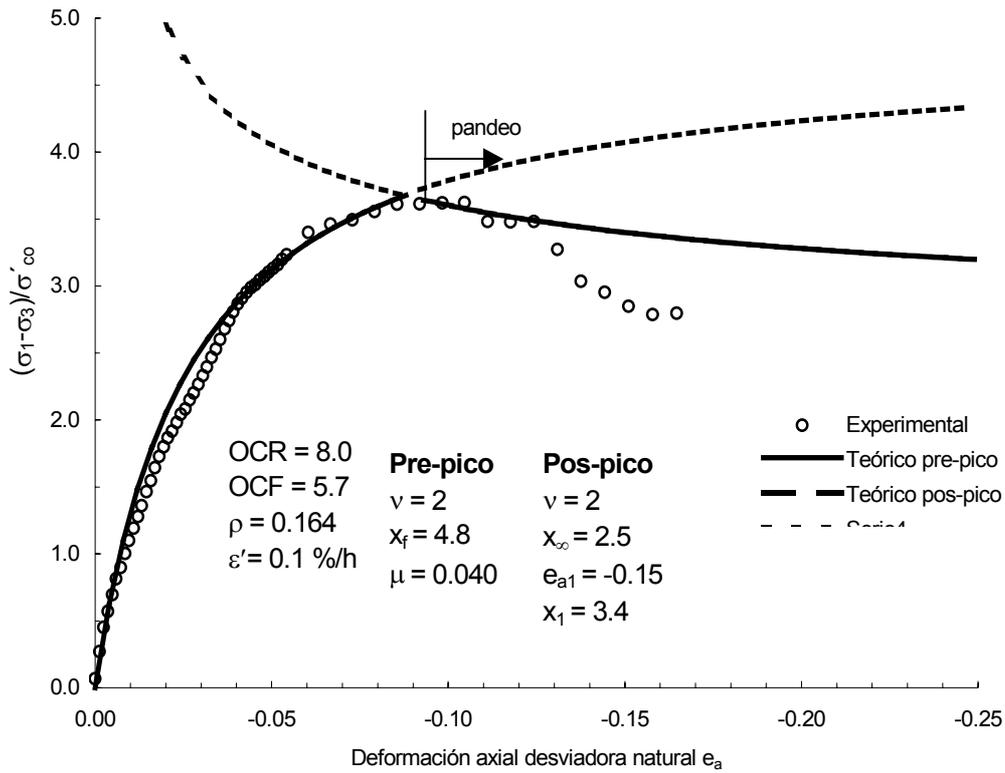
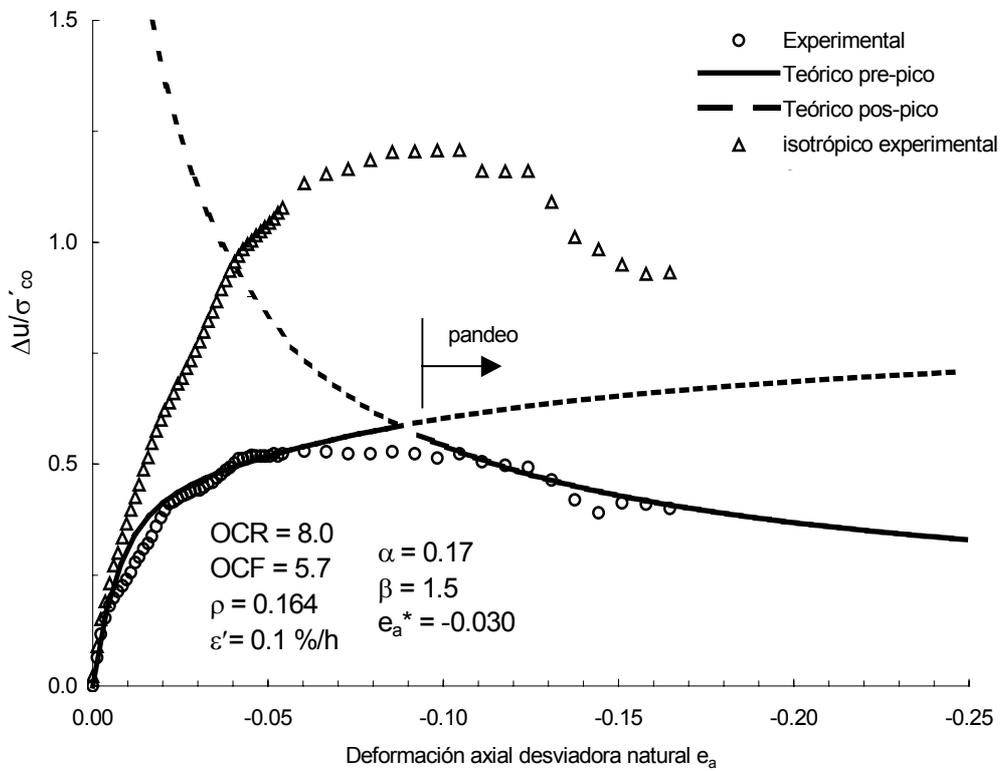
Las Figs. 6.33 a 6.40 muestran las curvas experimentales y teóricas para el grado de preconsolidación de 8. Los valores de ρ varían entre 0.164 y 0.186. No se observa una tendencia con respecto a la velocidad. El OCF varía entre 5.4 y 5.7, en promedio de 5.6.

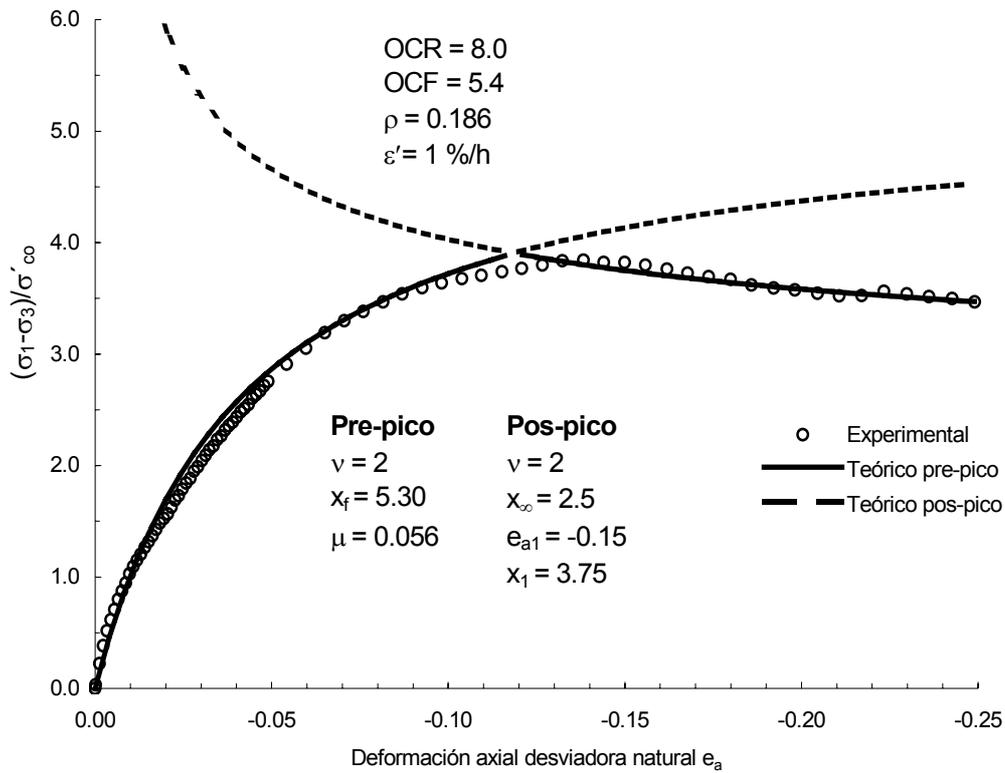
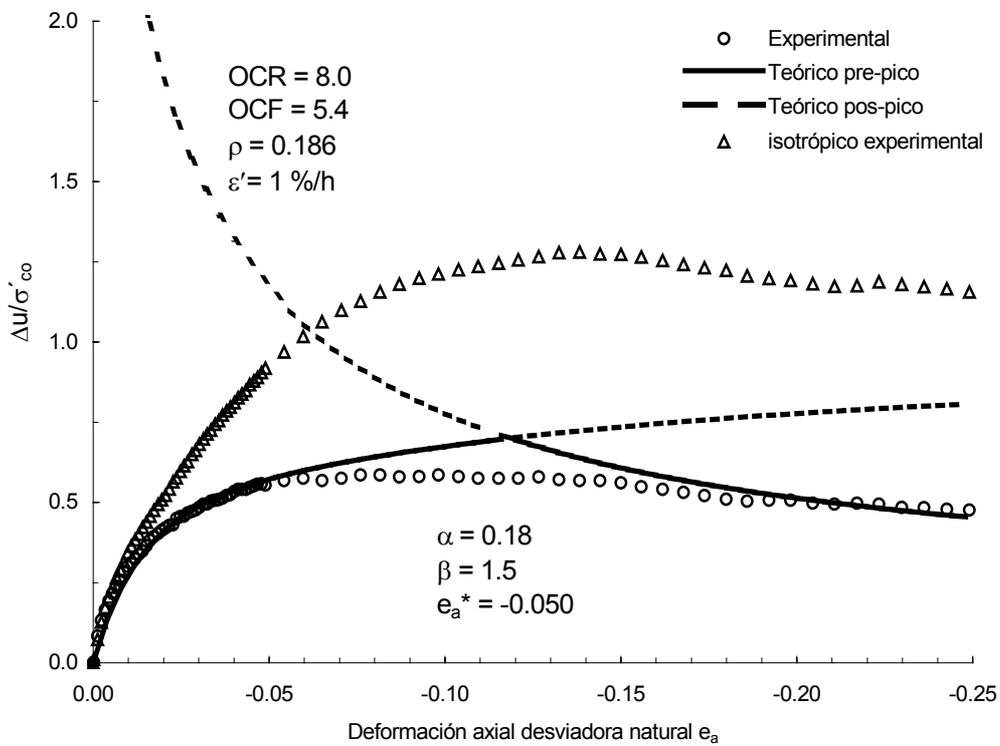
En el pre-pico ν continúa en 2. La resistencia final x_f , va de 4.8 a 6.7 y aumenta con la velocidad de deformación. El coeficiente al corte μ , va de 0.035 a 0.056 y disminuye con la velocidad, excepto para 0.1 %/h que es de 0.040.

En el pos-pico los valores de ν son de 2. Las probetas de 1 y 100 %/h presentaron pandeo a partir de 9.4 % de e_a . La resistencia residual x_∞ es de 2.5 independiente de la velocidad de deformación. La resistencia x_l , del punto conocido aumenta de 3.4 a 4.3.

El coeficiente de presión de poro α , aumenta con la velocidad de deformación de 0.17 a 0.24, excepto para 100 %/h con 0.22. El coeficiente de presión de poro β , es de 1.5 en todos los casos. La deformación característica e_a^* , va de -0.030 a -0.055, sin tendencia con respecto a la velocidad.

En el capítulo anterior se observó que para la muestra ensayada a una velocidad de deformación de 100 %/h el comportamiento se disparaba. Por lo tanto, los parámetros producto del ajuste tampoco están dentro del comportamiento general.

Fig. 6.33 Esfuerzo desviador – deformación desviadora natural, OCR=8, $\dot{\epsilon} = 0.1 \text{ \%}/h$.Fig. 6.34 Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR=8, $\dot{\epsilon} = 0.1 \text{ \%}/h$.

Fig. 6.35 Esfuerzo desviador – deformación desviadora natural, OCR=8, $\dot{\epsilon}' = 1 \% / h$.Fig. 6.36 Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR=8, $\dot{\epsilon}' = 1 \% / h$.

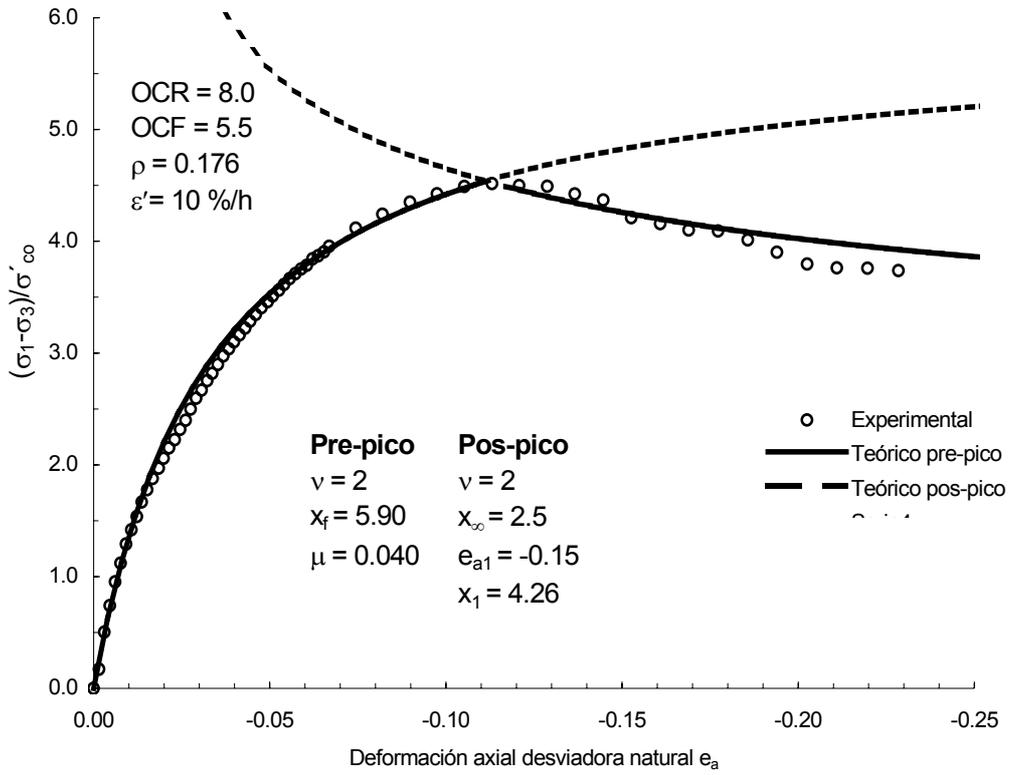


Fig. 6.37 Esfuerzo desviador – deformación desviadora natural, OCR=8, $\dot{\varepsilon} = 10\%/h$.

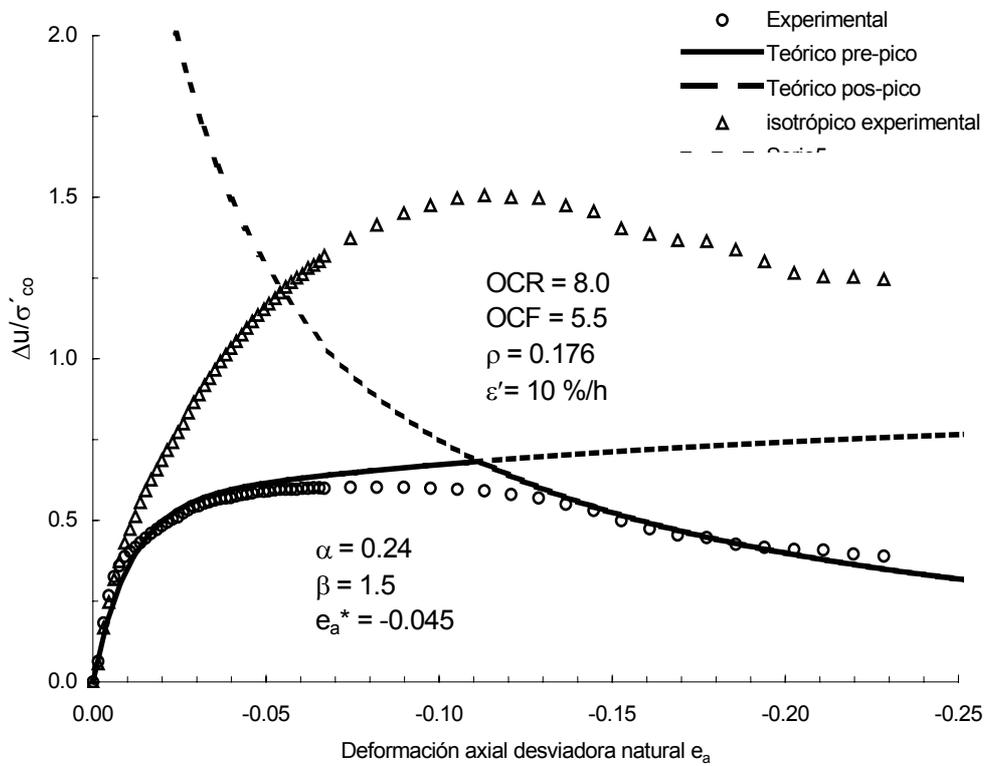
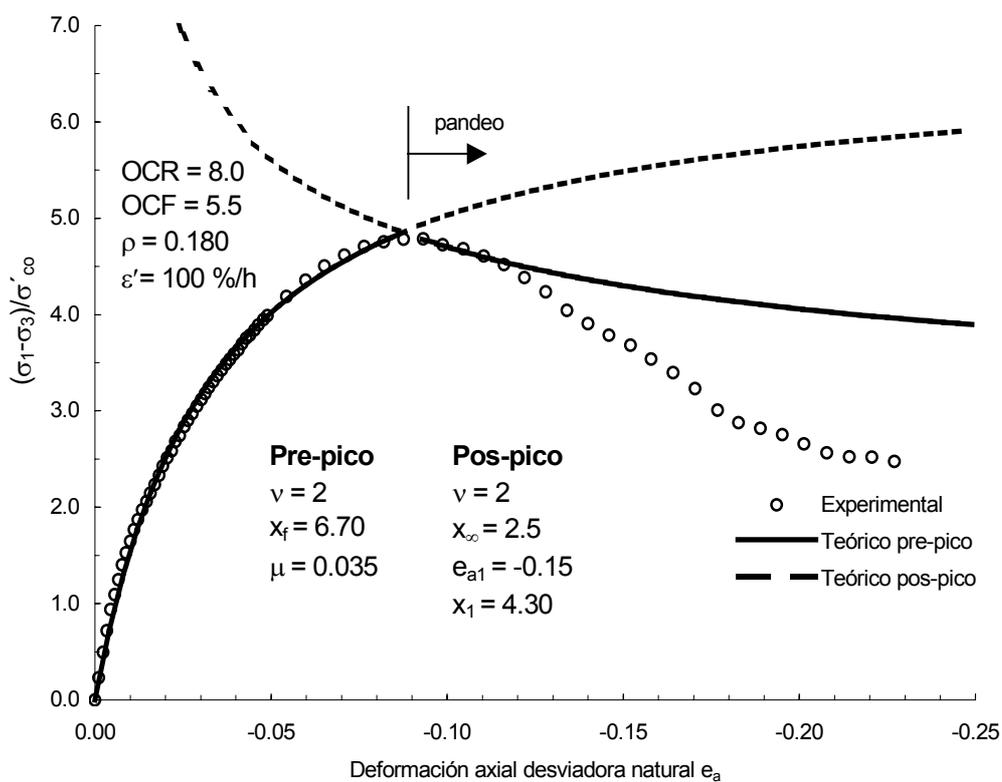
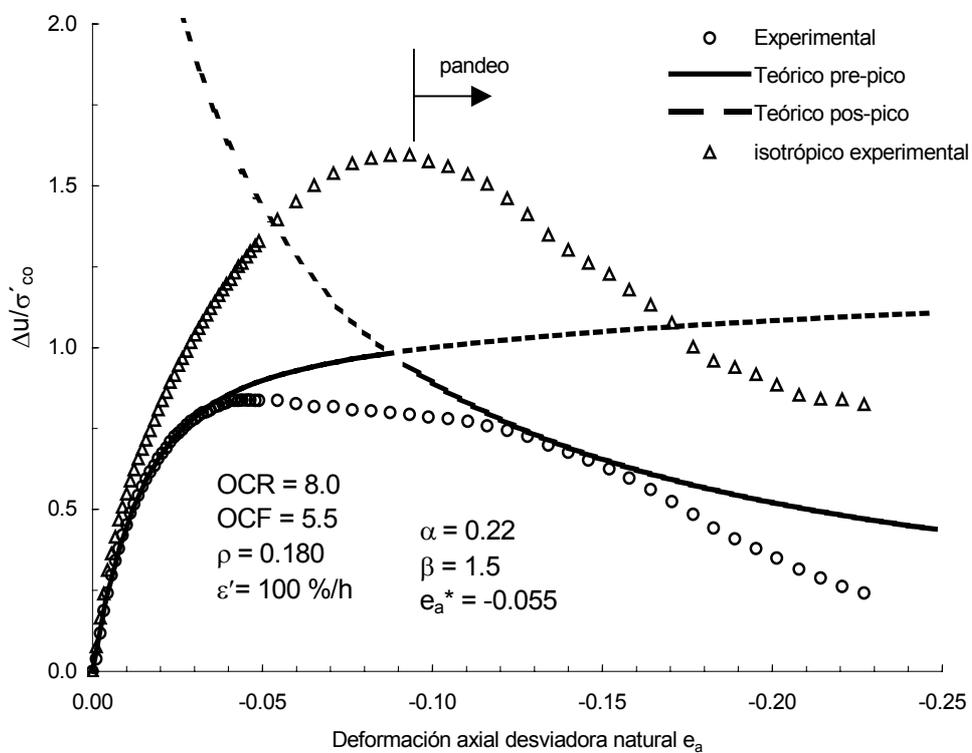


Fig. 6.38 Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR=8, $\dot{\varepsilon} = 10\%/h$.

Fig. 6.39 Esfuerzo desviador – deformación desviadora natural, OCR=8, $\dot{\epsilon} = 100 \text{ \%}/h$.Fig. 6.40 Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR=8, $\dot{\epsilon} = 100 \text{ \%}/h$.

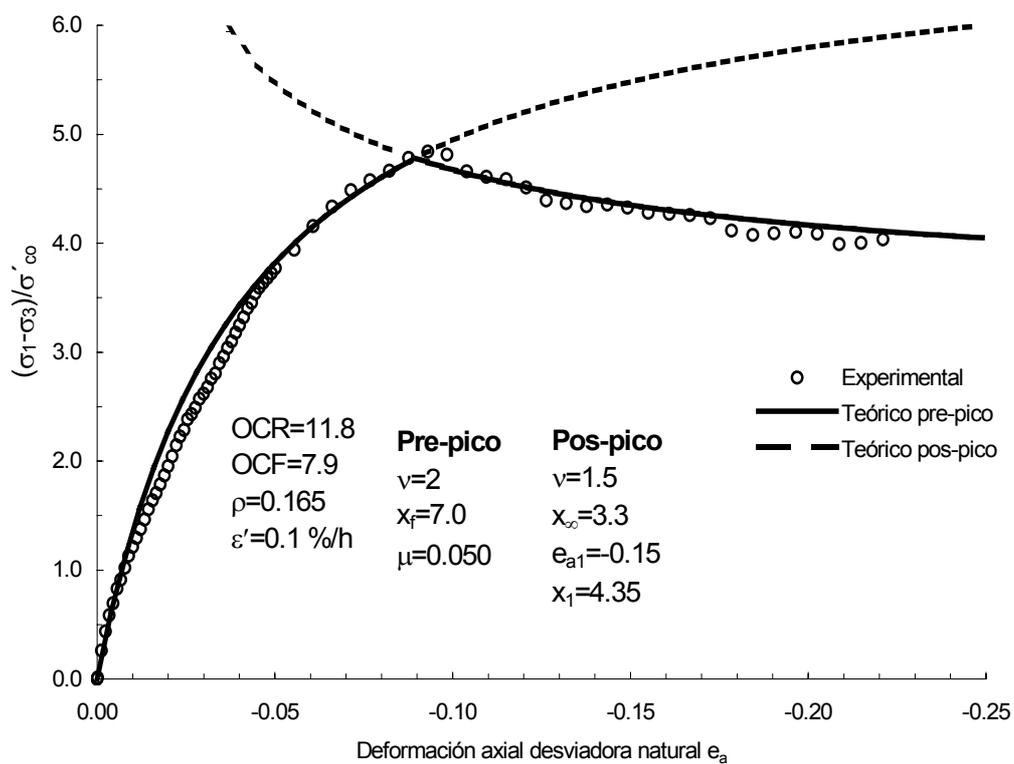
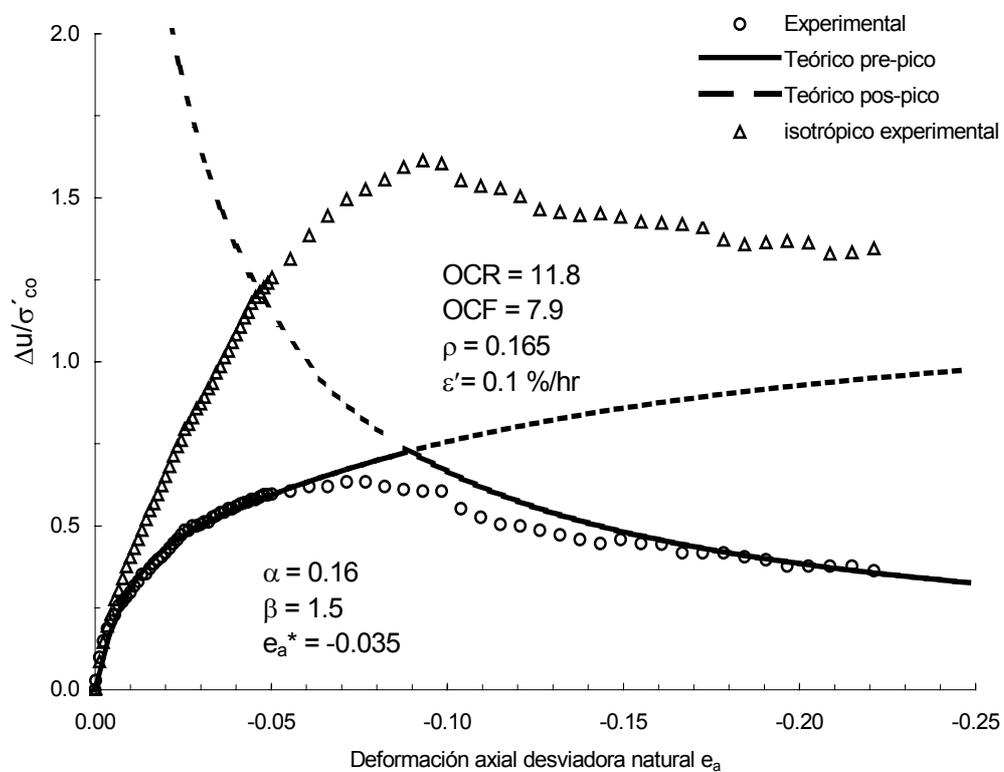
6.5.2.5 OCR = 11.8

El valor de ρ está entre 0.155 y 0.166, con OCF entre 7.8 y 8.1. En el pre-pico ν tiene valores de 2 en todos los casos. El valor de la resistencia final x_f aumenta de 6.1 a 7.2 con la velocidad de deformación, excepto para 0.1 %/h donde es de 7.0. La pendiente inicial, μ , va de 0.025 a 0.050 y disminuye al aumentar la velocidad.

En el pos-pico ν varía entre 1.5 y 2. Para este grado de preconsolidación no se presentó pandeo en las probetas, sin embargo, para las probetas de 1, 10 y 100 %/h se presentó un plano de falla entre 50 y 55° (Figs. 6.43, 6.45, 6.47). El valor de x_∞ va de 3.3 a 3.4 sin variar significativamente, por lo que se puede decir es independiente de la velocidad de deformación. La deformación del punto conocido es de -0.15 mientras que la resistencia x_f va de 4.14 a 4.85 sin tendencia debida a la velocidad de deformación.

En cuanto a la presión de poro se tiene que α varía de 0.16 a 0.23 y tiende a aumentar con la velocidad. El coeficiente de presión de poro β , es de 1.5 en todos los casos y la deformación característica e_a^* , disminuye al aumentar la velocidad y va de -0.026 a -0.040.

Por último, en las Tablas 6.3 y 6.4 se resumen los valores obtenidos, en función de la velocidad y del grado de preconsolidación.

Fig. 6.41 Esfuerzo desviador – deformación desviadora natural, OCR=11.8, $\varepsilon = 0.1\%/h$.Fig. 6.42 Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR=11.8, $\varepsilon = 0.1\%/h$.

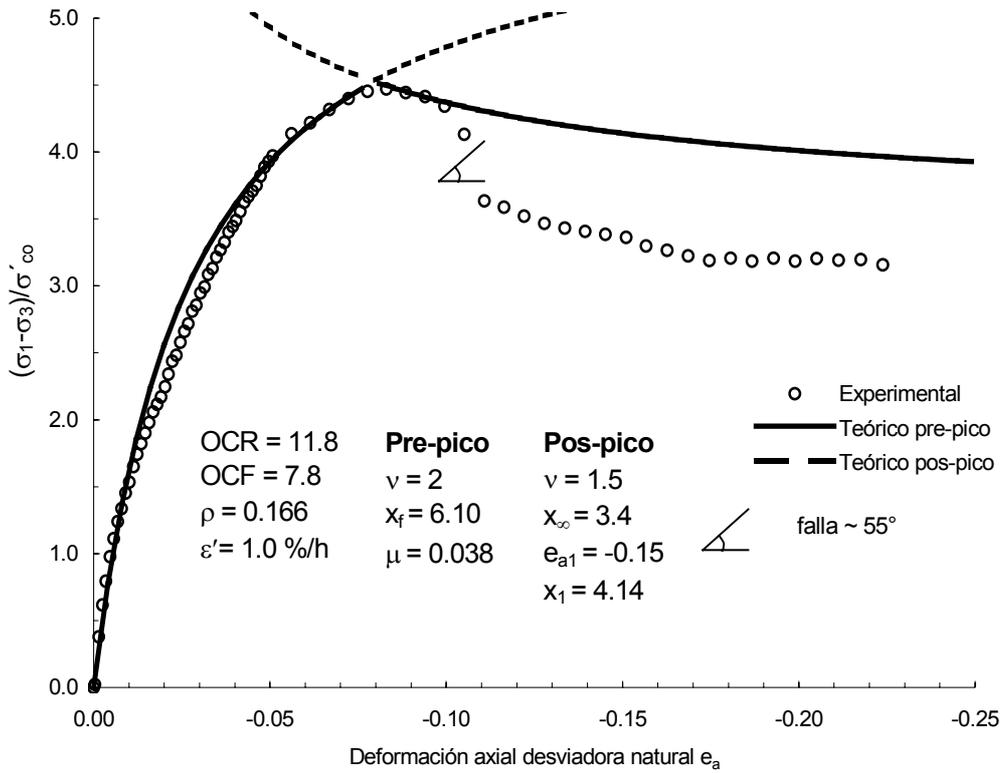


Fig. 6.43 Esfuerzo desviador – deformación desviadora natural, OCR=11.8, $\varepsilon' = 1 \%/h$.

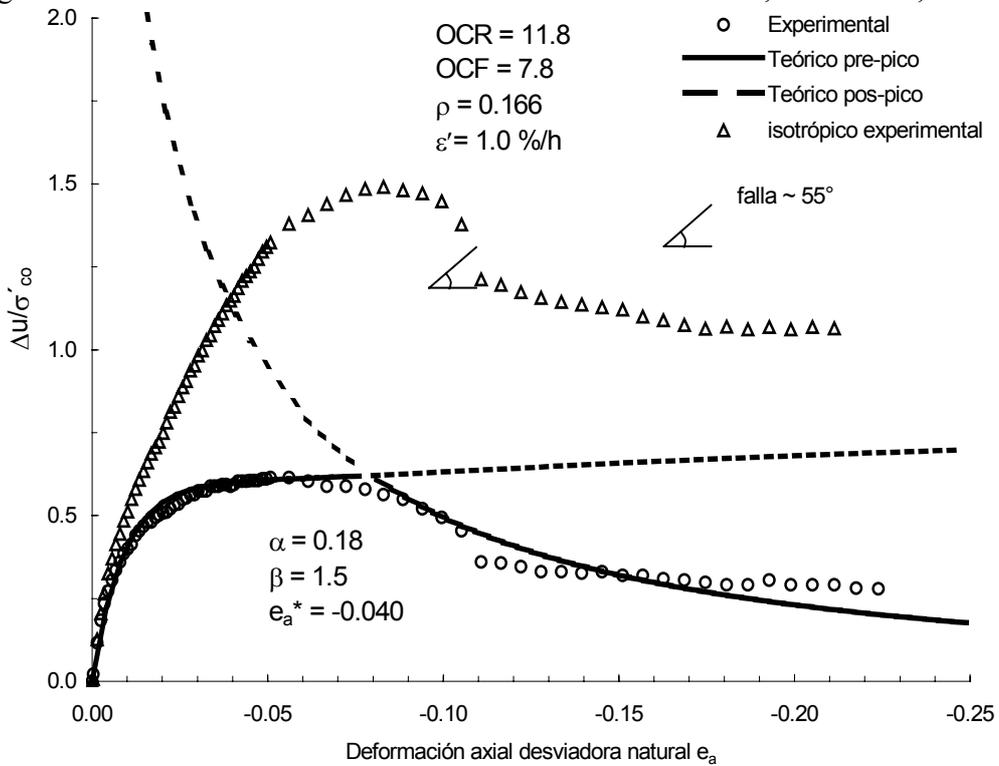


Fig. 6.44 Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR=11.8, $\varepsilon' = 1 \%/h$.

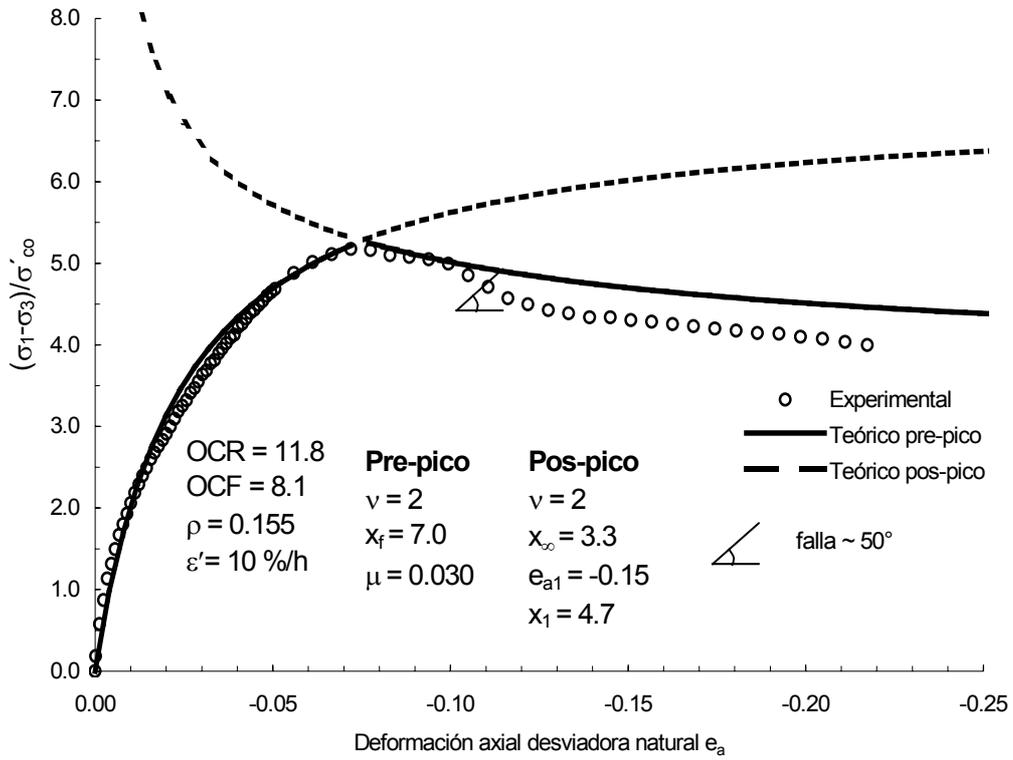


Fig. 6.45 Esfuerzo desviador – deformación desviadora natural, OCR=11.8, $\dot{\epsilon}' = 10 \text{ \%}/h$.

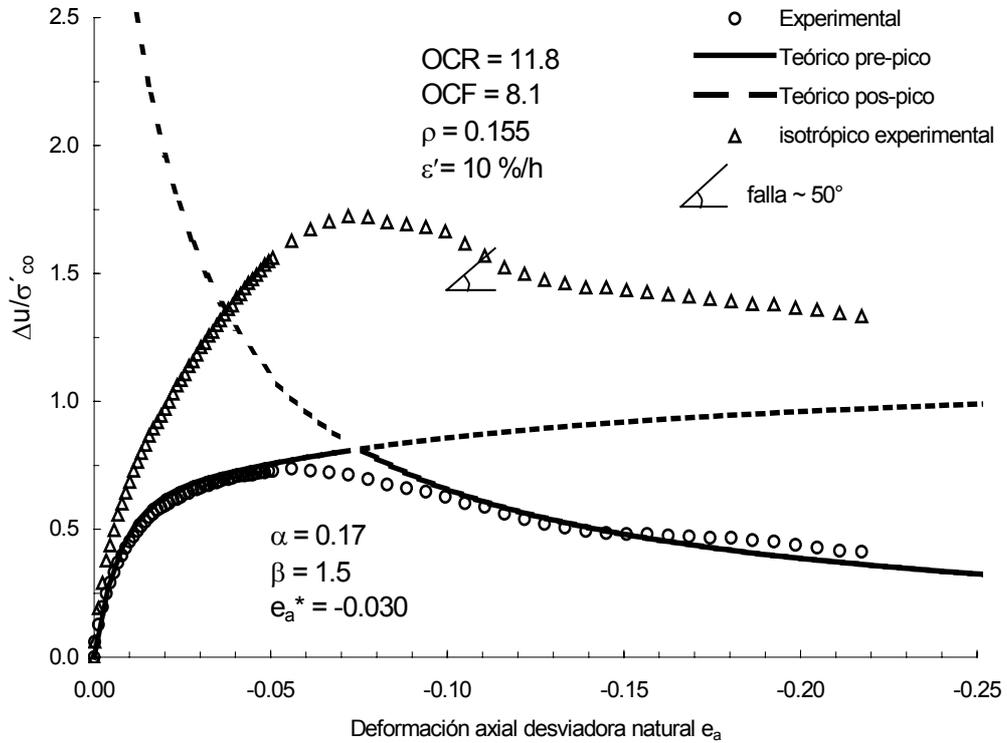


Fig. 6.46 Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR=11.8, $\dot{\epsilon}' = 10 \text{ \%}/h$.

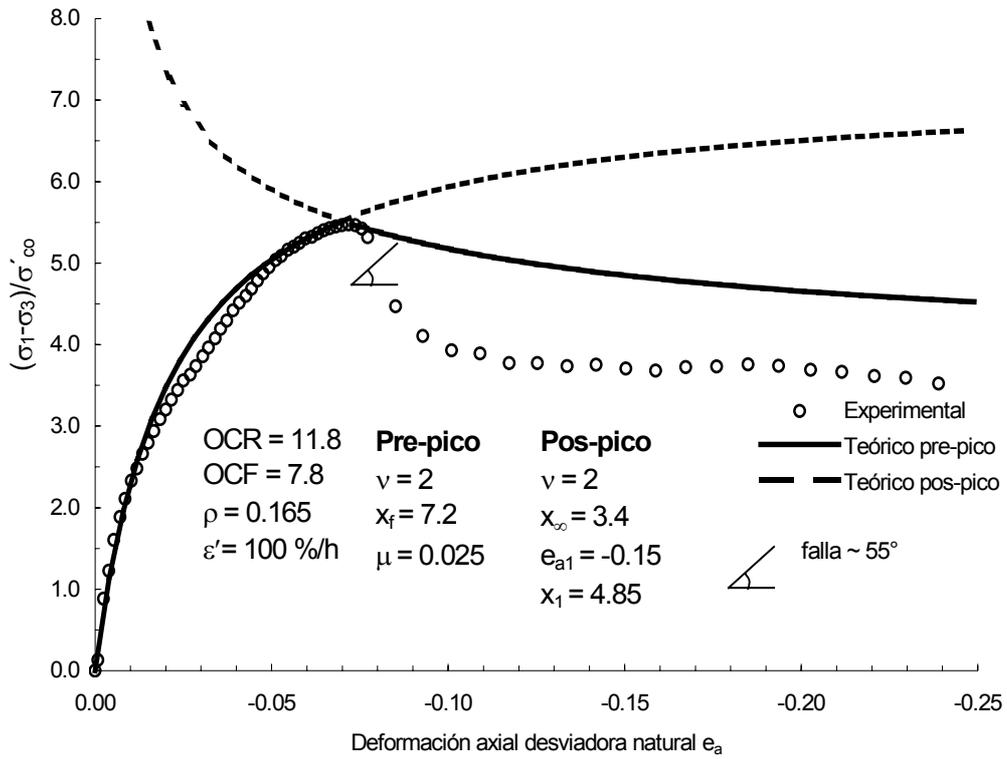


Fig. 6.47 Esfuerzo desviador – deformación desviadora natural, OCR=11.8, $\epsilon' = 100 \% / h$.

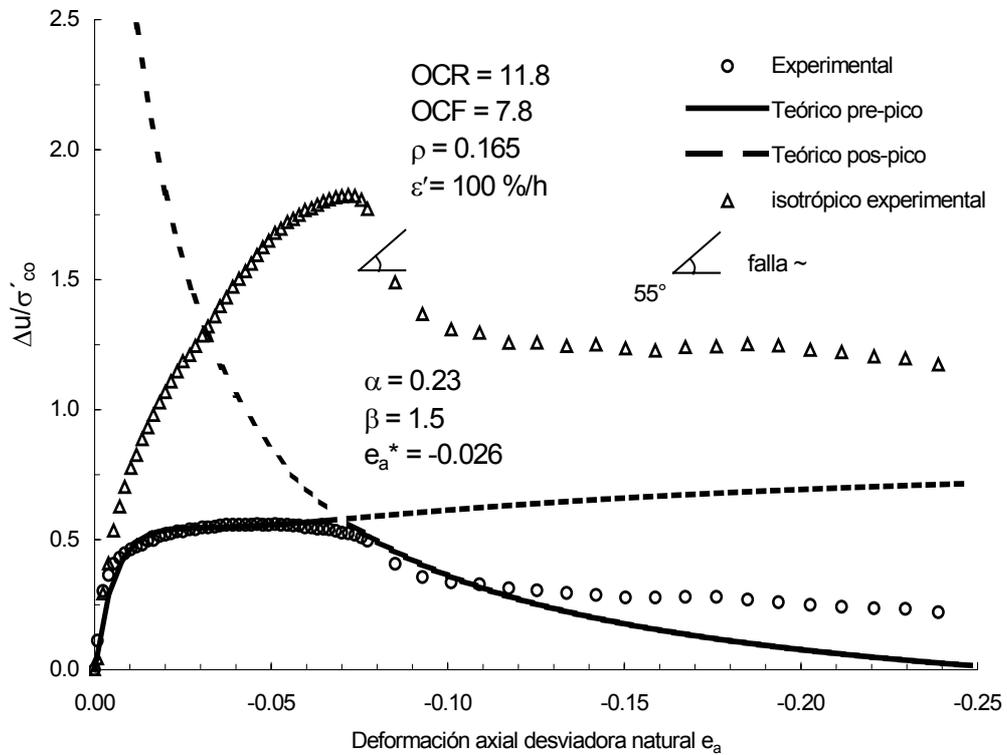


Fig. 6.48 Presión de poro – deformación desviadora natural, OCR=11.8, $\epsilon' = 100 \% / h$.

Tabla 6.3 Resumen de parámetros. Variación con respecto a la velocidad de deformación.

OCR	Prof. m	$\dot{\epsilon}$ %/h	γ	γ_p	ρ	x_m	OCF	Pre-pico			Pos-pico			Presión de poro			Pandeo en e_a	x_m/x_f	x_∞/x_f	
								v	x_f	μ	v	x_∞	e_{a1}	x_1	α	e_a^*				β
1	17.65	0.1	0.33	-	-	0.77	1.0	2	0.87	0.040	1.5	0.20	-0.15	0.70	0.66	-0.040	1.5	-0.116	0.89	0.23
		1.0	0.35	-	-	0.85	1.0	2	0.93	0.020	2.0	0.20	-0.15	0.80	0.61	-0.040	1.5	-	0.92	0.22
		10.0	0.34	-	-	0.91	1.0	2	1.05	0.030	1.5	0.20	-0.15	0.84	0.63	-0.075	1.5	-	0.87	0.19
		100.6	0.35	-	-	1.00	1.0	2	1.11	0.012	2.0	0.20	-0.15	0.74	0.42	-0.040	1.5	-0.062	0.90	0.18
3	17.65	0.1	0.35	0.042	0.120	1.79	2.6	2	2.03	0.014	1.5	1.20	-0.15	1.51	0.10	-0.030	1.5	-0.083	0.88	0.59
		1.0	0.33	0.024	0.072	2.20	2.7	2	2.63	0.012	2.0	1.20	-0.15	1.82	0.21	-0.030	1.5	-0.083	0.84	0.46
		10.1	0.37	0.029	0.077	2.35	2.7	2	2.75	0.012	1.5	1.00	-0.15	1.90	0.30	-0.010	1.5	-	0.86	0.36
		101.0	0.33	0.036	0.109	2.71	2.7	2	3.25	0.010	2.0	1.20	-0.15	1.98	0.30	-0.020	1.5	-	0.83	0.37
6	11.20	0.1	0.34	0.054	0.158	3.07	4.5	2	4.05	0.055	2.0	2.10	-0.15	3.05	0.10	-0.035	1.5	-	0.76	0.52
		1.0	0.32	0.053	0.164	3.32	4.5	2	4.05	0.040	1.5	2.10	-0.15	3.25	0.17	-0.030	1.5	-	0.82	0.52
		10.3	0.36	0.057	0.159	3.88	4.5	2	4.75	0.030	1.5	2.10	-0.15	3.85	0.26	-0.035	1.0	-	0.82	0.44
		102.7	0.30	0.058	0.191	3.94	4.2	2	4.70	0.030	2.0	2.10	-0.15	3.95	0.31	-0.030	1.0	-	0.84	0.45
8	7.60	0.1	0.37	0.060	0.164	3.62	5.7	2	4.80	0.040	2.0	2.50	-0.15	3.40	0.17	-0.030	1.5	-0.094	0.75	0.52
		1.0	0.34	0.063	0.186	3.84	5.4	2	5.30	0.056	2.0	2.50	-0.15	3.75	0.18	-0.050	1.5	-	0.72	0.47
		10.0	0.36	0.064	0.176	4.52	5.5	2	5.90	0.040	2.0	2.50	-0.15	4.26	0.24	-0.045	1.5	-	0.77	0.42
		100.4	0.34	0.061	0.180	4.79	5.5	2	6.70	0.035	2.0	2.50	-0.15	4.30	0.22	-0.055	1.5	-0.094	0.71	0.37
11.8	11.20	0.1	0.34	0.056	0.165	4.84	7.9	2	7.00	0.050	1.5	3.30	-0.15	4.35	0.16	-0.035	1.5	-	0.69	0.47
		1.0	0.32	0.053	0.166	4.47	7.8	2	6.10	0.038	1.5	3.40	-0.15	4.14	0.18	-0.040	1.5	-	0.73	0.56
		10.0	0.32	0.050	0.155	5.17	8.1	2	7.00	0.030	2.0	3.30	-0.15	4.70	0.17	-0.030	1.5	-	0.74	0.47
		100.0	0.33	0.054	0.165	5.48	7.8	2	7.20	0.025	2.0	3.40	-0.15	4.85	0.23	-0.026	1.5	-	0.76	0.47

Tabla 6.4 Resumen de parámetros. Variación con respecto al factor de preconsolidación.

$\dot{\epsilon}$ %/h	Prof. m	OCR	γ	γ_p	ρ	x_m	OCF	Pre-pico			Pos-pico			Presión de poro			Pandeo en e_a	x_m/x_f	x_∞/x_f	
								v	x_f	μ	v	x_∞	e_{a1}	x_1	α	e_a^*				β
0.1	17.65	1	0.33	-	-	0.77	1.0	2	0.87	0.040	1.5	0.20	-0.15	0.70	0.66	-0.040	1.5	-0.116	0.89	0.23
	17.65	3	0.35	0.042	0.120	1.79	2.6	2	2.03	0.014	1.5	1.20	-0.15	1.51	0.10	-0.030	1.5	-0.083	0.88	0.59
	11.20	6	0.34	0.054	0.158	3.07	4.5	2	4.05	0.055	2.0	2.10	-0.15	3.05	0.10	-0.035	1.5	-	0.76	0.52
	7.60	8	0.37	0.060	0.164	3.62	5.7	2	4.80	0.040	2.0	2.50	-0.15	3.40	0.17	-0.030	1.5	-0.094	0.75	0.52
	11.20	11.8	0.34	0.056	0.165	4.84	7.9	2	7.00	0.050	1.5	3.30	-0.15	4.35	0.16	-0.035	1.5	-	0.69	0.47
1	17.65	1	0.35	-	-	0.85	1.0	2	0.93	0.020	2.0	0.20	-0.15	0.80	0.61	-0.040	1.5	-	0.92	0.22
	17.65	3	0.33	0.024	0.072	2.20	2.7	2	2.63	0.012	2.0	1.20	-0.15	1.82	0.21	-0.030	1.5	-0.083	0.84	0.46
	11.20	6	0.32	0.053	0.164	3.32	4.5	2	4.05	0.040	1.5	2.10	-0.15	3.25	0.17	-0.030	1.5	-	0.82	0.52
	7.60	8	0.34	0.063	0.186	3.84	5.4	2	5.30	0.056	2.0	2.50	-0.15	3.75	0.18	-0.050	1.5	-	0.72	0.47
	11.20	11.8	0.32	0.053	0.166	4.47	7.8	2	6.10	0.038	1.5	3.40	-0.15	4.14	0.18	-0.040	1.5	-	0.73	0.56
10	17.65	1	0.34	-	-	0.91	1.0	2	1.05	0.030	1.5	0.20	-0.15	0.84	0.63	-0.075	1.5	-	0.87	0.19
	17.65	3	0.37	0.029	0.077	2.35	2.7	2	2.75	0.012	1.5	1.00	-0.15	1.90	0.30	-0.010	1.5	-	0.86	0.36
	11.20	6	0.36	0.057	0.159	3.88	4.5	2	4.75	0.030	1.5	2.10	-0.15	3.85	0.26	-0.035	1.0	-	0.82	0.44
	7.60	8	0.36	0.064	0.176	4.52	5.5	2	5.90	0.040	2.0	2.50	-0.15	4.26	0.24	-0.045	1.5	-	0.77	0.42
	11.20	11.8	0.32	0.050	0.155	5.17	8.1	2	7.00	0.030	2.0	3.30	-0.15	4.70	0.17	-0.030	1.5	-	0.74	0.47
100	17.65	1	0.35	-	-	1.00	1.0	2	1.11	0.012	2.0	0.20	-0.15	0.74	0.42	-0.040	1.5	-0.062	0.90	0.18
	17.65	3	0.33	0.036	0.109	2.71	2.7	2	3.25	0.010	2.0	1.20	-0.15	1.98	0.30	-0.020	1.5	-	0.83	0.37
	11.20	6	0.30	0.058	0.191	3.94	4.2	2	4.70	0.030	2.0	2.10	-0.15	3.95	0.31	-0.030	1.0	-	0.84	0.45
	7.60	8	0.34	0.061	0.180	4.79	5.5	2	6.70	0.035	2.0	2.50	-0.15	4.30	0.22	-0.055	1.5	-0.094	0.71	0.37
	11.20	11.8	0.33	0.054	0.165	5.48	7.8	2	7.20	0.025	2.0	3.40	-0.15	4.85	0.23	-0.026	1.5	-	0.76	0.47

6.5.3 Comportamiento resistencia máxima – velocidad de deformación

En la Fig. 6.49 se grafican las resistencias máximas normalizadas, x_m , contra la velocidad de deformación, $\dot{\epsilon}$. El valor de x_0 es de 0.1, en todos los casos. Este dato muestra que todas las curvas tienden a un mismo valor independientemente del grado de preconsolidación, a velocidades muy muy pequeñas. En 1977, Vaid y Campanella encontraron en arcillas normalmente consolidadas que para velocidades muy lentas existía un límite (*upper yield*) bajo el cual la resistencia es constante (0.18 %/h aproximadamente, Fig. 2.1, p. 5). La tendencia de las curvas mostradas en la figura hace pensar que la resistencia x_0 puede ser el *upper yield* observado por Vaid y Campanella hacia el cual tiende asintóticamente la resistencia, independiente del grado de preconsolidación.

Las pendientes obtenidas del ajuste son las mismas para todos. La velocidad $\dot{\epsilon}_l$ se fijó en 1 %/h y x_{m1} aumenta con el grado de preconsolidación de 0.85 a 4.60. Si observamos las curvas teóricas en la Fig. 6.50 graficada en doble logaritmo podemos ver que son paralelas, salta a la vista que existe una diferencia marcada entre el estado normalmente consolidado y el preconsolidado, la resistencia se incrementa de forma importante entre un estado y el otro, mientras que ya en el estado preconsolidado el incremento en la resistencia al aumentar el grado de preconsolidación es menor.

En el Capítulo 2 se presentó la ecuación de Soga y Mitchell (1996), ec 2.1, aplicada en suelos en estado normalmente consolidado y moderadamente preconsolidados, encontrando que la dependencia de la resistencia al corte no drenada con la velocidad, disminuye al aumentar el grado de preconsolidación. Esta ecuación también se aplicó a los resultados experimentales obtenidos en esta investigación (Fig. 6.51). El parámetro β es de 0.040 en todos los casos, indicativo de que la influencia de la velocidad en la resistencia es la misma e independiente del grado de preconsolidación. Mitchell (2004) reporta valores para arcillas en un rango de 0.018 y 0.087. Los valores de λ también están dentro del rango presentado por Mitchell.

En general ambos ajustes son muy buenos, la diferencia estriba en que las ecuaciones obtenidas a partir del Principio de Proporcionalidad Natural tienden a un valor constante de la resistencia, x_0 , mientras la ecuación propuesta por Soga y Mitchell tiende a un valor cero y está obtenida como la pendiente de los comportamientos en gráfica log-log. Además, como vimos arriba, la ecuación del Principio de Proporcionalidad Natural coincide con lo estudiado y observado en el comportamiento del suelo a velocidades de deformación pequeñas.

En la Tabla 6.5 se resumen los parámetros del comportamiento resistencia – velocidad.

Tabla 6.5 Resumen de parámetros.

OCR	Principio de Proporcionalidad Natural				Soga y Mitchell (1996)
	x_0	$\dot{\epsilon}_I$ %/h	x_{ml}	λ	β
1	0.10	1	0.85	0.040	0.040
3	0.10	1	2.21	0.040	0.040
6	0.10	1	3.30	0.040	0.040
8	0.10	1	4.00	0.040	0.040
11.8	0.10	1	4.60	0.040	0.040

En la Fig. 6.52 se grafica la variación de la resistencia máxima con el factor de preconsolidación. Se observa que la resistencia máxima aumenta con el OCF. Con respecto a la velocidad de deformación aumenta la resistencia al aumentar la velocidad para un OCF. Es importante señalar que el efecto de la velocidad es menor en el estado normalmente consolidado (OCF = 1) y aumenta al aumentar el factor de preconsolidación. Se observa cierta tendencia de la resistencia máxima a aumentar en forma constante hasta OCF = 6, aproximadamente, después disminuye la variación.

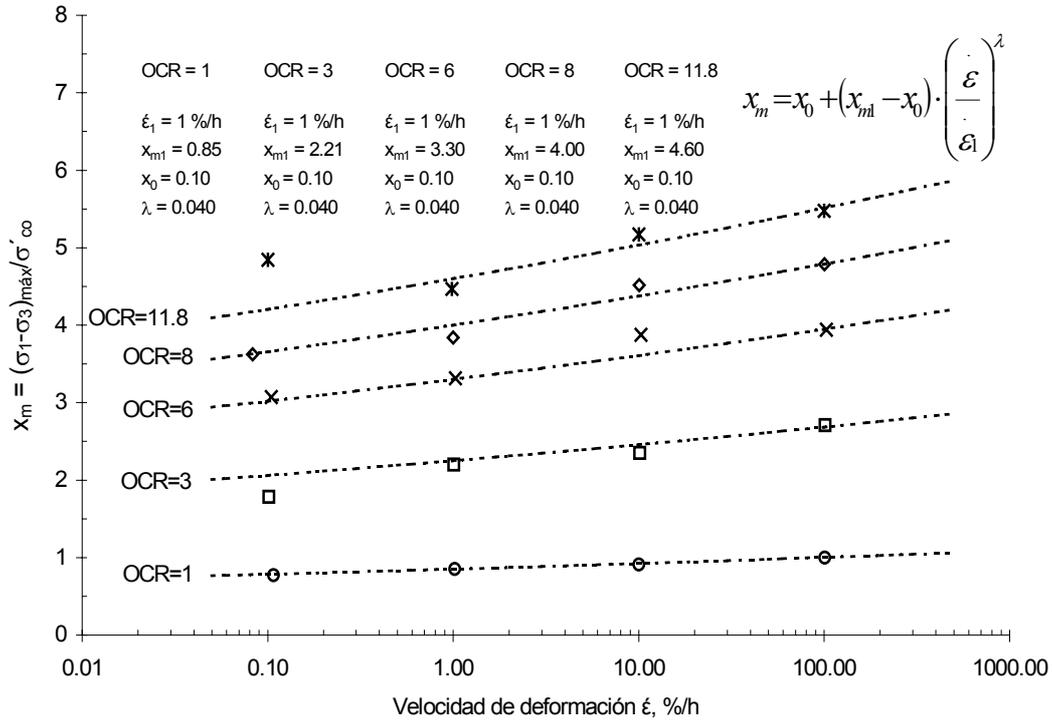


Fig. 6.49 Resistencia máxima - velocidad. Principio Proporcionalidad Natural

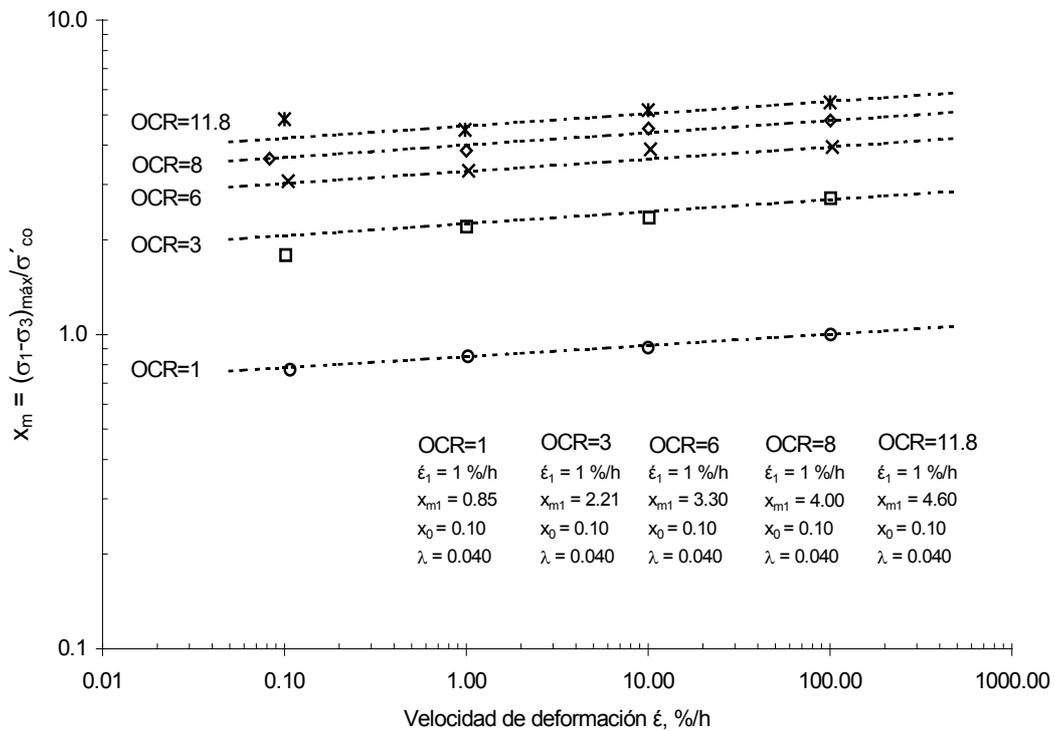


Fig. 6.50 Resistencia máxima - velocidad, log-log. Principio de Proporcionalidad Natural

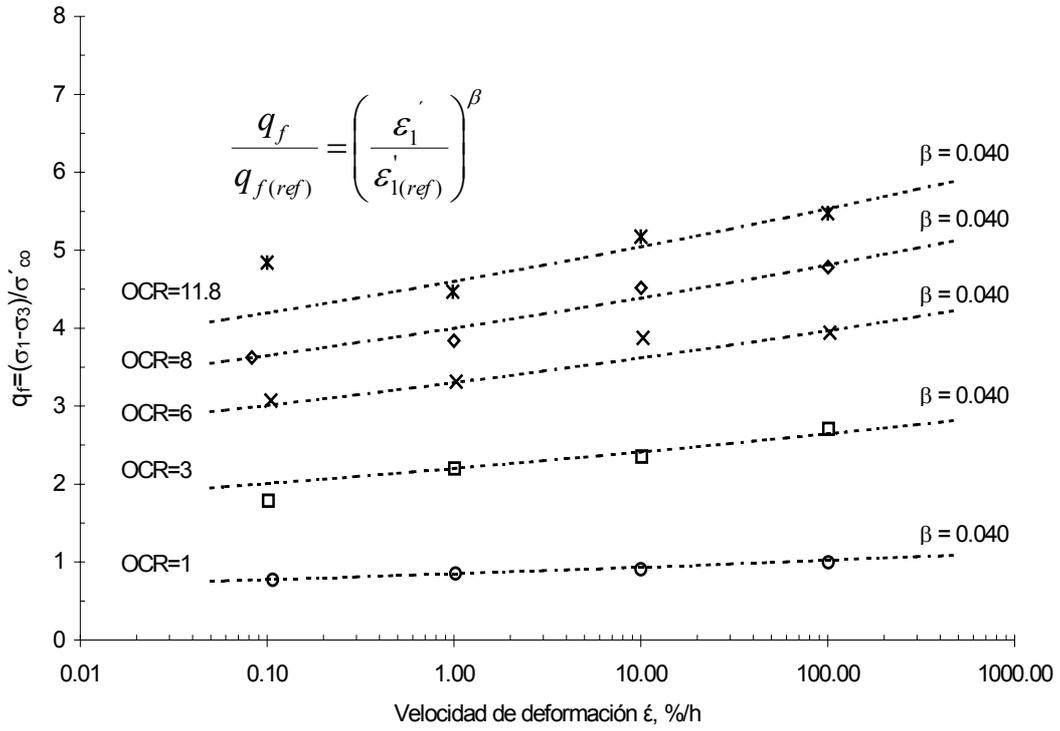


Fig. 6.51 Comportamiento resistencia - velocidad (Soga y Mitchell 1996).

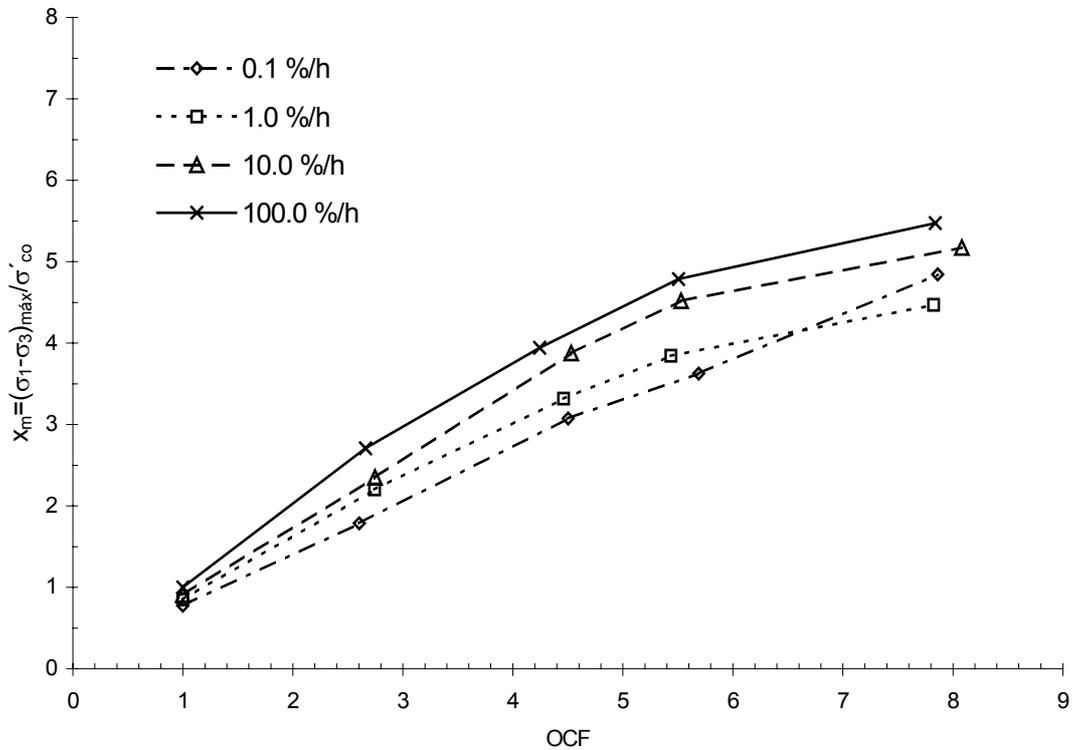


Fig. 6.52 Resistencia máxima - OCF.

6.6 Variación de los parámetros obtenidos en la descripción del comportamiento

En las Tablas 6.3 y 6.4 se muestran los valores de los parámetros y su variación. En las Figs. 6.53 a 6.57, 6.59 y 6.61 a 6.66 se muestran las variaciones de los mismos, con estas gráficas será más sencillo realizar un análisis de los resultados y observar las tendencias.

Como se puede ver en la Fig. 6.53 el valor del exponente cortante antes del pico ν , es constante e independiente de la velocidad de deformación y del factor de preconsolidación. En las Figs. 6.54 y 6.55, la resistencia final x_f , aumenta con el factor de preconsolidación y además aumenta con la velocidad. Se observa que la influencia de la velocidad de deformación es menor para el estado normalmente consolidado y aumenta al aumentar el factor de preconsolidación.

Para el coeficiente al corte μ , la tendencia es a disminuir al aumentar la velocidad de deformación, Fig. 6.56. Respecto al factor de preconsolidación la tendencia no es muy clara, si se observan sólo las muestras de 17.65 m de profundidad, el coeficiente disminuye al aumentar el factor de preconsolidación. Las muestras de 7.60 a 11.20 m tienen valores de 0.040 ± 0.020 , sin tendencia apreciable respecto al factor de preconsolidación.

En la región pos-pico, el exponente cortante ν , no muestra tendencias con respecto a la velocidad de deformación o al factor de preconsolidación y varía entre 1.5 y 2, como se muestra en la Fig. 6.57. En la Fig. 6.59 se grafica el valor de la resistencia residual x_{∞} , la cual aumenta con respecto a OCF de forma muy uniforme. Con excepción de un par de valores (OCF = 2.7 y 10 %/h; OCF = 7.8 y 100 %/h) se puede decir que el valor de la resistencia residual es independiente de la velocidad de deformación.

El valor de la deformación del punto conocido e_{al} es una constante que se decidió fijar en -0.15, mientras que x_l , aumenta con respecto al OCF y aumenta con respecto a la velocidad de deformación como se muestra en la Fig. 6.61. En estado normalmente

consolidado la influencia de la velocidad de deformación es menor y aumenta al aumentar el factor de preconsolidación.

La variación del coeficiente de presión de poro α , se muestra en la Fig. 6.62. En estado normalmente consolidado disminuye al aumentar la velocidad, pero al aumentar el OCF la tendencia se invierte y disminuye al disminuir la velocidad, con excepción de algunos valores. Con respecto al factor de preconsolidación se observa que para el estado normalmente consolidado los valores de α están entre 0.45 y 0.67. Al aumentar el grado de preconsolidación el coeficiente toma valores de 0.21 ± 0.11 . Se sabe que el coeficiente α es la fracción que toma el agua de la presión en forma de presión de poro, debida a la perturbación de la estructura para $e_a = \infty$.

El valor de la deformación característica, e_a^* , (Fig. 6.63) no parece tener una tendencia marcada ya sea para la velocidad de deformación como para el factor de preconsolidación. Un valor medio es el de -0.03, valor característico de la arcilla de la ciudad de México según estudios anteriores (Nava 2004 y Villa 2004). El valor del coeficiente β se mantuvo en 1.5, excepto un par de valores de 1.0 (Fig. 6.64).

En la Fig. 6.65 se grafica la relación x_∞/x_f . Se puede ver que en estado normalmente consolidado la relación es en promedio de 0.2. La resistencia residual es del orden del 20% de la resistencia final, para el caso de la arcilla de la ciudad de México aquí estudiada, en estado normalmente consolidado. En estado preconsolidado existe mayor dispersión, pero en promedio la relación entre la resistencia residual y la resistencia final es de 0.46.

Al final se gráfica (Fig. 6.66) la relación x_m/x_f , se observa un comportamiento bastante uniforme con respecto al factor de preconsolidación, disminuyendo al aumentar el OCF, por lo que al aumentar el factor de preconsolidación la resistencia máxima disminuye en relación a la resistencia final. Para el estado normalmente consolidado la resistencia máxima es del orden del 89% de la resistencia final. Con respecto a la velocidad de deformación no se observa una tendencia definida.

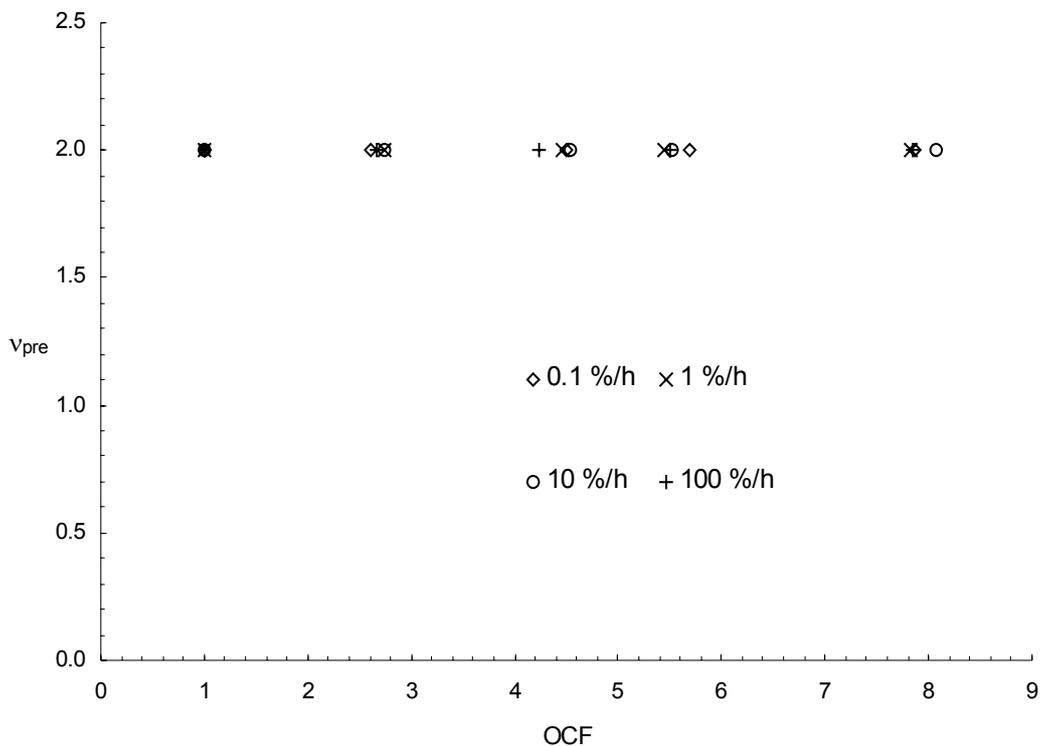


Fig. 6.53 Variación del exponente cortante ν pre-pico con OCF

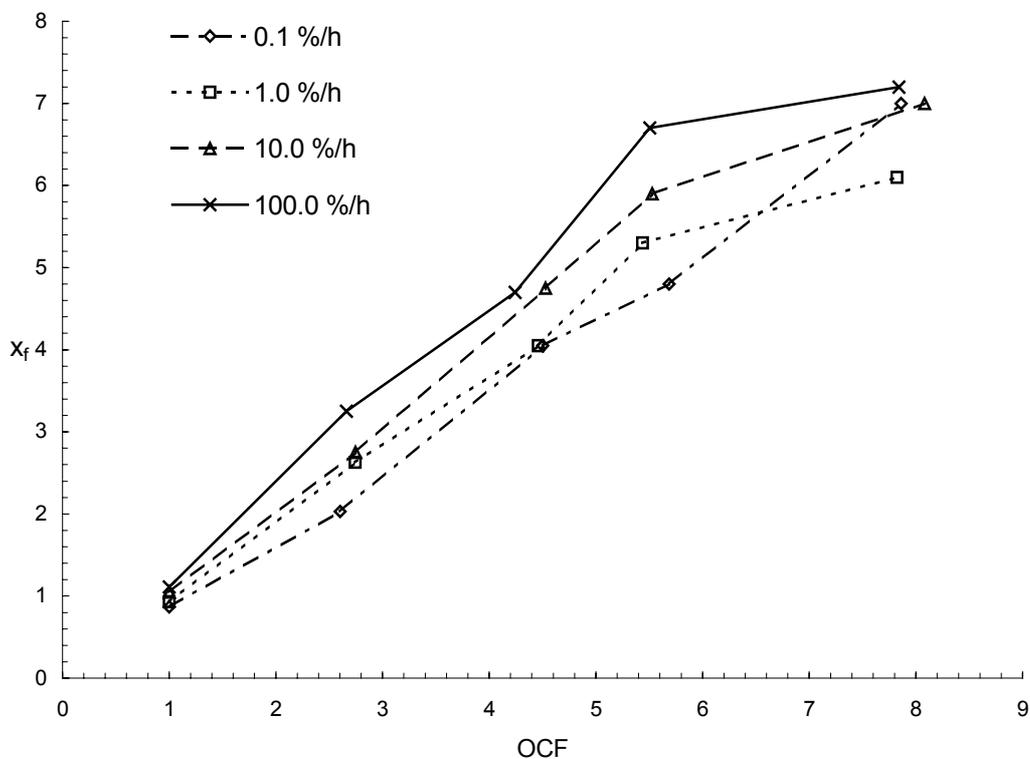
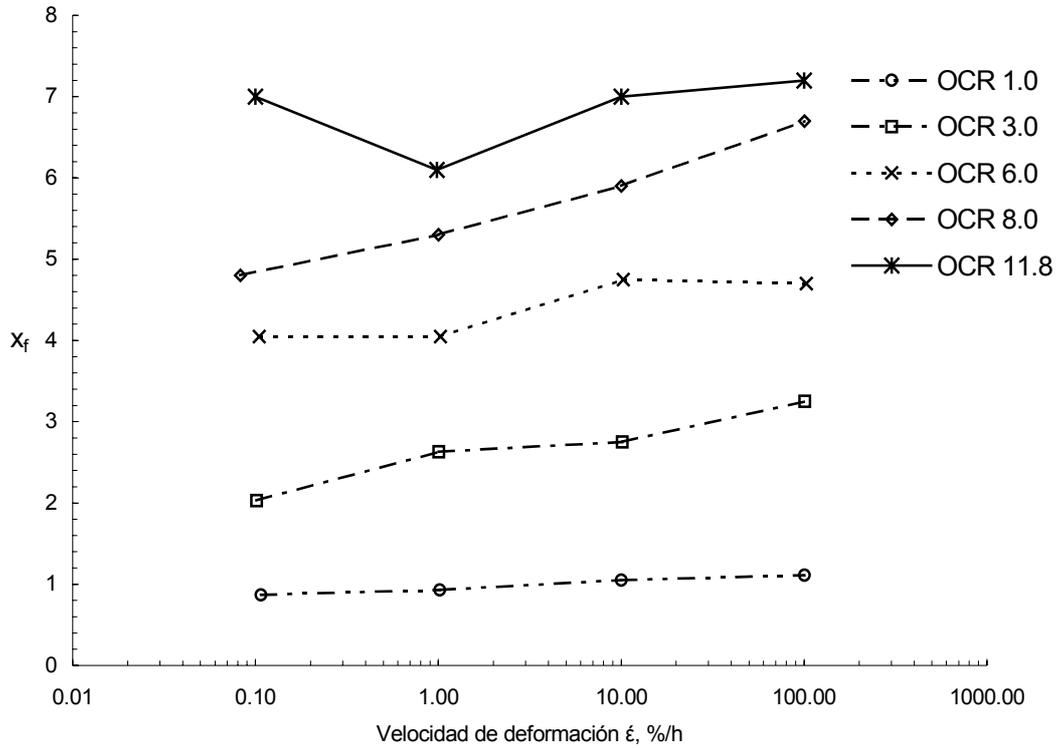
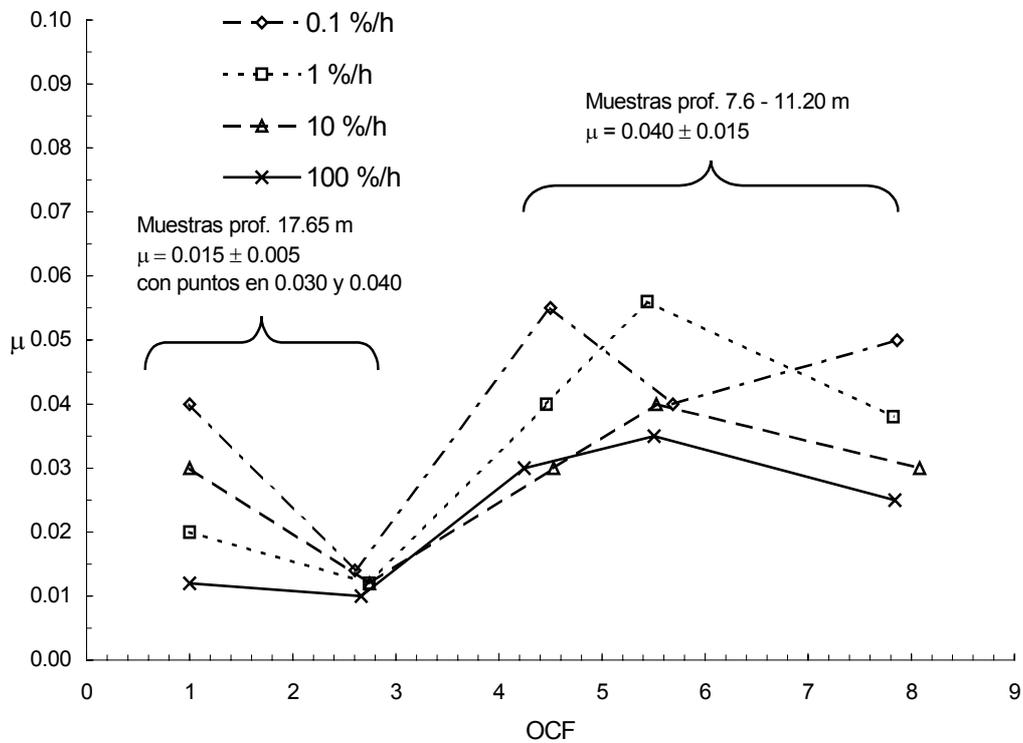
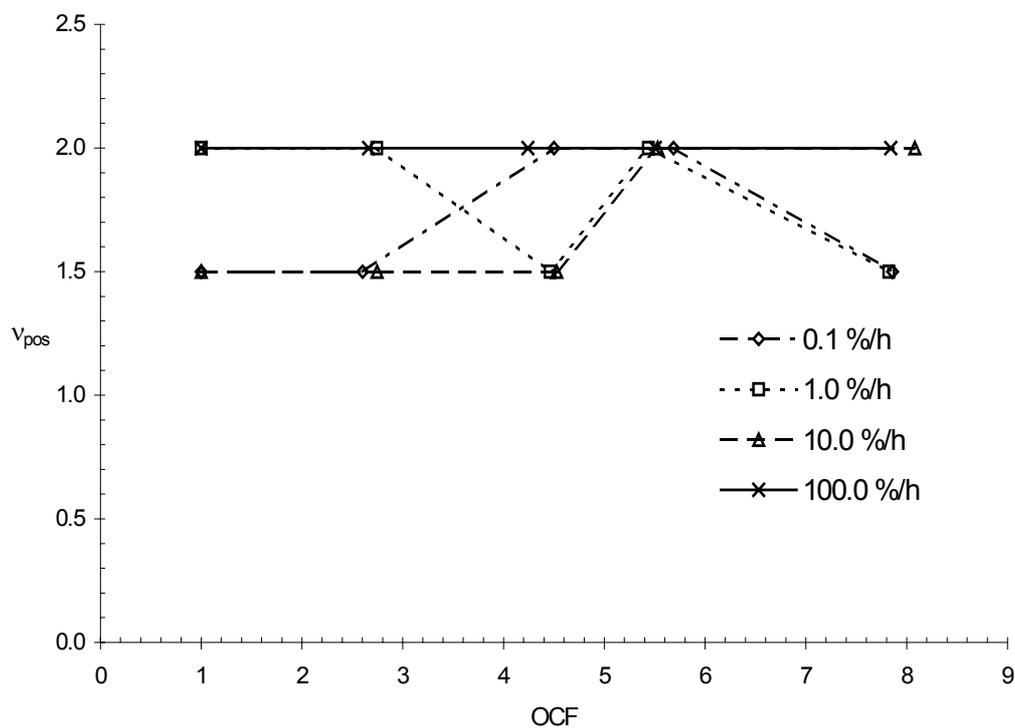
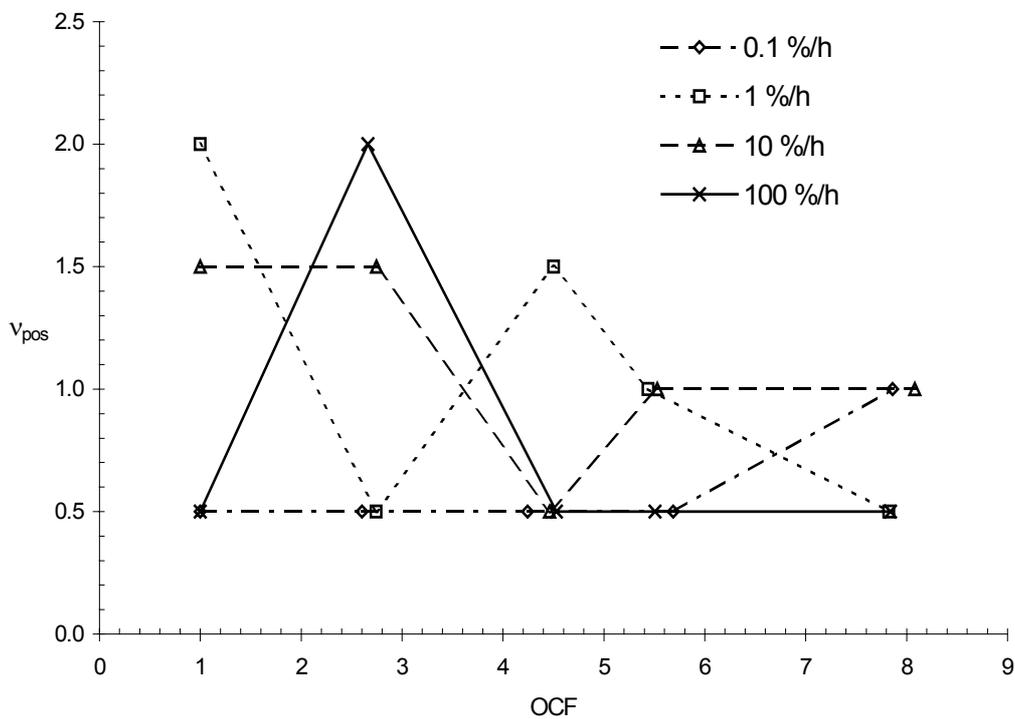
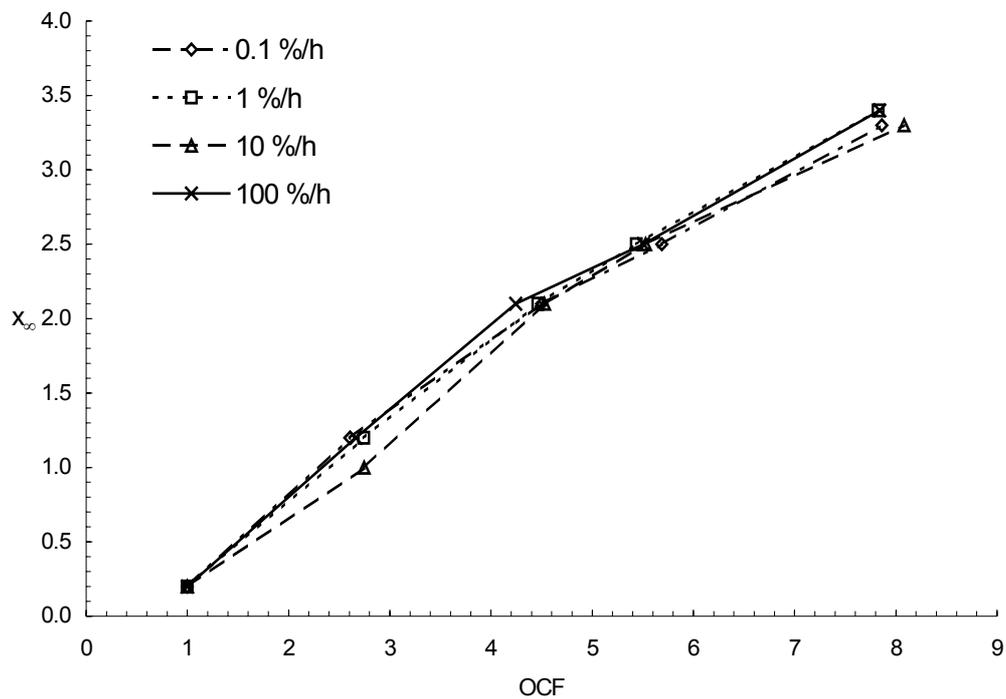
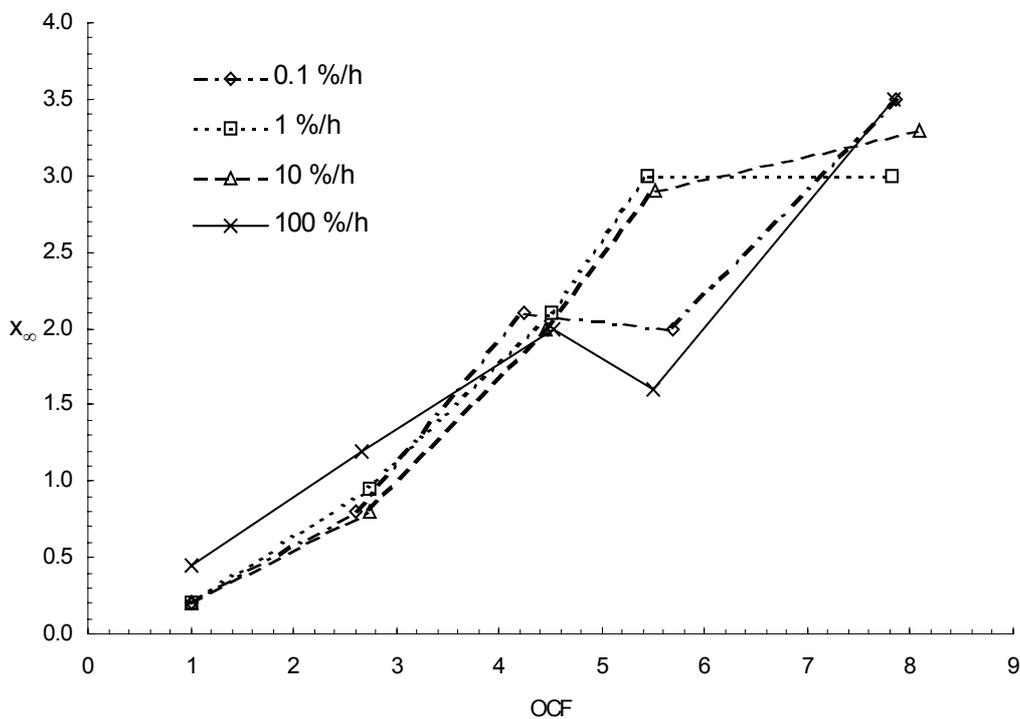
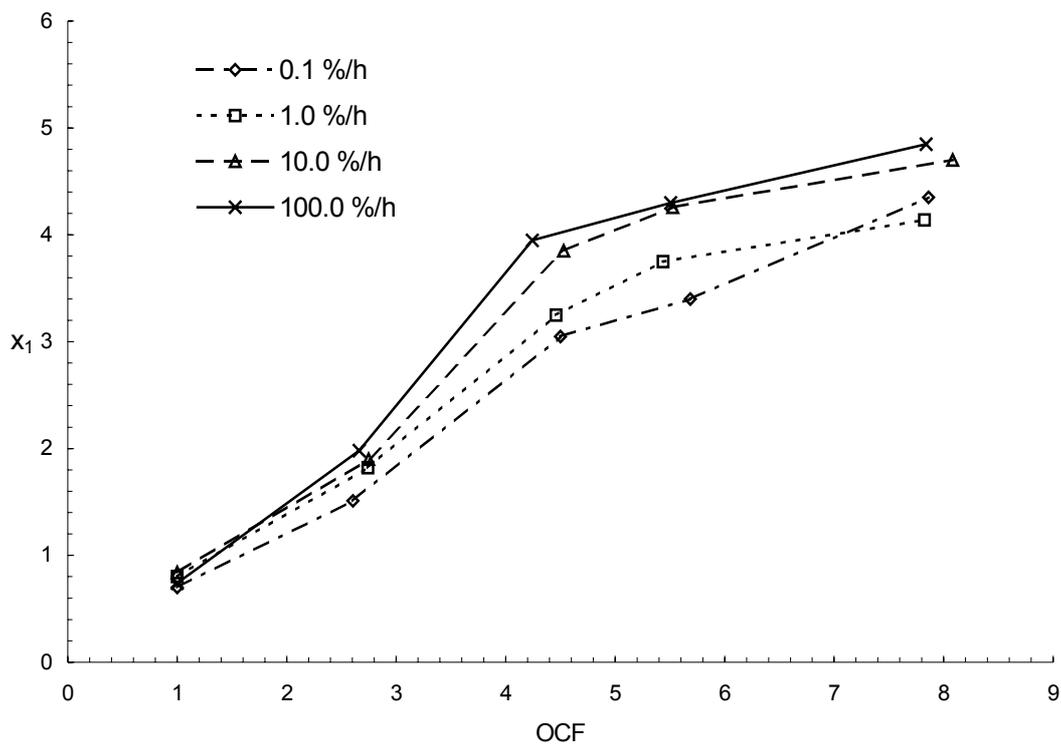
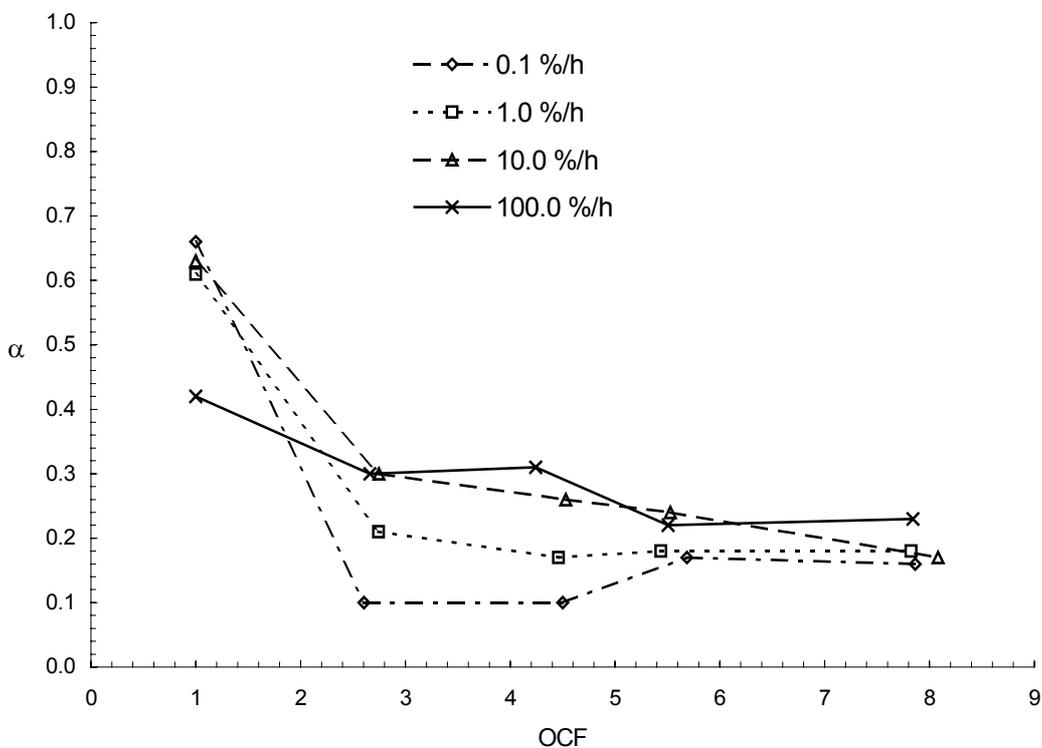


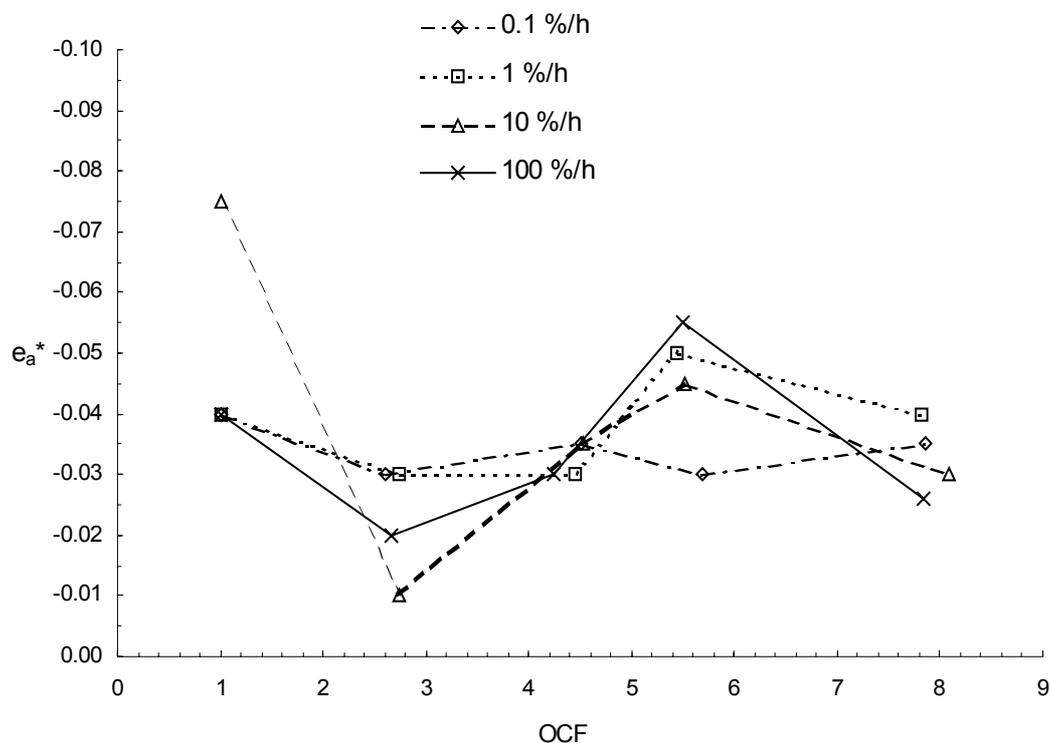
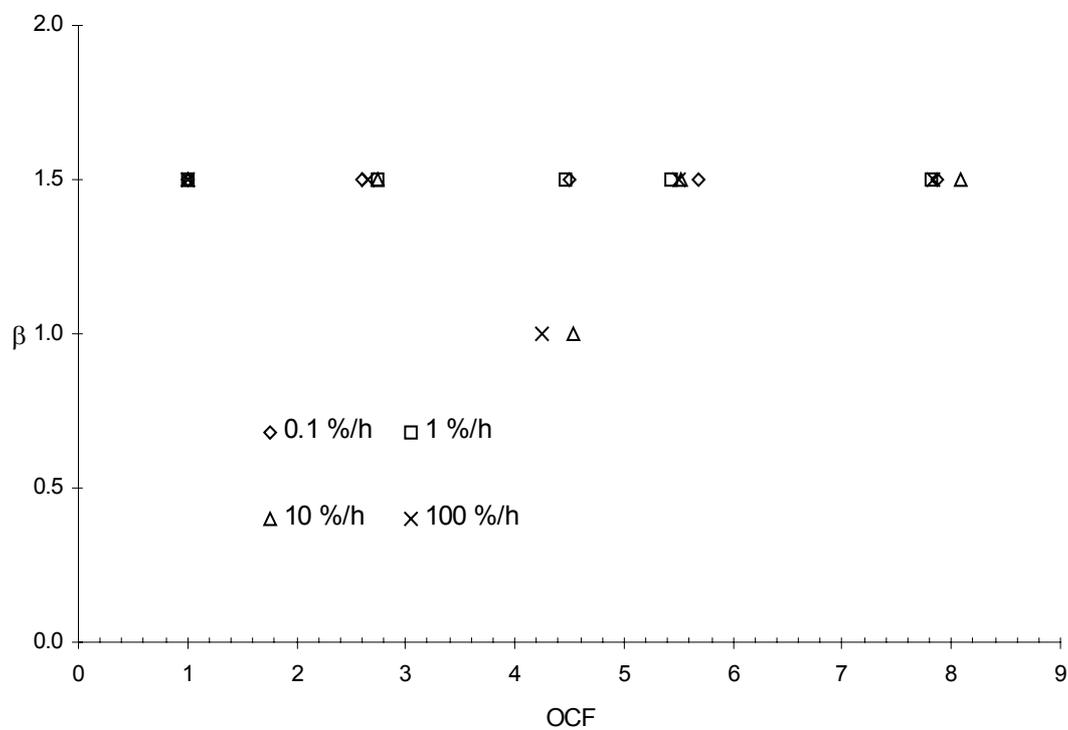
Fig. 6.54 Variación de la resistencia final x_f con OCF

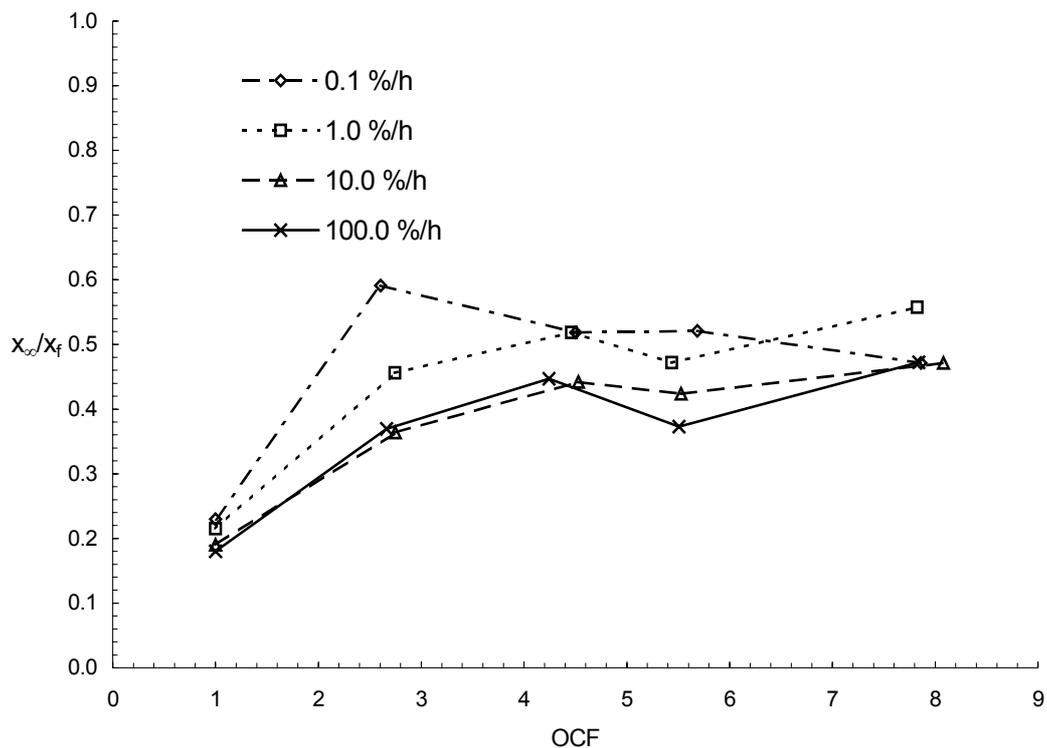
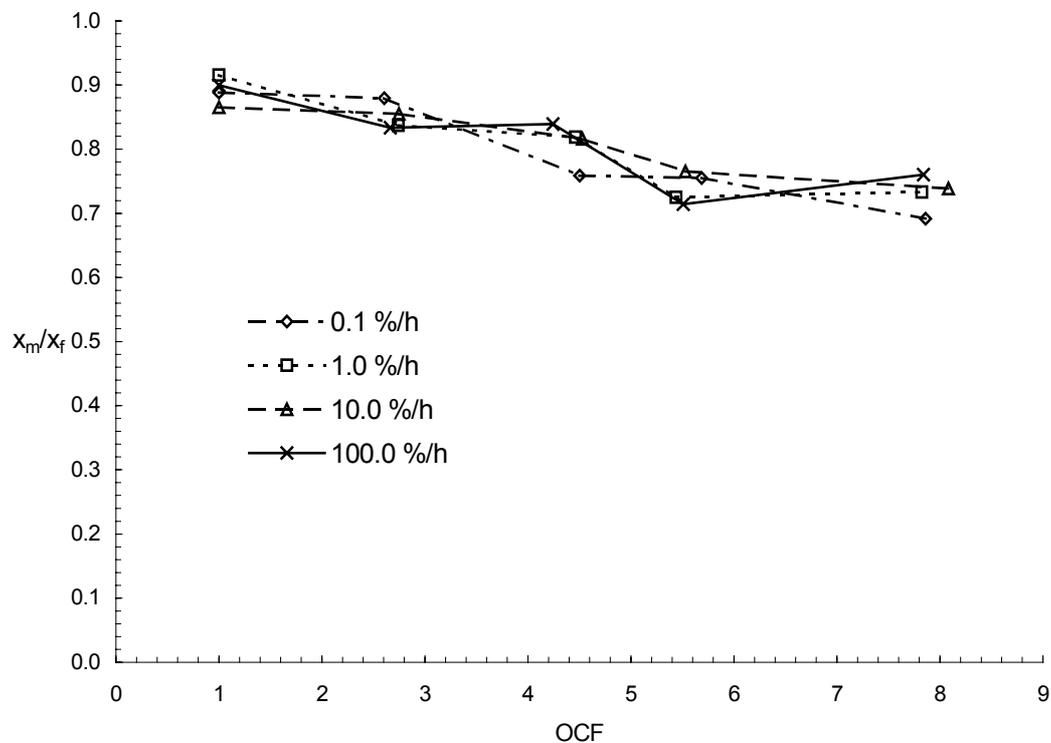
Fig. 6.55 Variación de la resistencia final x_f con la velocidad de deformaciónFig. 6.56 Variación del coeficiente cortante μ con OCF

Fig. 6.57 Variación del exponente cortante ν pos-pico con OCFFig. 6.58 Variación del exponente cortante ν pos-pico con OCF tomando en cuenta todos los puntos experimentales después de la falla o pandeo

Fig. 6.59 Variación de la resistencia residual x_∞ con OCFFig. 6.60 Variación de la resistencia residual x_∞ con OCF tomando en cuenta todos los puntos experimentales después de la falla o pandeo

Fig. 6.61 Variación de la resistencia x_1 con OCFFig. 6.62 Variación del coeficiente de presión de poro α con OCF

Fig. 6.63 Variación de la deformación característica e_a^* con OCFFig. 6.64 Variación del coeficiente de presión de poro β con OCF

Fig. 6.65 Variación de la relación x_{∞}/x_f con OCFFig. 6.66 Variación de la relación x_m/x_f con OCF

CONCLUSIONES

Las conclusiones producto de este trabajo se enumeran a continuación:

1. Se estudia una arcilla típica de la ciudad de México, correspondiente a la Zona III o zona de Lago, muestreada de la conocida Formación Arcillosa Superior, en pruebas de consolidación isotrópica, convencional y triaxiales consolidadas no drenadas.
2. La resistencia al corte de la arcilla de la ciudad de México es dependiente de la velocidad de deformación, siguiendo la tendencia -ampliamente estudiada en la literatura- de un incremento de la resistencia aproximadamente del 10% por cada ciclo logarítmico de la velocidad de deformación (Fig. 5.32). En este caso el promedio es del 9% por cada ciclo.
3. Las Figs. 5.33 y 5.34 se observa que la resistencia al corte aumenta, para una velocidad de deformación, con el grado de preconsolidación. Por tanto, la resistencia al corte es dependiente del grado de preconsolidación.
4. Los ángulos de fricción interna, en estado normalmente consolidado, disminuyen al aumentar la velocidad de deformación, mientras que en estado preconsolidado la variación es menor, sin tendencia con la velocidad de deformación (Fig. 5.35).
5. La deformación de falla tiende a disminuir al aumentar la velocidad de deformación. Con respecto al grado de preconsolidación, se tiene influencia de la profundidad, si se observan por separado las distintas profundidades (Fig. 5.36) se puede ver que la deformación de falla disminuye al aumentar el grado de preconsolidación.

6. Se genera una magnitud mayor de presión de poro en estado normalmente consolidado que en preconsolidado. A su vez, en estado normalmente consolidado se genera mayor presión de poro al disminuir la velocidad de deformación. En estado preconsolidado esta tendencia no es clara (Fig. 5.38).
7. En la Fig. 5.39 se grafica la presión de poro pico (presión de poro que corresponde a $q_{m\acute{a}x}$) normalizada por la presión de poro a la velocidad de 1 %/h. Se propone una ecuación de la forma,

$$\frac{u_p}{u_p(1\%/h)} = 1 - 0.1 \log \varepsilon \quad (5.1)$$

La cual tiene la forma de la propuesta por Kulhawy y Mayne (1990) y que como se observa en la figura tiene un buen comportamiento. Esto indicaría una reducción de aprox. el 10% de la presión de poro por cada ciclo logarítmico de la velocidad de deformación. La curva satisface para grados de preconsolidación de 1, 3 y 6, mientras que para OCR de 8 y 11.8 existen puntos que salen de esta tendencia. Conviene colocar más puntos experimentales de otras arcillas para confirmar o refutar la ecuación propuesta.

En cuanto a los resultados obtenidos de la aplicación del Principio de Proporcionalidad Natural, tenemos que

8. El exponente cortante ν en el pre-pico es en todos los casos de 2, independiente de la velocidad de deformación y del grado de preconsolidación (Fig. 6.53).
9. La resistencia final x_f aumenta con el factor de preconsolidación y además aumenta con la velocidad. La influencia de la velocidad de deformación es menor para el estado normalmente consolidado y aumenta al aumentar el factor de preconsolidación (Fig. 6.54 y 6.55).

-
10. El coeficiente al corte μ , disminuye al aumentar la velocidad de deformación. Respecto al factor de preconsolidación la tendencia no es clara, Fig. 6.56.
 11. En la región pos-pico, el exponente cortante ν , Fig. 6.57, no muestra tendencias con respecto a la velocidad de deformación o al factor de preconsolidación y varía entre 1.5 y 2.
 12. La resistencia residual x_{∞} , aumenta con respecto a OCF de forma muy uniforme. Con excepción de un par de valores (OCF = 2.7 y 10 %/h; OCF = 7.8 y 100 %/h) se puede decir que el valor de la resistencia residual es independiente de la velocidad de deformación (Fig. 6.59).
 13. El valor de la deformación del punto conocido e_{aI} es una constante que se decidió fijar en -0.15, mientras que x_I , aumenta con respecto al OCF y aumenta con respecto a la velocidad de deformación. En estado normalmente consolidado la influencia de la velocidad de deformación es menor y aumenta al aumentar el factor de preconsolidación (Fig. 6.61).
 14. El coeficiente de presión de poro α , en estado normalmente consolidado, disminuye al aumentar la velocidad, pero al aumentar el OCF la tendencia se invierte y disminuye al disminuir la velocidad, con excepción de algunos valores, Fig. 6.62. Para el estado normalmente consolidado los valores de α están entre 0.45 y 0.67. Al aumentar el grado de preconsolidación el coeficiente toma valores de 0.21 ± 0.11 .
 15. El valor de la deformación característica, e_a^* , no tiene tendencia marcada con respecto a la velocidad de deformación o al factor de preconsolidación, Fig. 6.63. El valor medio es de -0.034, valor característico de la arcilla de la ciudad de México según estudios anteriores de Nava y Villa (ambos en 2004).

16. El valor del coeficiente β , Fig. 6.64, se mantuvo en 1.5, excepto un par de valores de 1.0 (OCR = 6, 10 y 100 %/h).
17. Se observó que la resistencia residual x_∞ en estado normalmente consolidado es del orden del 20% de la resistencia final x_f . En estado preconsolidado la relación x_∞/x_f es del orden de 0.47 (Fig. 6.65).
18. La relación x_m/x_f disminuye al aumentar el OCF de manera muy uniforme. En promedio disminuye 2.7% por cada OCF, Fig. 6.66.
19. El valor de OCF = 1.618 es un valor particular de la ecuación de presión de poro el cual hace cero el segundo término no importa los valores de α , β y e_a^* que se usen. Muestras con valores de OCF cercanos (en este estudio 2.7) son difíciles de ajustar y los parámetros producto de este análisis se deben observar con criterio.
20. En cuanto a la variación de la resistencia máxima con la velocidad de deformación, se propone la ecuación,

$$x_m = x_0 + (x_{m1} - x_0) \cdot \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_1} \right)^\lambda \quad (3.65)$$

La cual describe de forma satisfactoria el comportamiento observado (Fig. 6.49). Es importante señalar que las curvas descritas por la ecuación son asintóticas a un valor $x_0 = 0.1$ independiente de la velocidad de deformación y del grado de preconsolidación. Dicho valor podría coincidir con el *upper yield* encontrado por Vaid y Campanella (1977) bajo el cual la resistencia es prácticamente la misma. La pendiente, λ (0.040) es la misma en todas las curvas e independiente de la velocidad de deformación y del grado de preconsolidación. El valor de $\dot{\epsilon}_1$ se fijó en 1 %/h y la resistencia x_m aumenta con el grado de preconsolidación de 0.85 a 4.60.

21. Se observa en la Fig. 6.50 que la resistencia aumenta considerablemente al pasar del estado normalmente consolidado (OCR = 1) al estado preconsolidado (OCR =3). A

medida que el grado de preconsolidación aumenta la variación de la resistencia es menor. La resistencia depende del grado de preconsolidación pero la influencia disminuye al aumentar el grado de preconsolidación.

22. También se presenta la ecuación de Soga y Mitchell (1996) la cual ofrece ajustes satisfactorios (Fig. 6.51). Sin embargo, las curvas producto de esa ecuación (ec. 2.1) tienden a cero. Con base en lo observado por Vaid y Campanella (1977) lo anterior no podría ser. Por tanto, la ecuación obtenida del Principio de Proporcionalidad Natural ofrece los mejores resultados en función del fenómeno observado.
23. En las Figs. 6.5 a 6.8 y 6.13 a 6.16 se muestran ejemplos de ajustes realizados con valores experimentales representativos y con todos los puntos. Las probetas presentaron pandeo. Como se ve los ajustes son buenos en ambos casos. La teoría puede ajustar distintos comportamientos pero es responsabilidad del que lo hace revisar que los parámetros obtenidos tengan un comportamiento lógico. En este caso el criterio de tomar todos los puntos daba dispersión en los parámetros, mientras que si se toman sólo los puntos experimentales representativos antes de la falla o el pandeo excesivo los parámetros siguen un comportamiento lógico y están dentro de los rangos observados. En las Figs. 6.57 y 6.58 muestran la variación del parámetro ν pos-pico, con los criterios arriba descritos y en las Figs. 6.59 y 6.60 para la resistencia residual, x_{∞} .

A partir de este trabajo se desprenden las siguientes líneas de investigación:

- a) Se observó en las Figs. 6.49 y 6.51 que las ecuaciones Soga y Mitchell y PPN se ajustan satisfactoriamente al comportamiento con el mismo valor de exponente (0.040), con la diferencia que en la ecuación derivada del PPN existe un valor x_0 de 0.10 hacia el cual tienden todas las curvas, mientras que la ecuación de Soga y Mitchell tiende a cero. La línea de investigación aquí propuesta consiste en realizar pruebas en materiales de baja compresibilidad ensayados a muy bajas velocidades

con distintos grados de preconsolidación. Esto dará idea de si las curvas tienden a un valor como lo describe la ecuación 3.65 y lo observó Vaid y Campanella (1977) o si tienden a un valor de cero como sugiere la ecuación de Soga y Mitchell. Se debe tener en cuenta que en pruebas muy lentas intervienen factores como la relajación de esfuerzos y la generación de presión de poro secundaria.

- b) Otra posible línea de investigación consistiría en recabar la mayor cantidad de resultados experimentales con respecto al tema aquí estudiado y ubicarlos en las distintas gráficas, para así observar si el comportamiento propuesto por medio del PPN aplica en otros materiales y en distintas condiciones. De esta forma se contará con una base de datos más confiable. Un estudio como el que aquí se presenta da idea de las tendencias, más nunca será concluyente.

REFERENCIAS

I. Legislación

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC), Departamento del Distrito Federal (DDF), Gaceta Oficial DDF, México, Octubre 6, 2004, 3-4.

II. Artículos

Akai, K., Adachi, T. & Ando, N. (1975), *Existence of a Unique Stress-Strain-Time Relation of Clays*, Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 15 (1), 1-16.

Alberro, J. & Hiriart, G. (1973), *Resistencia a Largo Plazo de las Arcillas de la Ciudad de México*, Instituto de Ingeniería, UNAM, Publicación No. 317.

Alberro, J. & Santoyo, E. (1973), *Long Term Behavior of México City Clay*, Proceedings 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, 1, 1-9.

Berre, T. & Bjerrum, L. (1973), *Shear Strength of Normally Consolidated Clays*, Proceedings 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, 1, 39-49.

Casagrande, A. & Wilson, S. D. (1951), *Effect of Rate of Loading on the Strength of Clays and Shales at Constant Water Content*, Géotechnique, 2 (3), 251-263.

Díaz-Rodríguez, J. A. & Martínez-Vásquez, J. J. (2004), *Strain Rate Behavior of México City Soils*, por publicarse.

Graham, J., Crooks, J. H. A. & Bell, A. L. (1983), *Time Effects on the Stress – Strain Behaviour of Natural Soft Clays*, Géotechnique, 33 (3), 327-340. Citado en Díaz-Rodríguez, J. A. & Martínez-Vásquez, J. J. (2004).

Jaiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T., Lancillota, R. (1985), *New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils*, Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, Vol. 1, 57-153. Citado en Tavenas, F. & Leroueil, S. (1987).

-
- _____ (1987), *Closures to Discussions to Session 2A, 2B and 2C New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils*, Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, in print. Citado en Tavenas, F. & Leroueil, S. (1987).
- Juárez-Badillo, E. (1969), *Pore Pressure and Compressibility Theory for Saturated Clays*, VII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Specialty Session No. 12 on Advances in Consolidation Theories for Clays, University of Waterloo, Canada, 99-116.
- _____ (1974), *Theory of Natural Deformation*, First Australian Conference on Engineering Materials, The University of New South Wales, Kensington, Australia, 441-465.
- _____ (1975), *Constitutive Relationships for Soils*, Symposium on Recent Developments in the Analysis of Soil Behavior and their Application to Geotechnical, Wales, Kensington, Australia, 331-257.
- _____ (1981), *General Compressibility Equation for Soils*, X International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Sweden, 1, 171-178.
- _____ (1985), *General Volumetric Constitutive Equation for Geomaterials*, Special Volume on Constitutive Laws for Soils, XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, California, USA, Japanese Society on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 131-135.
- _____ (1994a), *General Stress-Strain-Time Equation for Soils*, XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, India, 1, 337-348.
- _____ (1994b), *Deviatoric Stress-Strain Equation for Soils*, XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, India, 1, 349-356.
- _____ (1995a), *Validation of the General Stress-Strain Equation for Geomaterials*, X Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Guadalajara, México, 1, 200-203.

-
- _____ (1995b), *General Deviatoric Stress-Strain Theory for Soils*, X Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Guadalajara, México, 1, 204-214.
- _____ (1997), *Static Liquefaction of very loose Sands: Discussion*, (Paper by J. A. Yamamuro & P. V. Lade), Canadian Geotechnical Journal, 36 (5), 967-973.
- _____ (1999), *Improved General Stress-Strain Equations for Granular Soils*, XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Foz do Iguassu, Brazil, 1, 297-306.
- Ladd, C. C. & Foott, R. (1974), *New Design Procedure for Stability of Soft Clays*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 100 (GT7), 763-786.
- Lefebvre, G. & LeBoeuf, D. (1987), *Rate Effects and Cyclic Loading of Sensitive Clays*, Journal of Geotechnical Engineering, 113 (5), 476-489.
- Leroueil, S. & Marques, M. E. (1996), *Importance of Strain Rate and Temperature Effects in Geotechnical Engineering*, en *Measuring and Modeling Time Dependent Soil Behavior*, Sheahan, T. C. & Kaliakin, V. N. (editors), Geotechnical Special Publication No. 61, ASCE, New York.
- Leroueil, S. (2004), *Well-Known Aspects of Soil Behavior so Often Forgotten*, en *Foundation Engineering in Difficult Soft Soil Conditions*, Volume prepared by ISSMGE Technical Committee 36 for XVI ISSMGE Conference, 2005, Osaka, Japan, edited bay Gabriel Y. Auvinet, SMMS, 2004, 27-42.
- Mitchell, J. K. (1964), *Shearing Resistance of Soils as a Rate Process*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 90 (SM1), 29-61.
- Mitchell, J. K. (2004), *Time – The Fourth Dimension of Soil Behavior in Geotechnical Engineering*, Decimoséptima Conferencia Nabor Carrillo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Guadalajara, México.
- Murayama, S., Sekiguchi, H. & Ueda, T. (1972), *Stress Relaxation of Clays*, Proc. Kansai Regional Annual Meeting of JSCE, III-1 (in Japanese). Citado en Akai, K., Adachi, T. & Ando, N. (1975).
- Richardson, A. M. & Whitman, R. V. (1963), *Effect of Strain-Rate upon Undrained Shear Resistance of a Saturated Remoulded Fat Clay*, Géotechnique, 13 (3), 310-324.

-
- Rivera, C. R., Juárez, B. E. & Villa, E. R. (2004), *Prediction of Mechanical Behavior of México City Clay: Preconsolidation Undrained Case*, Advances in Geotechnical Engineering: The Skempton Conference, Thomas Telford, London.
- Rojas, E., Romo, M. P. & Hiriart, G. (1990), *Estudio de la Presión de Poro al Centro de Probetas*, Instituto de Ingeniería, UNAM, en XV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Innovaciones en Geotecnia, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, San Luis Potosí, S.L.P., México, 111-118.
- Sheahan, T. C., Ladd, C. C. & Germaine, J. T. (1996), *Rate-dependent Undrained Shear Behavior of Saturated Clay*, Journal of Geotechnical Engineering, 122 (2), 99-108.
- Singh, A. & Mitchell, J. K. (1968), *General Stress – Strain – Time Function for Soils*, Proc. ASCE, SM 1, 21-46. Citado en Akai, K., Adachi, T. & Ando, N. (1975).
- Soga, K. & Mitchell, J. K. (1996), *Rate-dependent Deformation of Structured Natural Clays*, en Measuring and Modeling Time Dependent Soil Behavior, Sheahan, T. C. & Kaliakin, V. N. (editors), Geotechnical Special Publication No. 61, ASCE, New York.
- Tavenas, F. & Leroueil, S. (1987), *Laboratory and In-Situ Stress-Strain-Time Behavior of Soft Clays: a State of the Art*, International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, México City, 2, 3-48.
- Vaid, Y. P. & Campanella, R. G. (1977), *Time-dependent Behavior of Undisturbed Clay*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103 (GT7), 693-709.
- Vaid, Y. P., Robertson, P. K. & Campanella, R. G. (1979), *Strain Rate Behavior of Saint-Jean-Vianney Clay*, Canadian Geotechnical Journal, 16, 34-42.
- Wedage, A. M. P., Morgenstern, N. R. & Chan, D. H. (1998), *A Strain Rate dependent Constitutive Model for Clays at Residual Strength*, Canadian Geotechnical Journal, 35, 364-373.
- Yong, R. N. & Japp, R. D. (1969), *Stress – Strain Behavior of Clays in Dynamic Compression*, Vibrational Effects on Earthquakes on Soils and Foundations, ASTM, STP, 450, 233-262. Citado en Akai, K., Adachi, T. & Ando, N. (1975).
- Zhu, J. & Yin, J. (2000), *Strain – Rate - dependent Stress - Strain Behavior of Overconsolidated Hong Kong Marine Clay*, Canadian Geotechnical Journal, 37 (6), 1272-1282.

III. Obras consultadas

- ASTM D4767-88, *Standard Test Method for Consolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils*, Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08: Soil and Rock; Dimension Stone; Geosynthetics, ASTM, USA, 1991.
- Head, K. H. (1986), *Manual of Soil Laboratory Testing*, Vols. 1, 2 y 3, ELE International, Pentech Press, London, England.
- Juárez-Badillo, E., & Rico-Rodríguez, A. (2001), *Mecánica de Suelos*, Tomo 1, 3ª Edición, Limusa, México.
- Nava, M. H. & Rivera, C. R. (2002), *Instructivo General del Equipo Triaxial Automatizado "ELE"*, Facultad de Ingeniería, UNAM, Informe Interno, UNAM-FI-DEP-DICTyG-LABO-1-2002-1.

IV. Tesis

- Jerónimo Rodríguez, Felipe de Jesús (2003), *Aplicación del Principio de Proporcionalidad Natural para describir el Comportamiento Esfuerzo – Deformación en Arenas sometidas a Ensayes de Compresión Triaxial, Drenados y No Drenados*, Tesis de Maestría, Posgrado de Ingeniería, UNAM, México, Febrero.
- Martínez Vásquez, Juan José (2004), *Efecto de la Velocidad de Deformación en la Resistencia al Esfuerzo Cortante del Subsuelo de la Ciudad de México*, Tesis de Maestría, Posgrado de Ingeniería, UNAM, México, Mayo.
- Nava Muguero, Héctor Alejandro (2004), *Modelación de Pruebas de Compresión Triaxial CU y CD en una Arcilla de la Ciudad de México, utilizando un modelo Elasto-Plástico y el Principio de Proporcionalidad Natural*, Tesis de Maestría, Posgrado de Ingeniería, UNAM, México, Junio.
- Villa Escobar, Rocío (2004), *Aplicación del Principio de Proporcionalidad Natural para describir el Comportamiento Esfuerzo-Deformación de la Arcilla del Valle de México sometida a Ensayes de Compresión Triaxial Drenados y No Drenados, en Estado Preconsolidado*, Tesis de Maestría, Posgrado de Ingeniería, UNAM, México.