

**DETERMINAZIONE
SPERIMENTALE DELLA
RESISTENZA AL TAGLIO**

DETERMINAZIONE SPERIMENTALE DELLA RESISTENZA AL TAGLIO

A) IN LABORATORIO

- 1. PROVE DI TAGLIO DIRETTO (DS)**
- 2. PROVE TRIASSIALI (TX)**

CAMPIONI INDISTURBATI (ARGILLE LIMI)

CAMPIONI RICOSTITUITI (SABBIE E GHIAIE)

B) IN SITO

- 1. PROVE SCISSOMETRICHE (FVT)**
- 2. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE (SPT)**
- 3. PROVE PENETROMETRICHE STATICHE (CPT)**

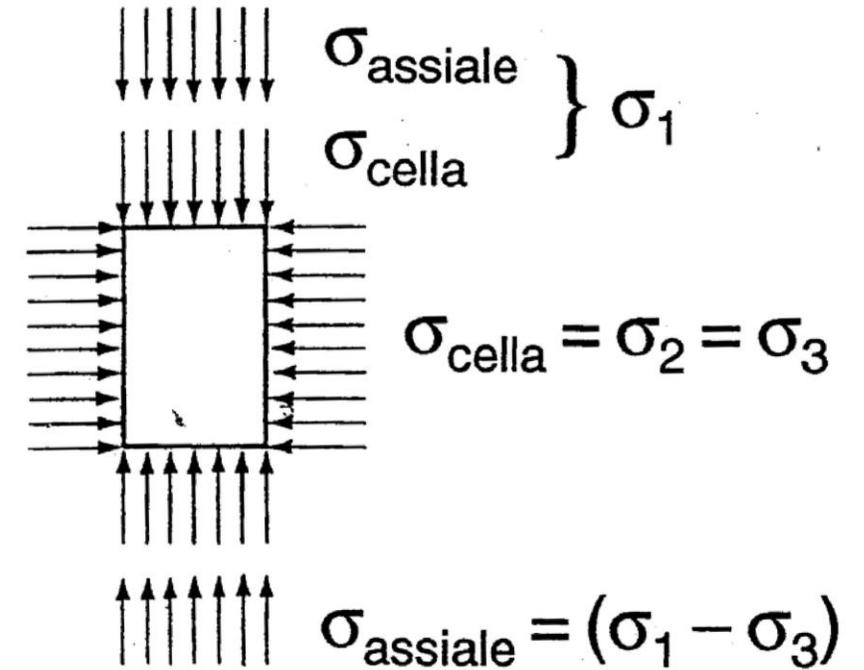
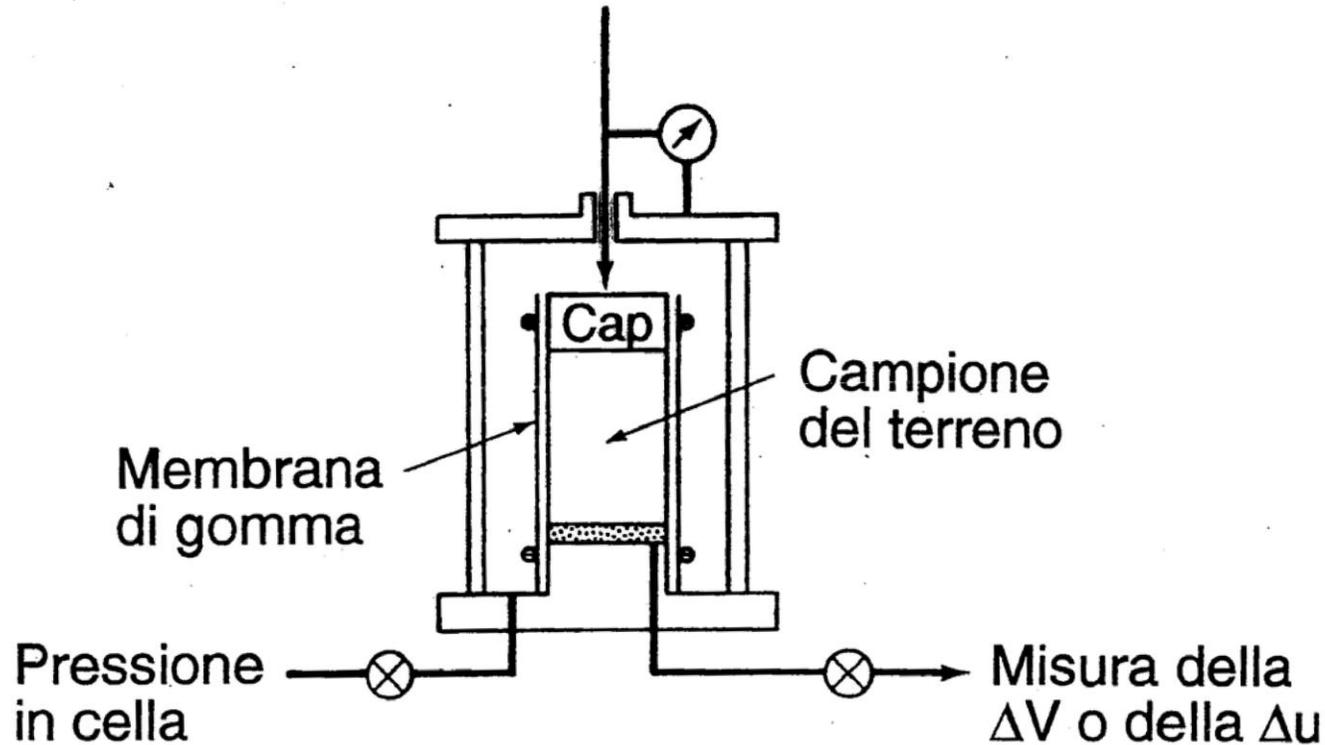
ALTRI TIPI DI INDAGINE

DETERMINAZIONE SPERIMENTALE DELLA RESISTENZA AL TAGLIO

IN LABORATORIO

- 1. CONSOLIDAZIONE (RIPRISTINO DELLE TENSIONI GEOSTATICHE,)**
- 2. ROTTURA O TAGLIO (APPLICAZIONE DELLO STRESS-PATH SIGNIFICATIVO)**

APPARECCHIO TRIASSIALE



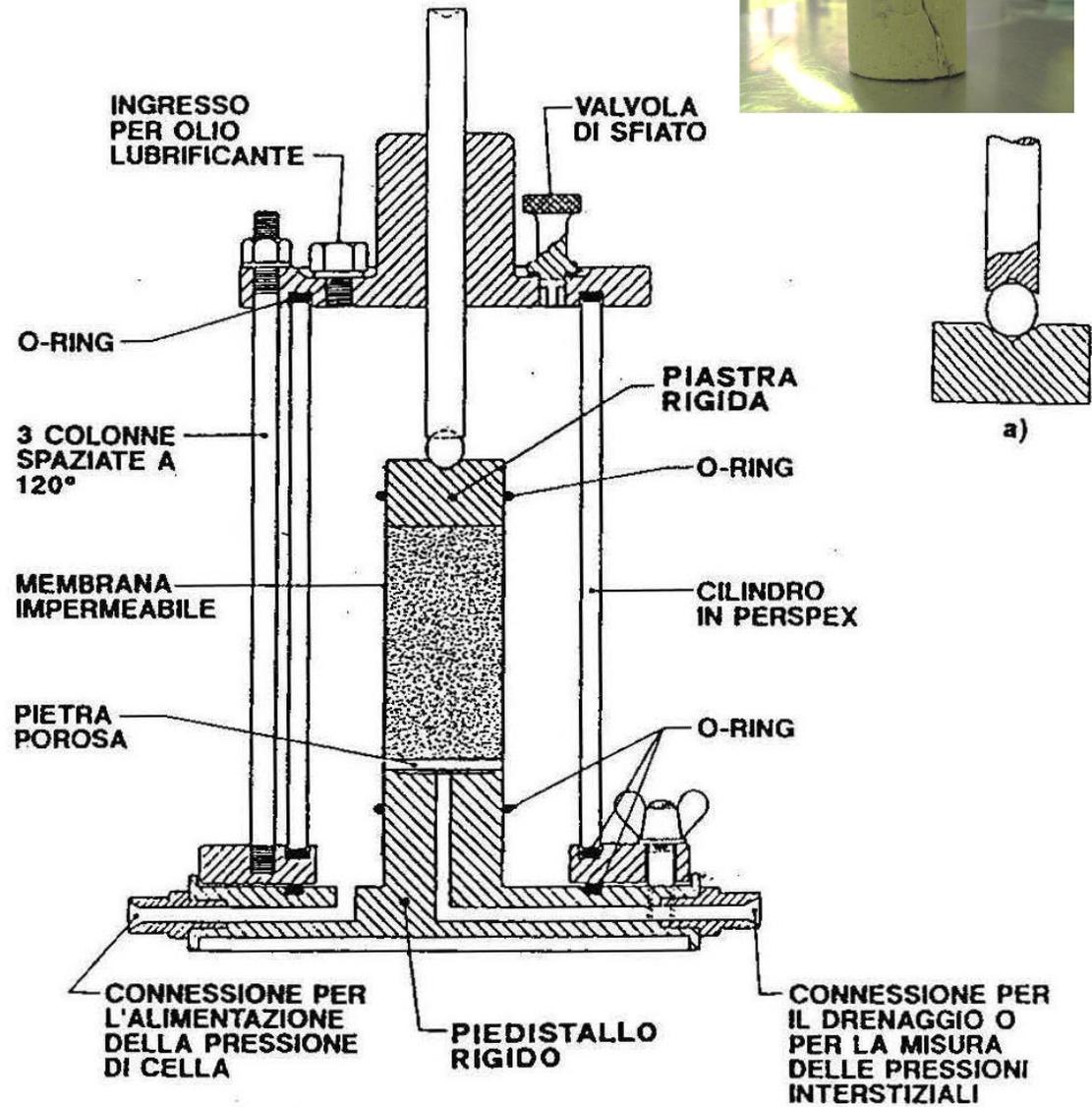
Prove Triassiali – Procedura delle prove:

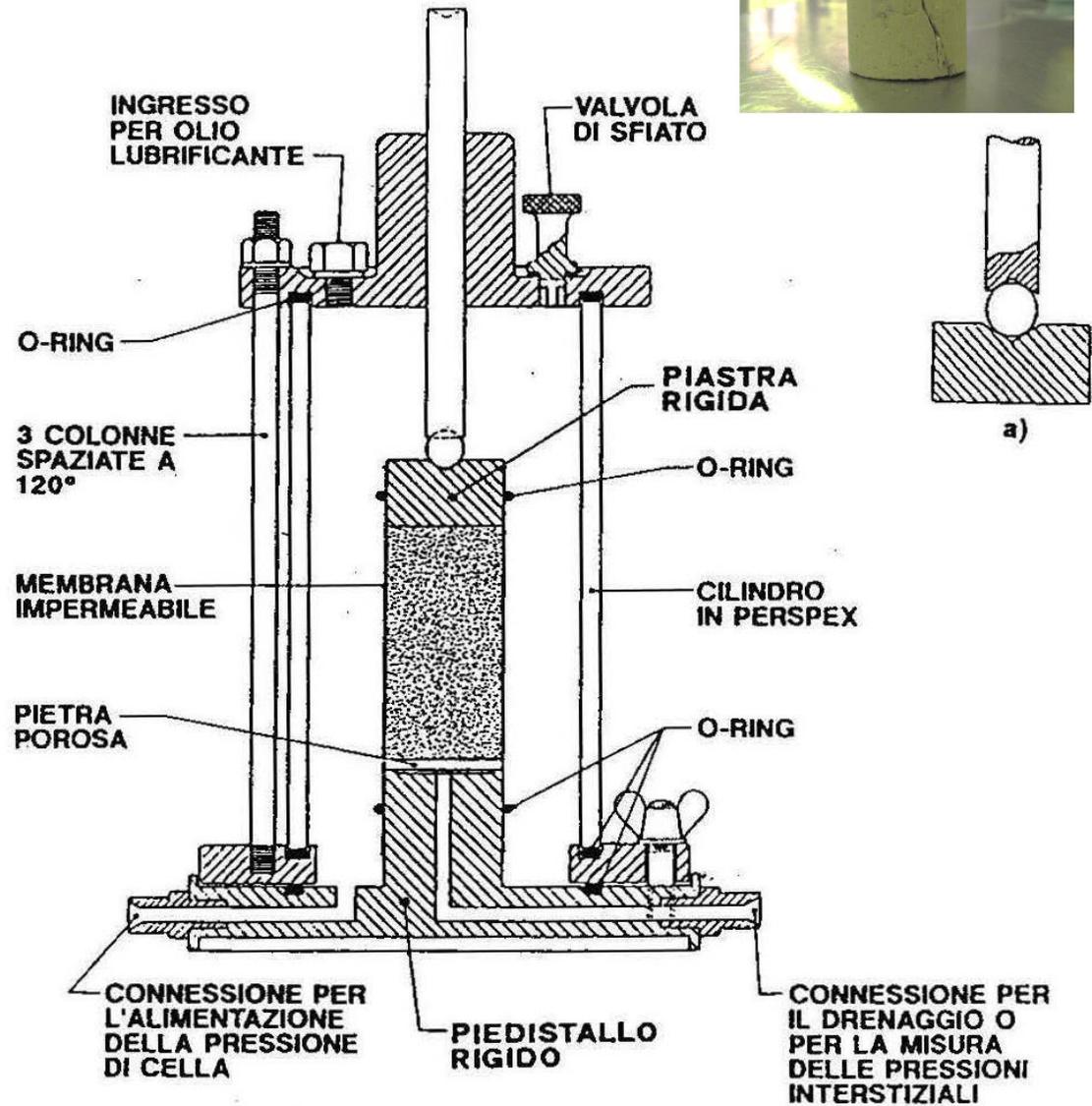
Raccomandazioni AGI (1994) - **Raccomandazioni sulle Prove Geotecniche di Laboratorio**

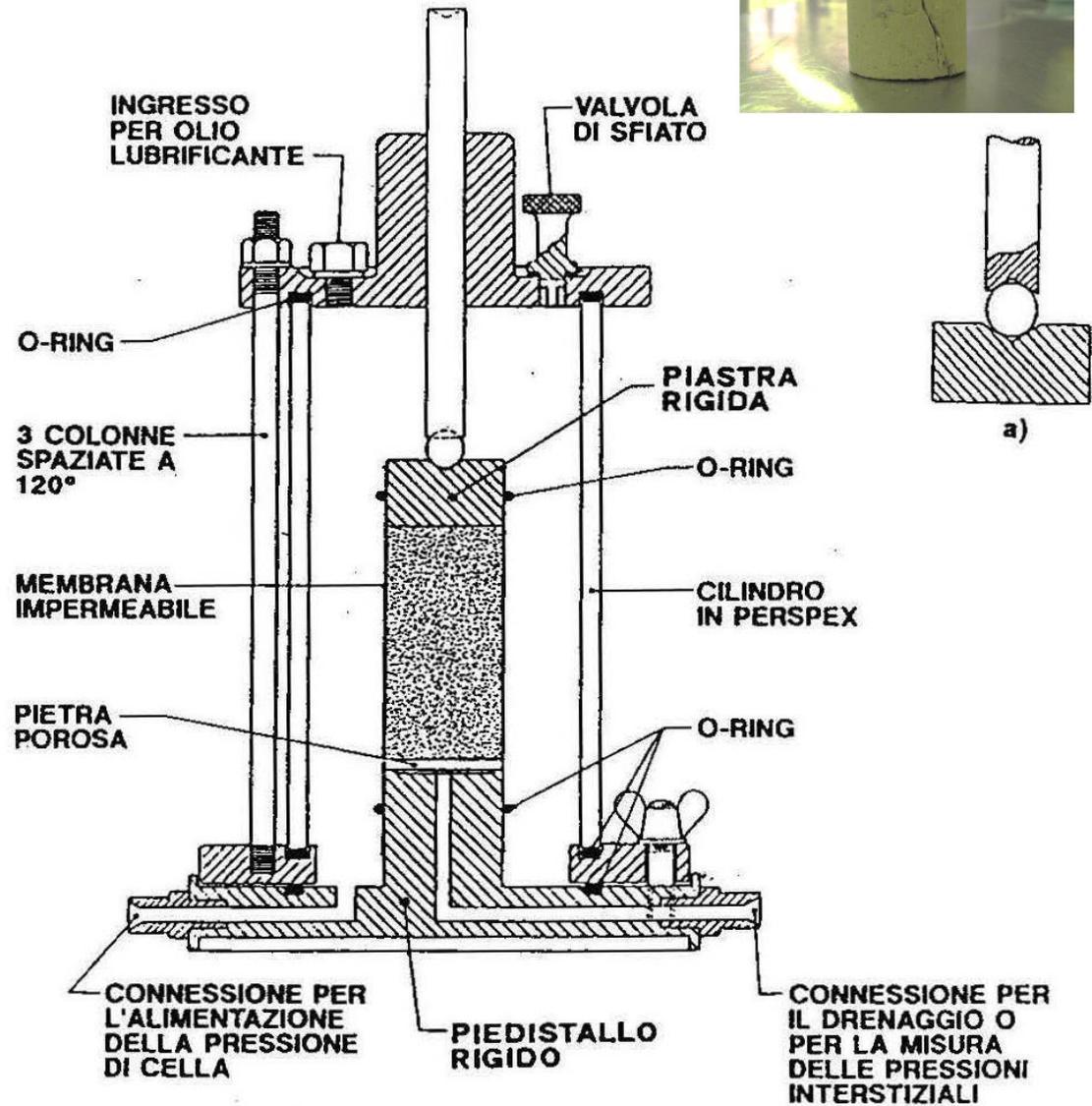
ASTM D7181 – 11 - **Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils (CD)**

ASTM D4767 – 11 - **Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils (CU)**

ASTM D2850 – 15 - **Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (UU)**







STRESS-PATHS PROVE TRIASSIALI: CONVENZIONI DI SEGNO

1. Piano t-s'

a. $t = \frac{\sigma_a - \sigma_r}{2}; s' = \frac{\sigma'_a + \sigma'_r}{2}; s = \frac{\sigma_a + \sigma_r}{2}$

b. $\epsilon_\gamma = (\epsilon_a - \epsilon_r); \epsilon_v = (\epsilon_a + \epsilon_r)$

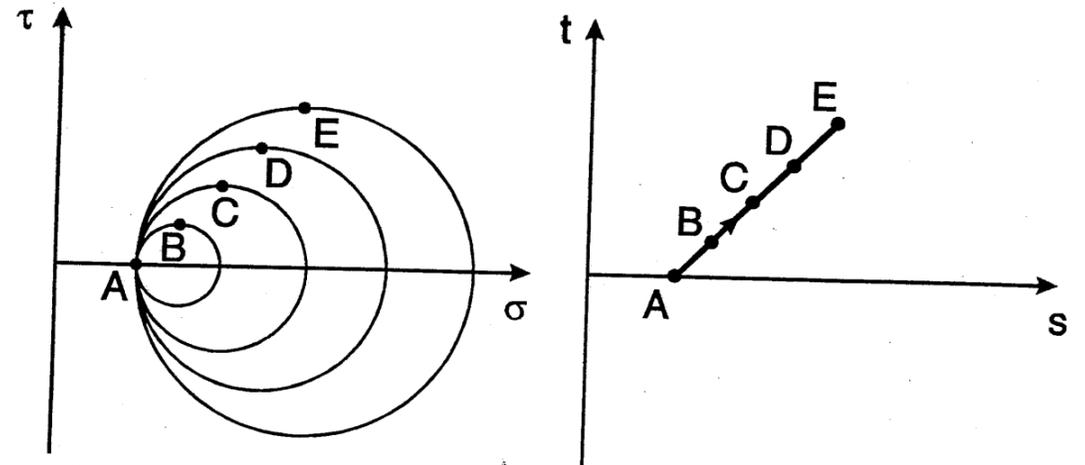
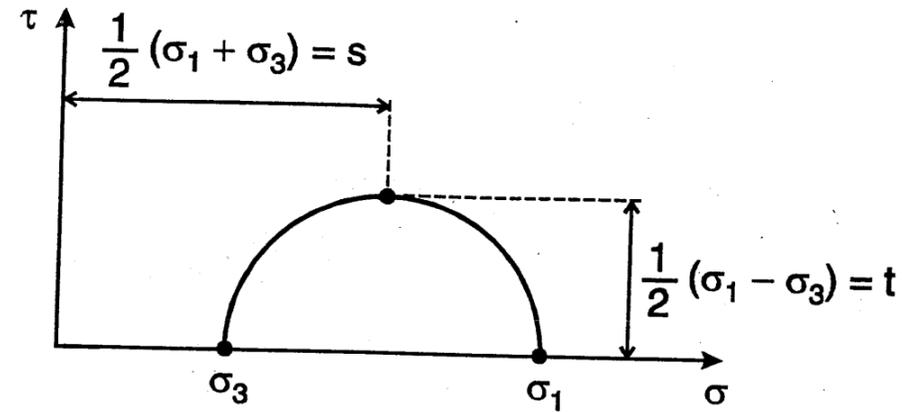
2. Piano p'-q

a. $p' = p - u = \frac{\sigma'_a + 2\sigma'_r}{3}; p = \frac{\sigma_a + 2\sigma_r}{3}$

b. $\epsilon_v = \epsilon_a + 2\epsilon_r$

c. $q = \sigma_a - \sigma_r; \epsilon_s = \frac{2}{3}(\epsilon_a - \epsilon_r)$

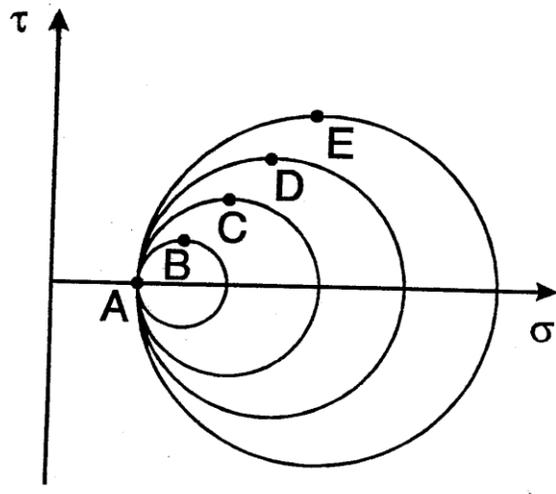
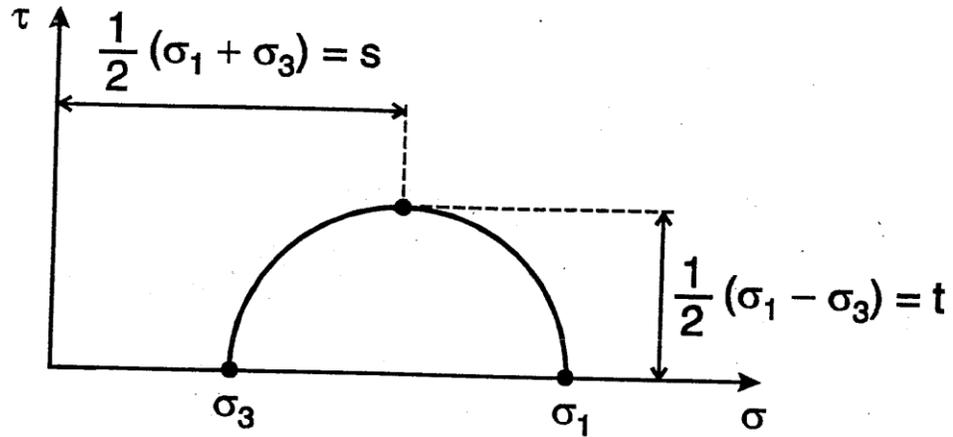
PERCORSI DI SOLLECITAZIONE → STRESS PATHS



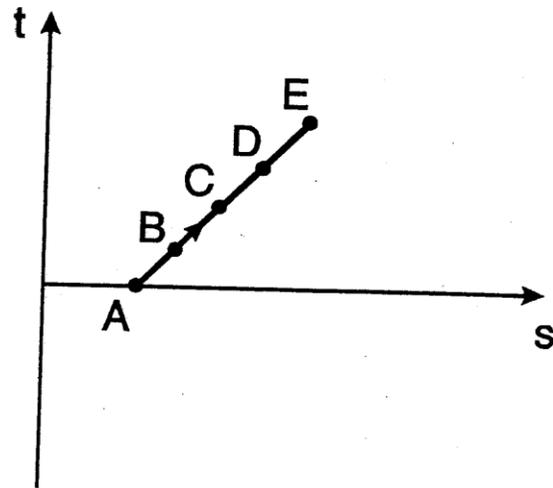
CERCHI DI MOHR

STRESS PATH
CORRISPONDENTE

PERCORSI DI SOLLECITAZIONE → STRESS PATHS



CERCHI DI MOHR



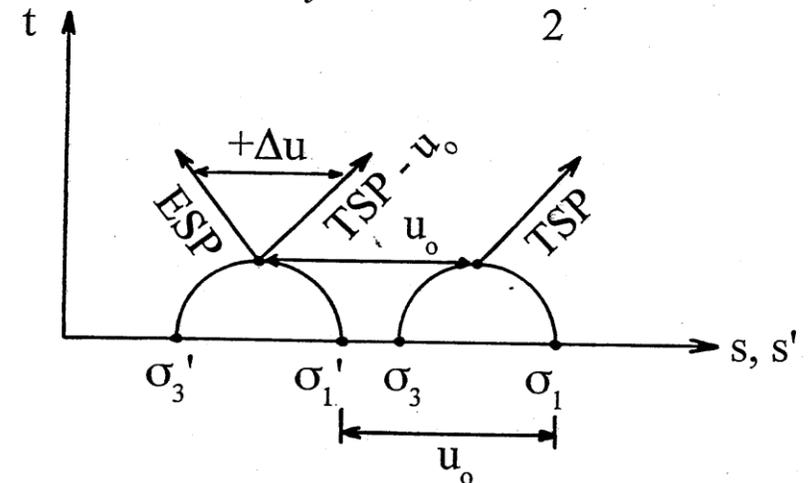
STRESS PATH CORRISPONDENTE

TIPI DI 'STRESS-PATHS'

In sforzi totali (TSP) $s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$; $t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$

In sforzi efficaci (ESP) $s' = \frac{(\sigma_1 - u_0 - \Delta u) + (\sigma_3 - u_0 - \Delta u)}{2}$
 $t' = \frac{(\sigma_1 - u_0 - \Delta u) - (\sigma_3 - u_0 - \Delta u)}{2}$

In sforzi totali - u_0 (TSP - u_0) $s = \frac{(\sigma_1 - u_0) + (\sigma_3 - u_0)}{2}$
 $t = \frac{(\sigma_1 - u_0) - (\sigma_3 - u_0)}{2}$



ATTENZIONE ! t [TSP] = t' [ESP] = t [TSP - u_0]

STRESS-PATHS PROVE TRIASSIALI: CONVENZIONI DI SEGNO

1. Piano t-s'

a. $t = \frac{\sigma_a - \sigma_r}{2}; s' = \frac{\sigma'_a + \sigma'_r}{2}; s = \frac{\sigma_a + \sigma_r}{2}$

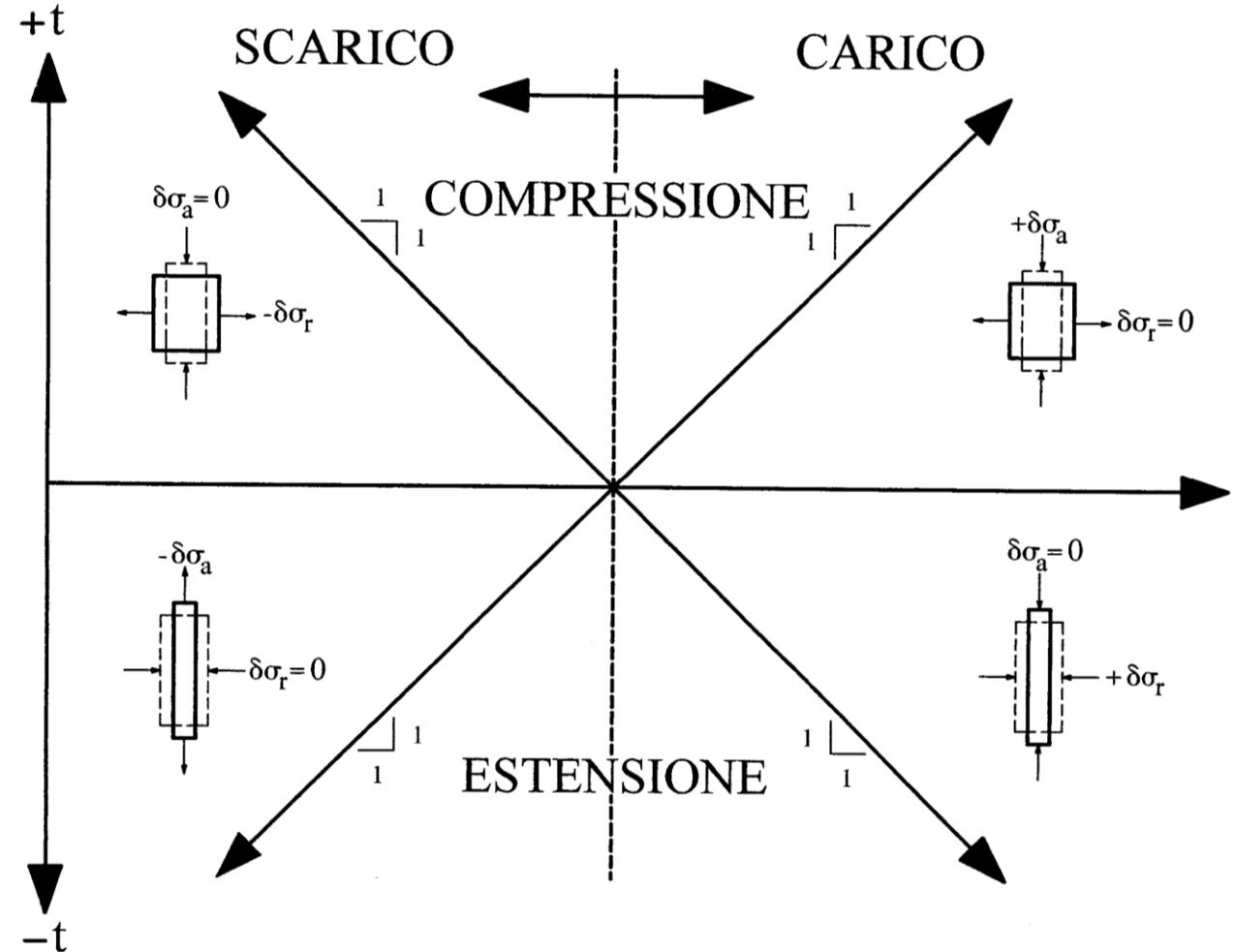
b. $\varepsilon_\gamma = (\varepsilon_a - \varepsilon_r); \varepsilon_v = (\varepsilon_a + \varepsilon_r)$

2. Piano p'-q

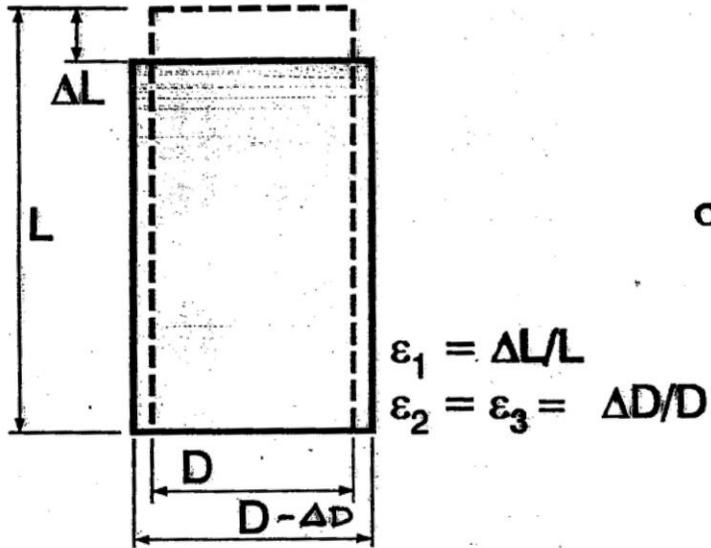
a. $p' = p - u = \frac{\sigma'_a + 2\sigma'_r}{3}; p = \frac{\sigma_a + 2\sigma_r}{3}$

b. $\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r$

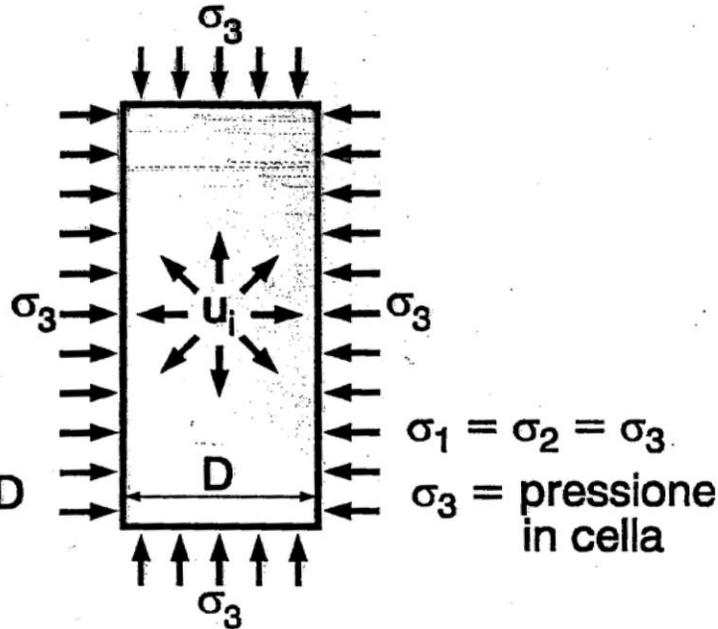
c. $q = \sigma_a - \sigma_r; \varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_a - \varepsilon_r)$



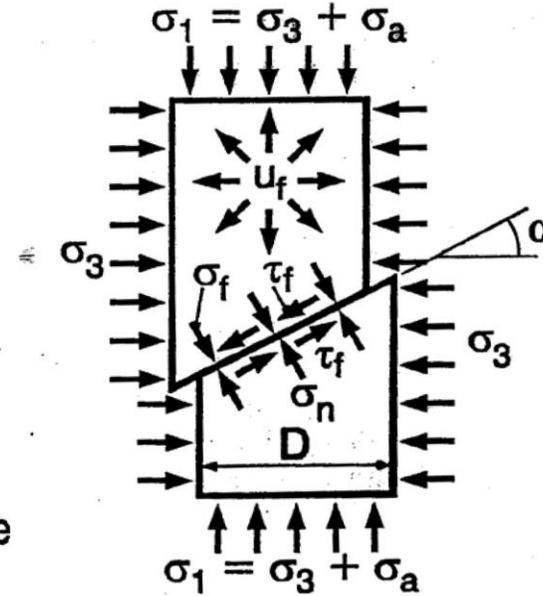
a. Deformazioni principali



b. Pressione in cella



c. Tensioni principali a rottura



Area corretta Prove Drenate

$$A = \frac{V_c - \Delta V}{H_c - \Delta H}$$

Area corretta Prove Non-Drenate

$$A = \frac{V_c}{H_c - \Delta H}$$

tensione principale massima

$$\sigma_1 = \frac{N - N_0}{A} + \sigma_c$$

tensione principale minima

$$\sigma_3 = \sigma_c$$

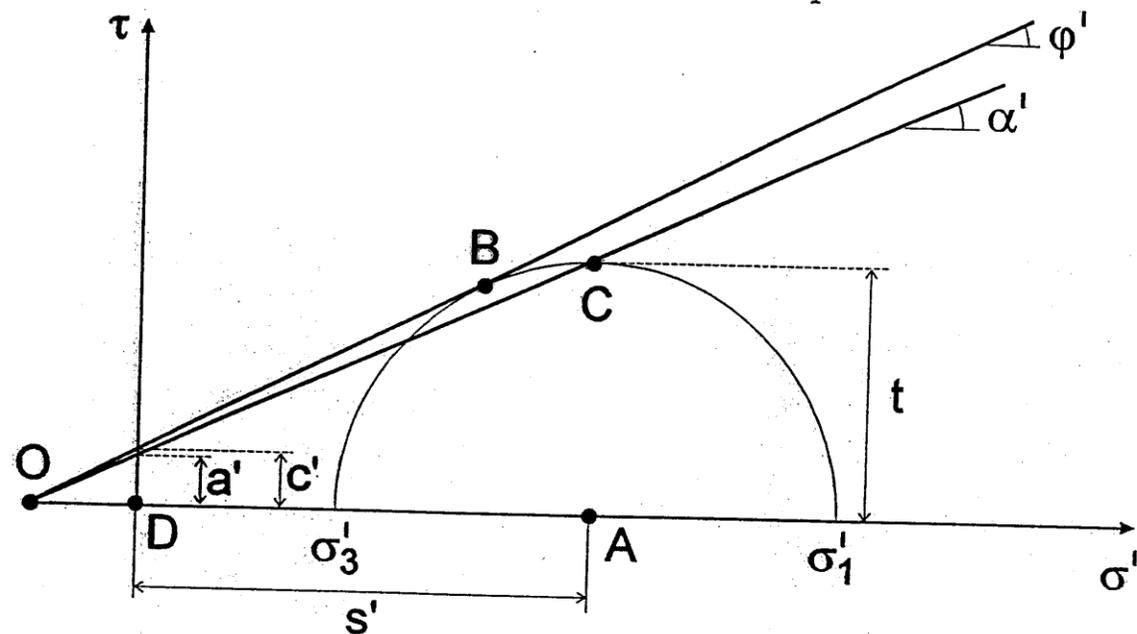
1ª ALTERNATIVA: piano orizzontale corrisponde al piano di massima obliquità, i.e. $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$

$$\tau_{ff} = c' + \sigma'_{ff} \tan \varphi'$$

2ª ALTERNATIVA: piano orizzontale corrisponde al piano di taglio massimo, i.e. $\frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{\max}$

$$t = a' + s' \sin \varphi'$$

$$\frac{c'}{\tan \varphi'} = \frac{a'}{\tan \alpha'} \quad \sin \varphi' = \tan \alpha'$$



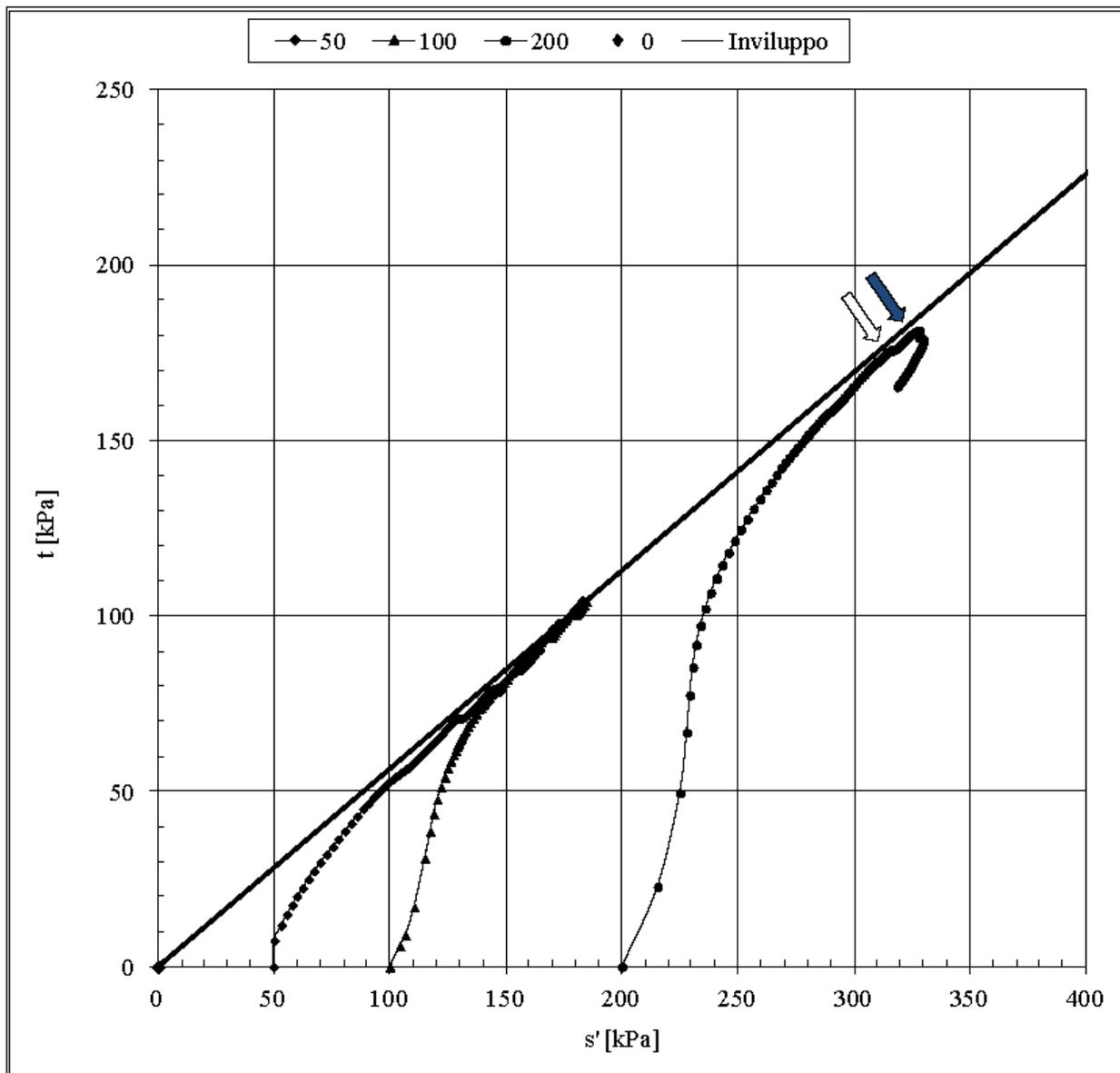
$$AC = \tau_{max} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) \quad AB = \tau_{ff} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) \cos \varphi'$$

$$AC = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) = t; \quad AB = OA \sin \varphi'; \quad \frac{AC}{OA} = \tan \alpha'$$

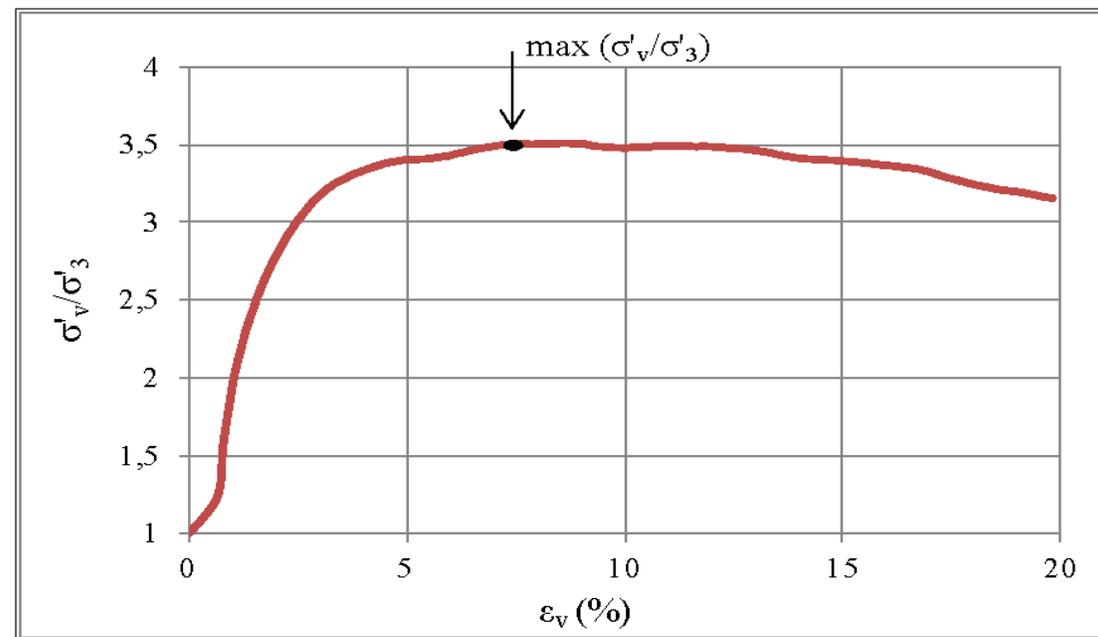
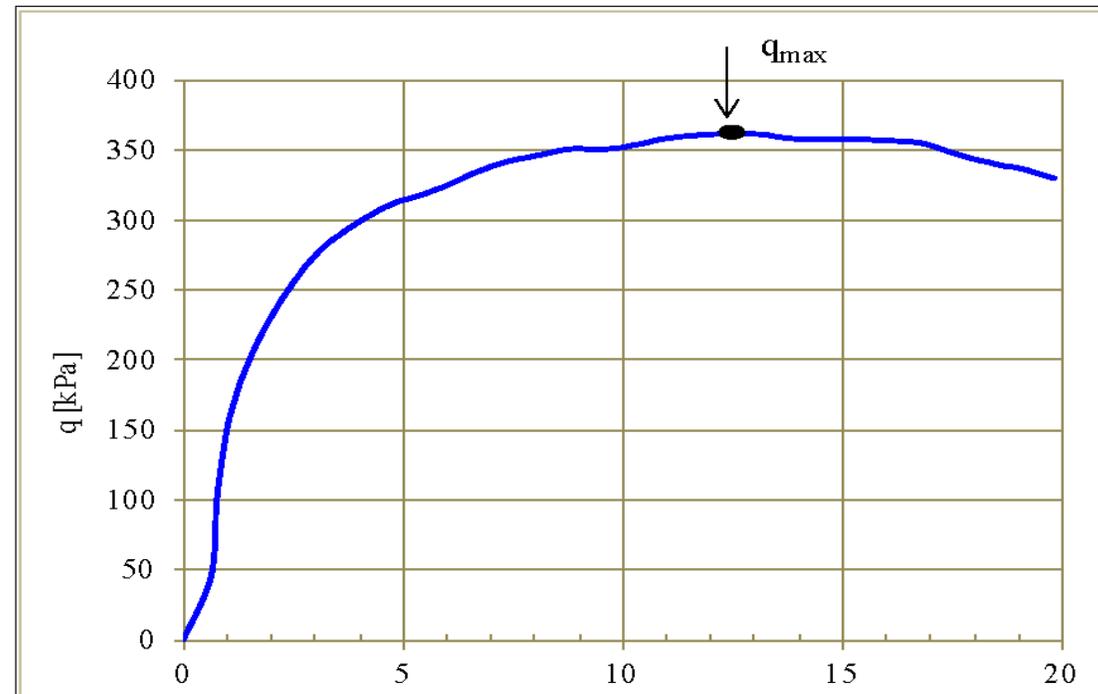
essendo però $AC = AB \rightarrow \tan \alpha' = \sin \varphi'$

$OD = c' \cot \varphi' = a' \cot \alpha'$, di conseguenza:

$$c' = a' \frac{\tan \varphi'}{\tan \alpha'} = a' \frac{\tan \varphi'}{\sin \varphi'} = \frac{a'}{\cos \varphi'}$$



Inviluppo di rottura di una prova CIU



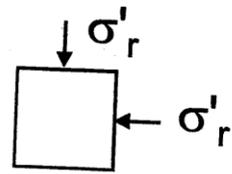
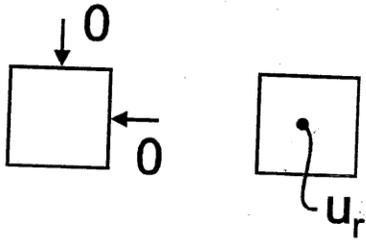
Curva sforzi-deformazioni

GRANDEZZE CHE SI MISURANO DURANTE LE PROVE TRIASSIALI

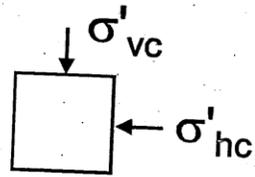
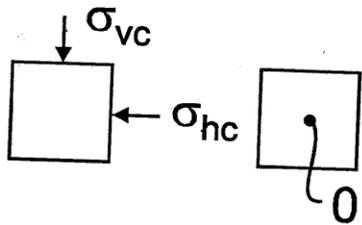
- FASE DI CONSOLIDAZIONE (U, C)
 - a. Tensioni di consolidazione (σ_a, σ_r) (UU, CU, CD)
 - b. Deformazione assiale (ϵ_a) (UU, CU, CD)
 - c. Deformazione volumetrica (ϵ_v) (CU, CD)
 - d. Deformazione radiale (ϵ_r) (CU, CD)
 - e. Sovrapressione interstiziale (du) (UU)
- FASE DI ROTTURA
 - a. (σ_a, σ_r) (UU, CU, CD)
 - b. (ϵ_a) (UU, CU, CD)
 - c. (ϵ_v) (ϵ_r) (CD)
 - d. (du) (UU, CU)

Prova CD di Compressione per Carico

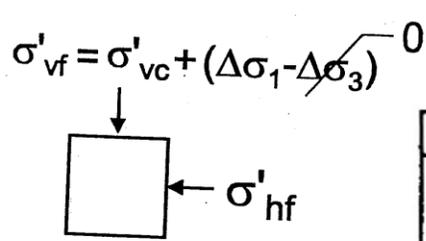
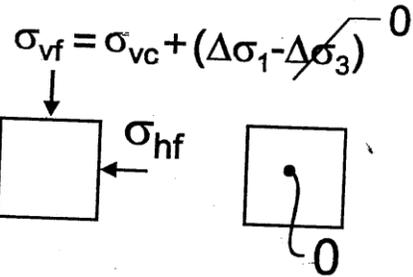
Campione indisturbato:



Fine consolidazione:



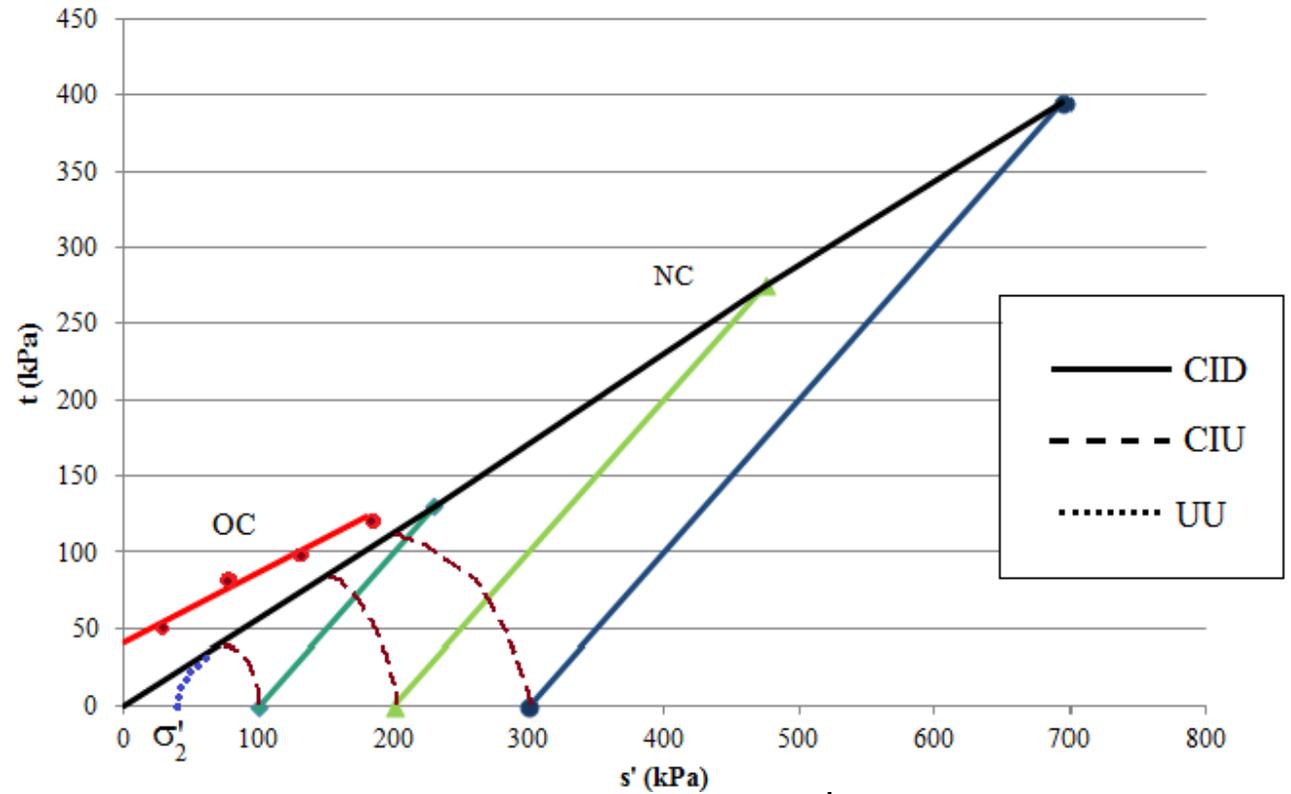
A rottura:



Tensioni totali

Tensioni interstiziali

Tensioni efficaci



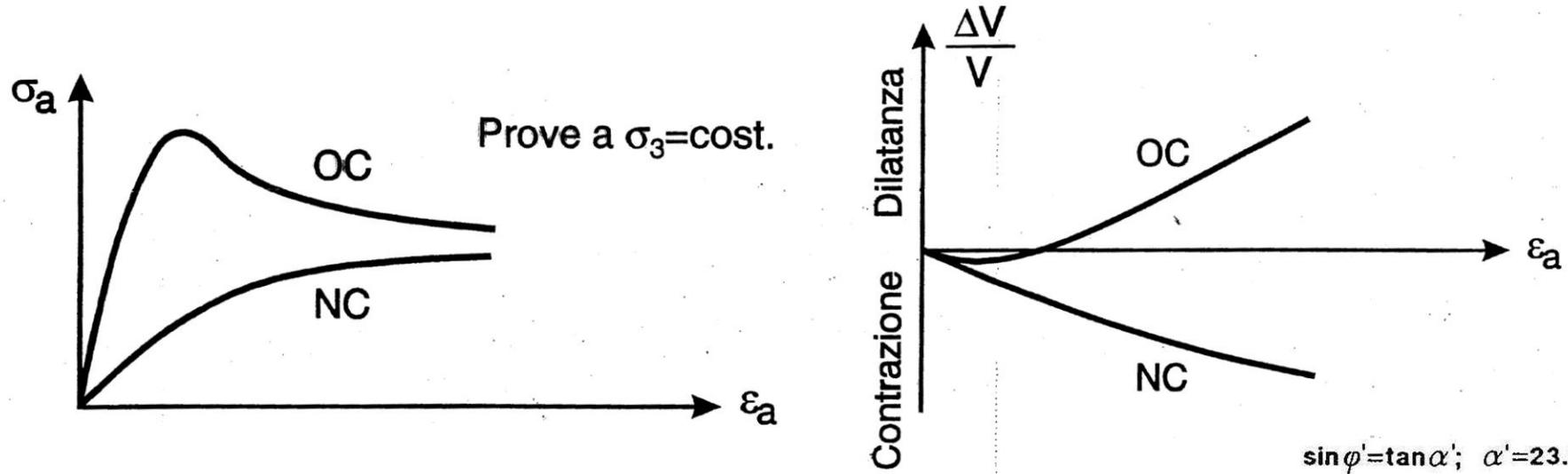
ϕ α
 ϕ ($^\circ$) (rad) α ($^\circ$) (rad)
 35 0.61 29.8 0.52

Terreni	I_p	(mm/min)
Limo sabbioso	fino a 10	0.010
Limo argilloso	tra 10 e 25	0.005
Argille limose	tra 25 e 50	0.002
Argille	oltre 50	0.001

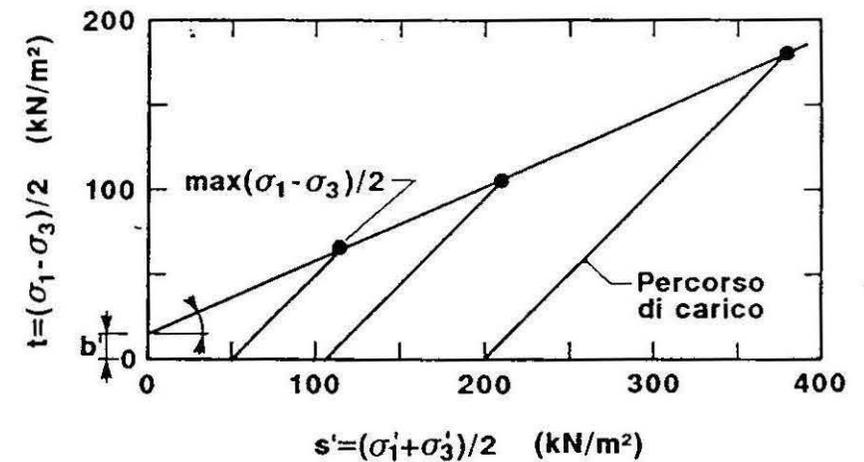
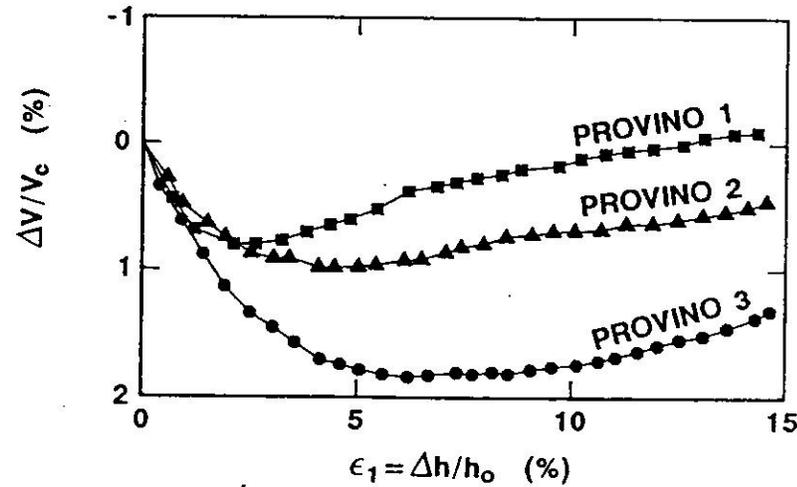
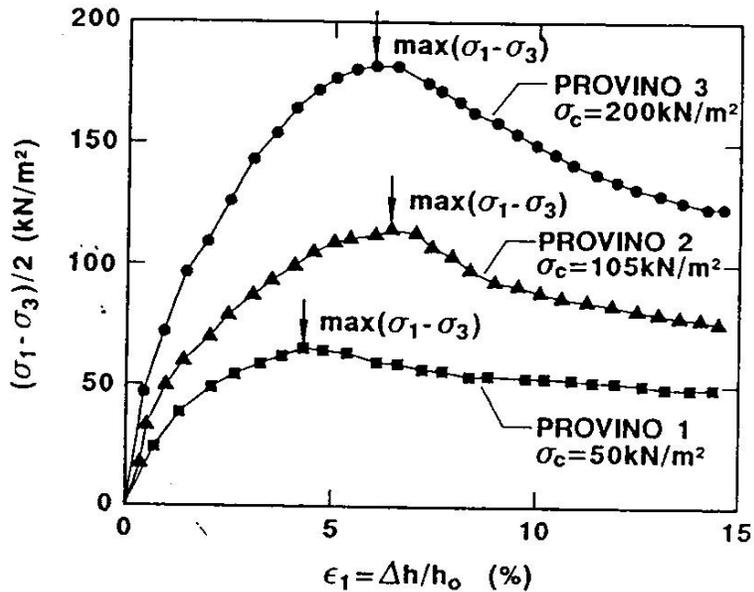
ESEMPIO PROVA CID

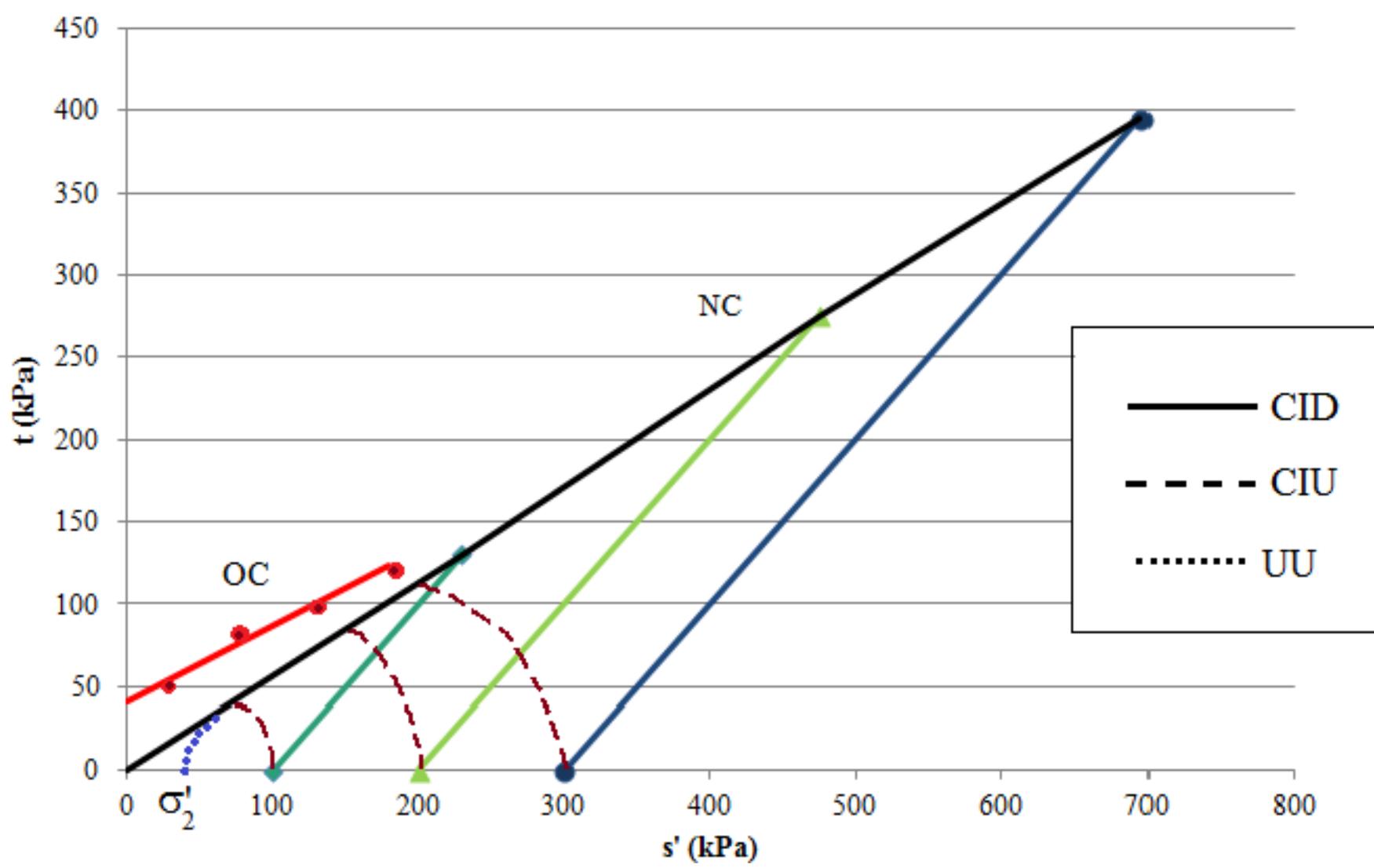
$\sigma'_{hc} = \sigma'_{hf}$	σ'_{vf}	s'	t
(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
100	360	230	130
200	750	475	275
300	1090	695	395

Curve Sforzi-Deformazioni e variazioni di volume da prove CD nei terreni argillosi NC e OC



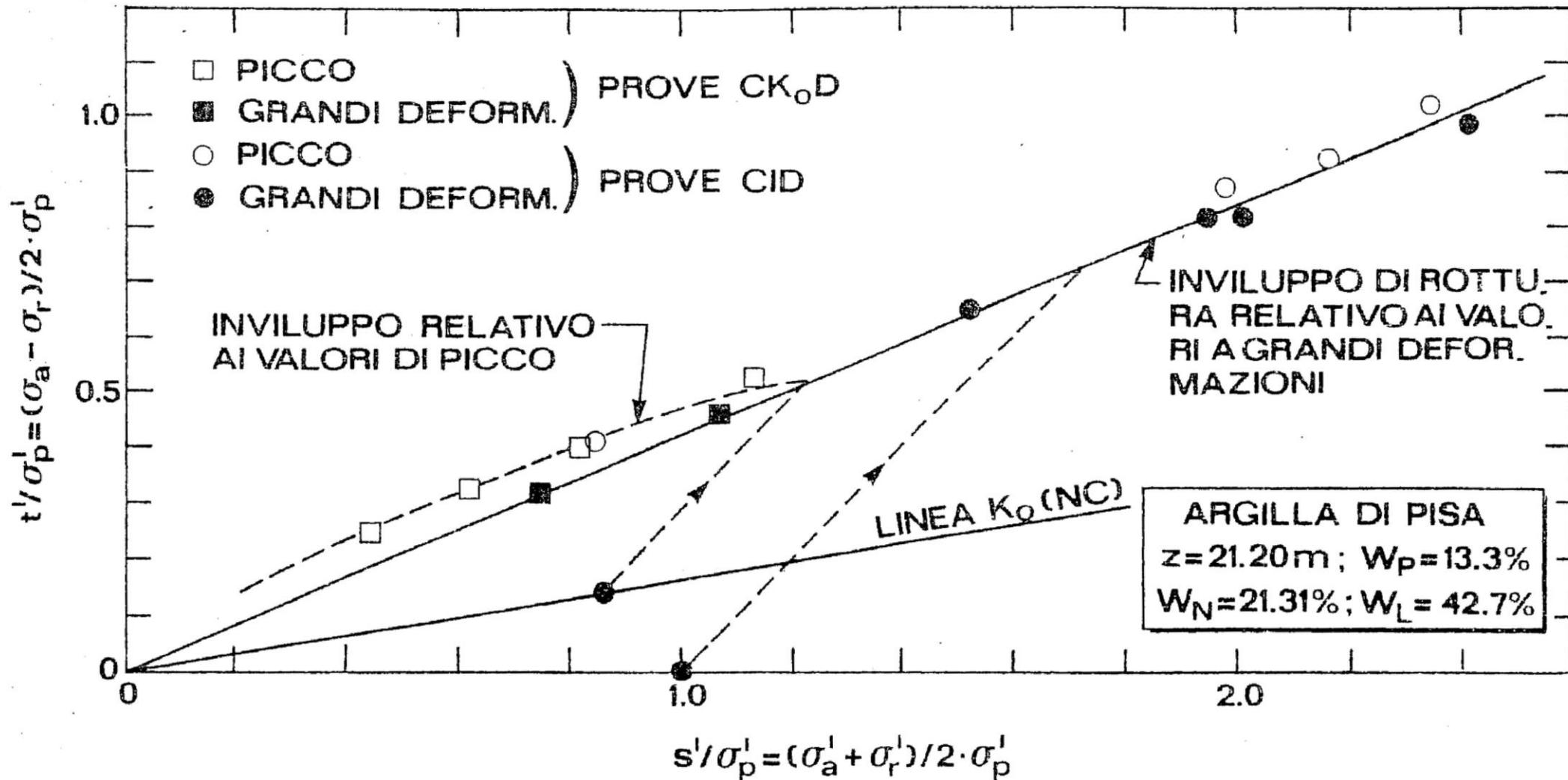
$\sin \phi' = \tan \alpha'$; $\alpha' = 23.5^\circ$; $\phi' = 25.8^\circ$
 $c' = b' / \cos \phi'$; $b' = 8 \text{ kN/m}^2$; $c' = 9 \text{ kN/m}^2$



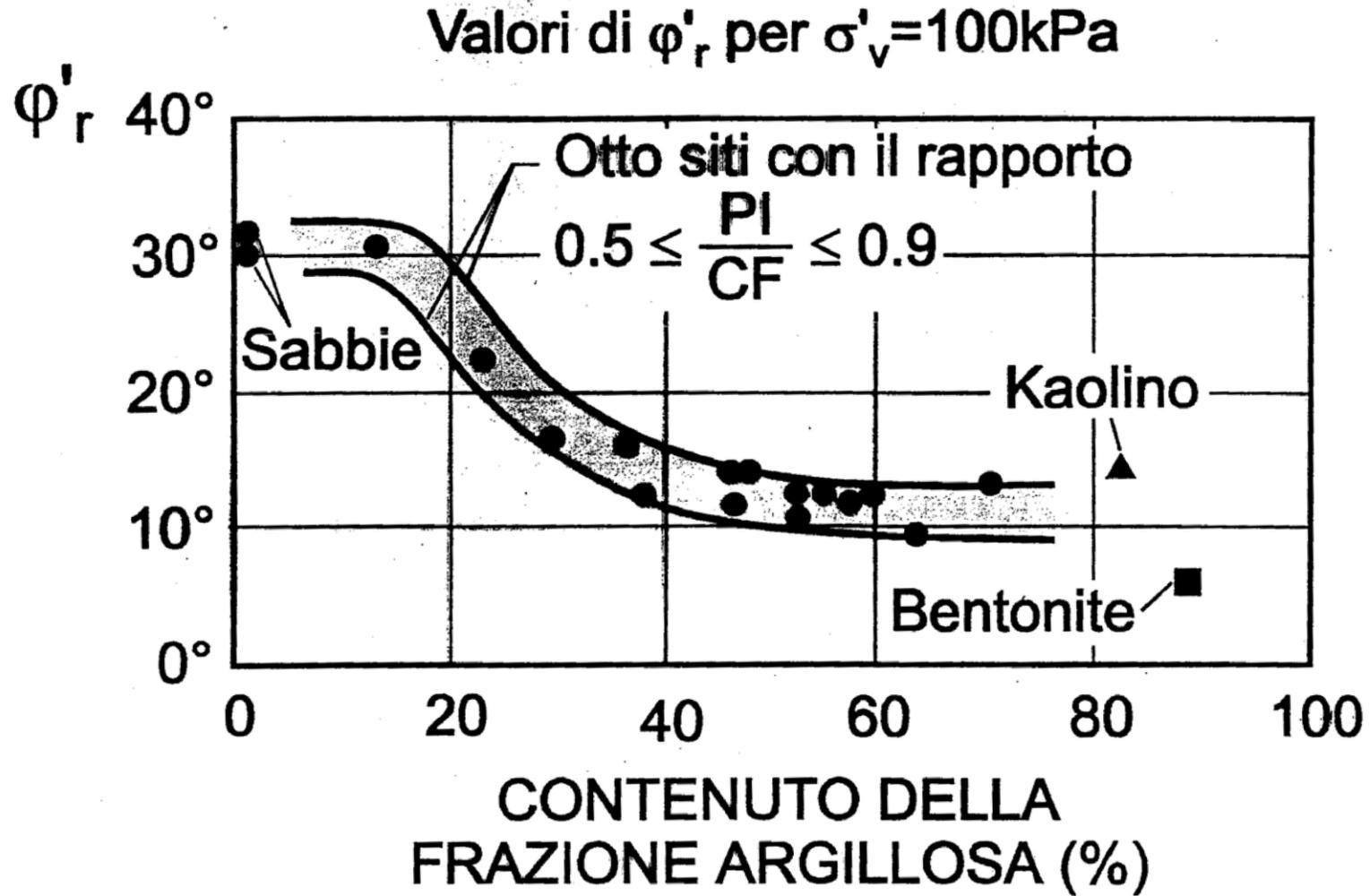


$c' \cong 41 \text{ kPa}$ $\alpha \cong 24.7^\circ$ (OC)

$c' \cong 0 \text{ kPa}$ $\alpha \cong 29.8^\circ$ (NC)



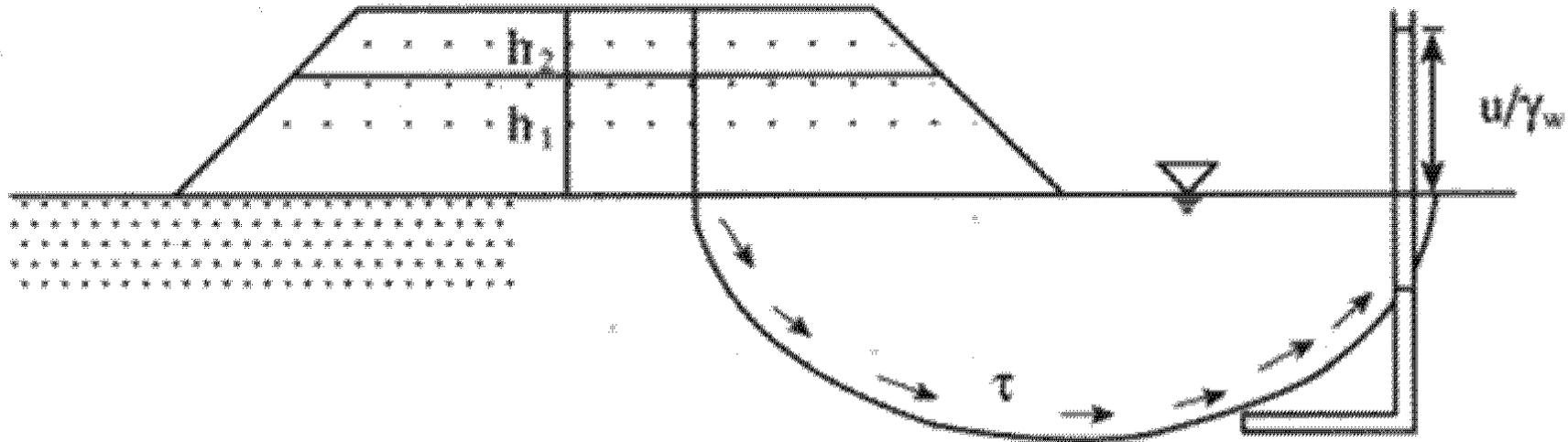
Angoli di resistenza al taglio residuo



**RESISTENZA DELL'ARGILLA IN CONDIZIONI
NON DRENATE**

**INTERPRETAZIONE IN TERMINI DI
TENSIONI TOTALI**

ANALISI DI UN PROBLEMA AL FINITO



**PER CONOSCERE LO STATO TENSIONALE EFFICACE DEVO
CONOSCERE LA VARIAZIONE DI PRESSIONE NEUTRA**

**LEGAME TRA LE VARIAZIONI DI STATO TENSIONALE
TOTALE E VARIAZIONE DI PRESSIONE NEUTRA**

FORMULA DI SKEMPTON (1957)

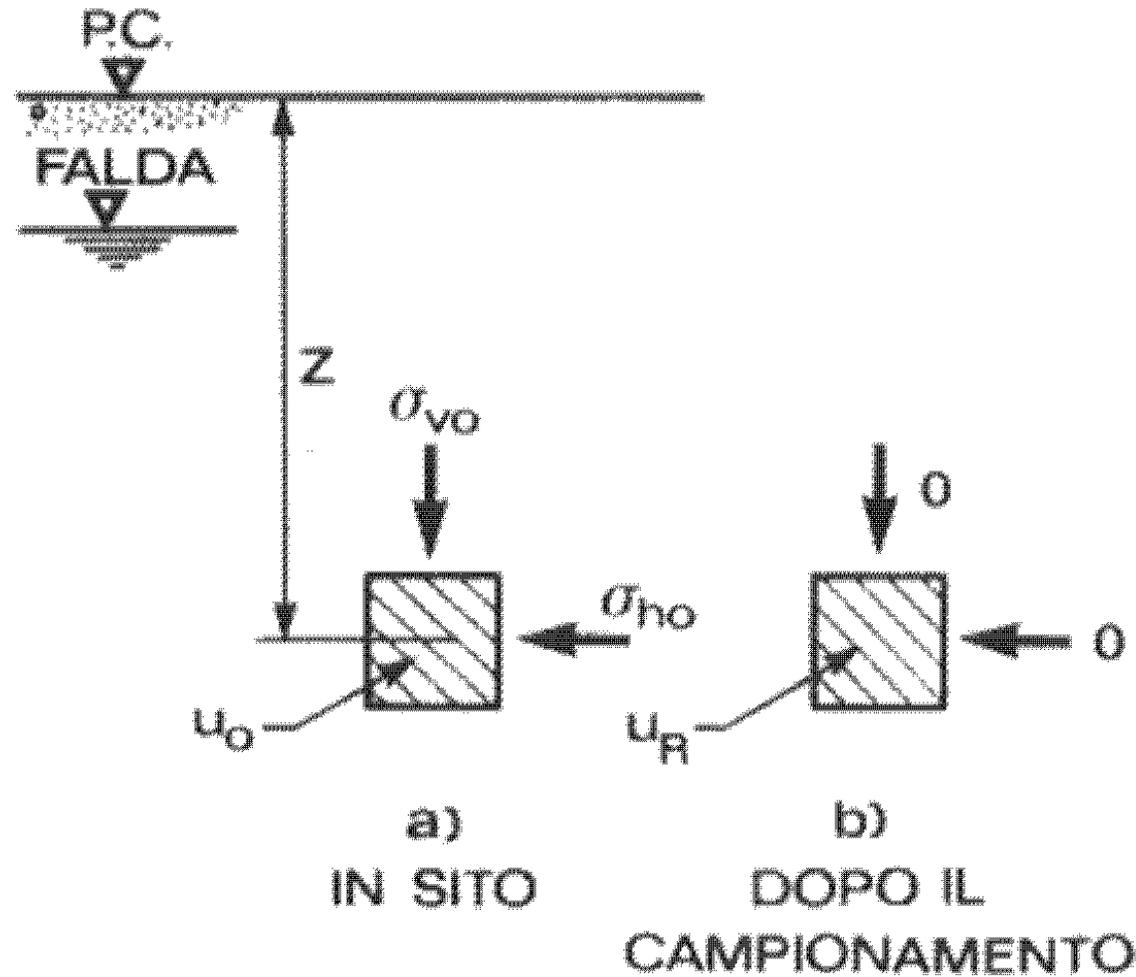
$$\Delta u = B \left[\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \right]$$

A, B sono denominati “parametri delle pressioni interstiziali”

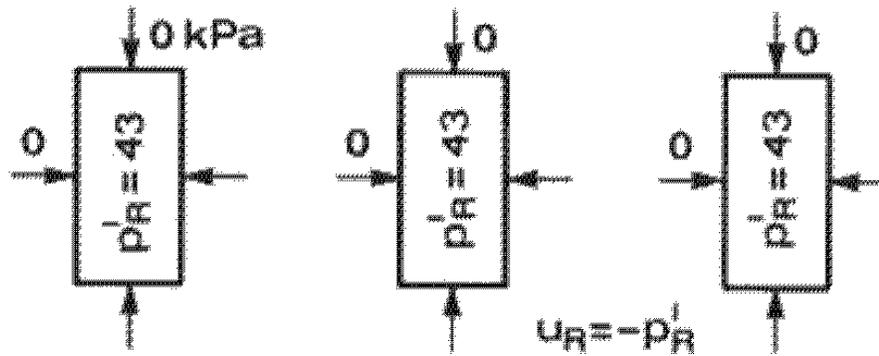
B è pari ad 1 per un terreno saturo

A è pari ad 1/3 per mezzo elastico, determinabile sperimentalmente per un terreno (prova TX – CU)

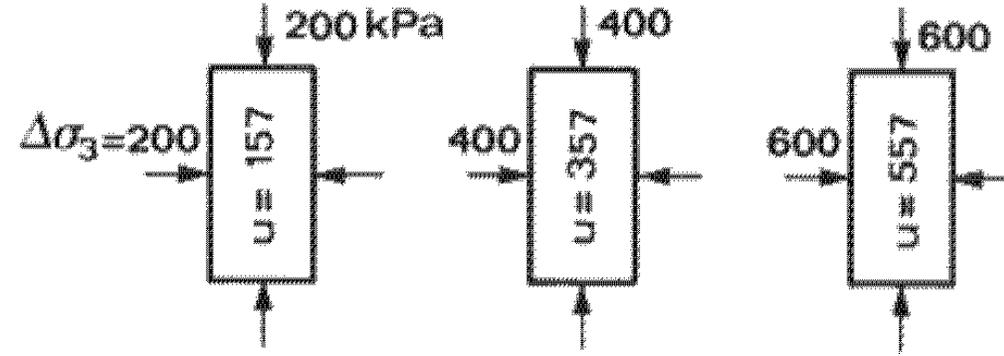
UN'APPLICAZIONE DELLA FORMULA DI SKEMPTON - IL CAMPIONAMENTO IDEALE -



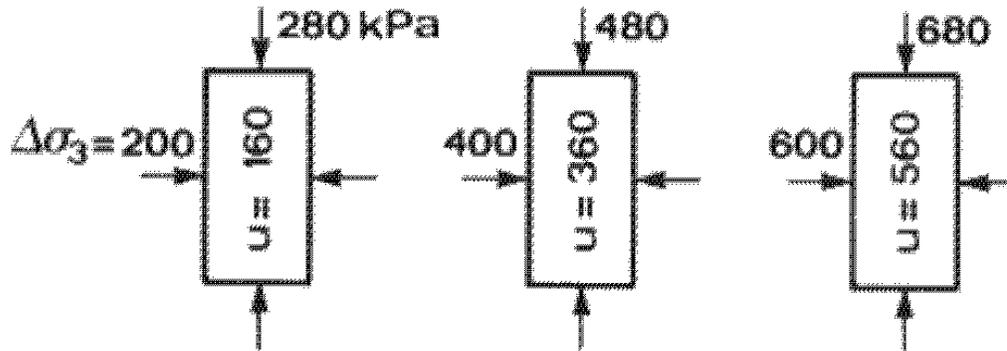
FASI DI UNA PROVA TX – UU SU TRE PROVINI IDENTICI



a) DOPO IL CAMPIONAMENTO



b) DOPO L'APPLICAZIONE DELLA PRESSIO-
NE IN CELLA



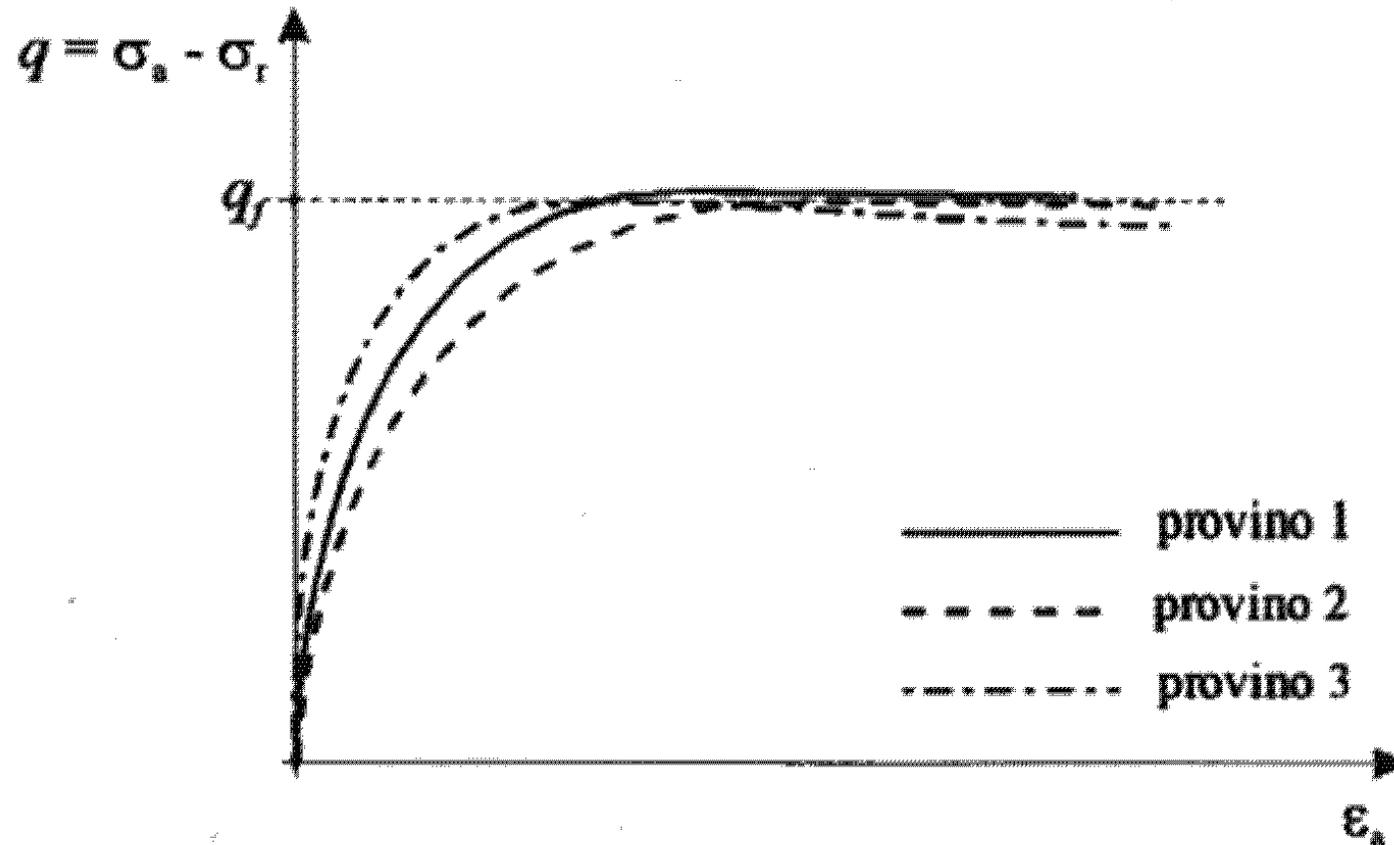
c) A ROTTURA

Prova di Compressione Triassiale senza
Consolidazione e senza Drenaggio
TX-UU

Unconsolidated-Undrained

Prova di Compressione Triassiale senza Consolidazione e senza Drenaggio
TX-UU = Unconsolidated-Undrained

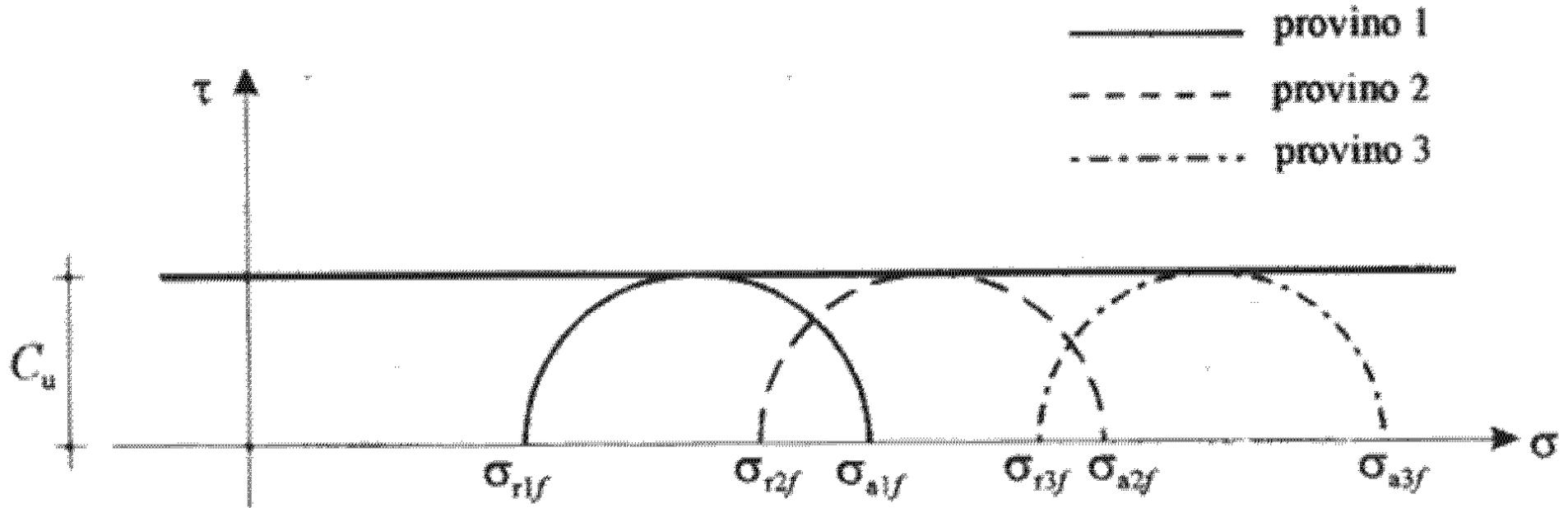
CURVE TENSIONI – DEFORMAZIONI PER UNA PROVA TX - UU



Prova di Compressione Triassiale senza Consolidazione e senza Drenaggio TX-UU = Unconsolidated-Undrained

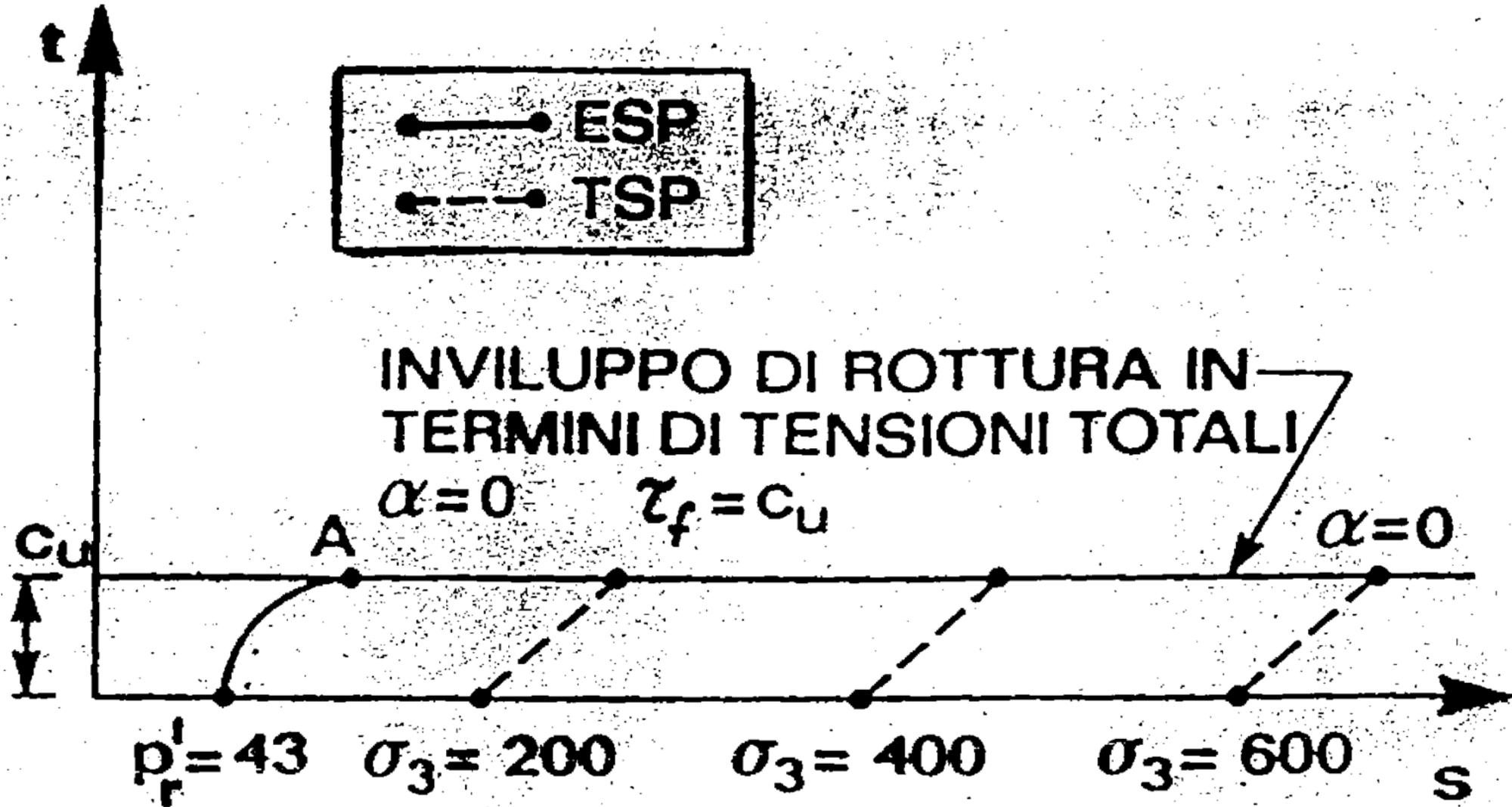
RAPPRESENTAZIONE DEI CERCHI DI MOHR A ROTTURA IN TERMINI DI TENSIONI TOTALI

CRITERIO DI ROTTURA IN TERMINI DI TENSIONI TOTALI

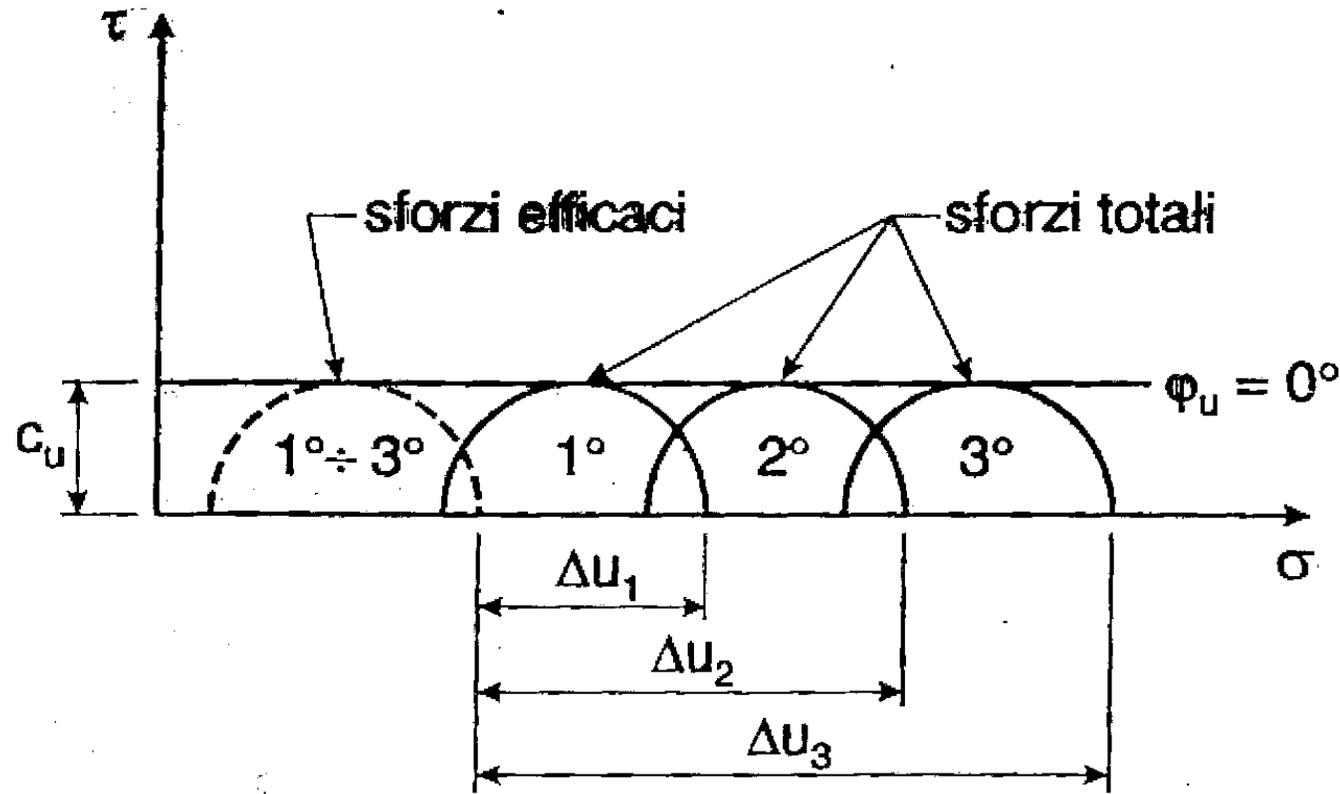


$$C_u = \frac{\sigma_{1f} - \sigma_{3f}}{2} = \frac{q_f}{2}$$

Prova di Compressione Triassiale senza Consolidazione e senza Drenaggio
TX-UU = Unconsolidated-Undrained



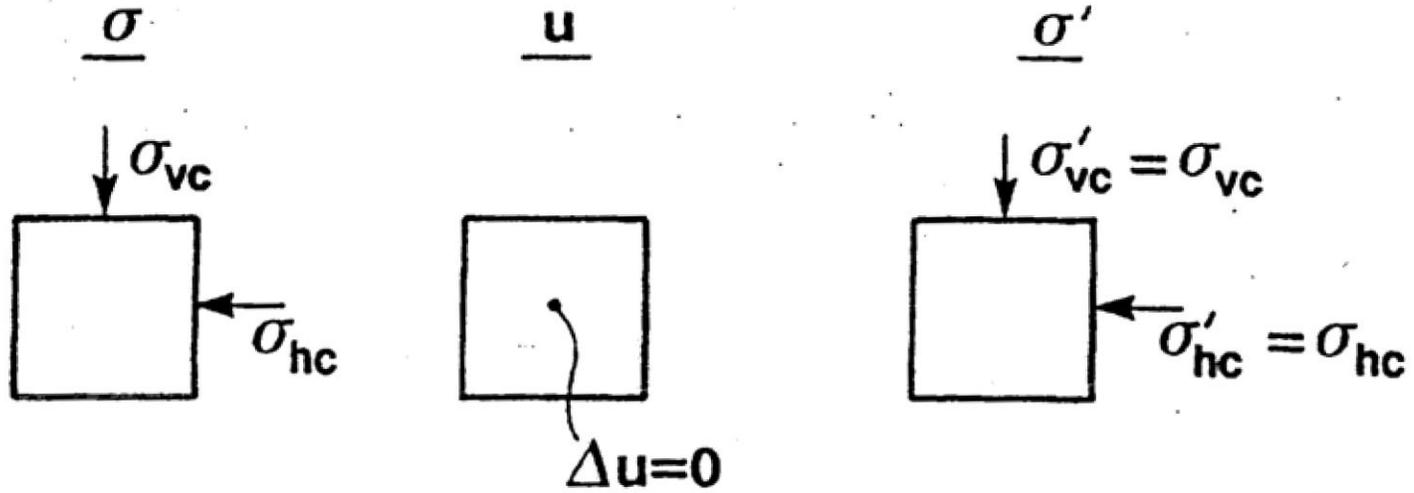
Prova di Compressione Triassiale senza Consolidazione e senza Drenaggio
TX-UU = Unconsolidated-Undrained



- involucro di rottura in termini di sforzi totali è orizzontale, perciò $\phi_u = 0^\circ$ $C_u \neq 0$
- in termini di sforzi efficaci si ottiene un unico cerchio di Mohr, perciò risulta impossibile definire l'involuppo di rottura

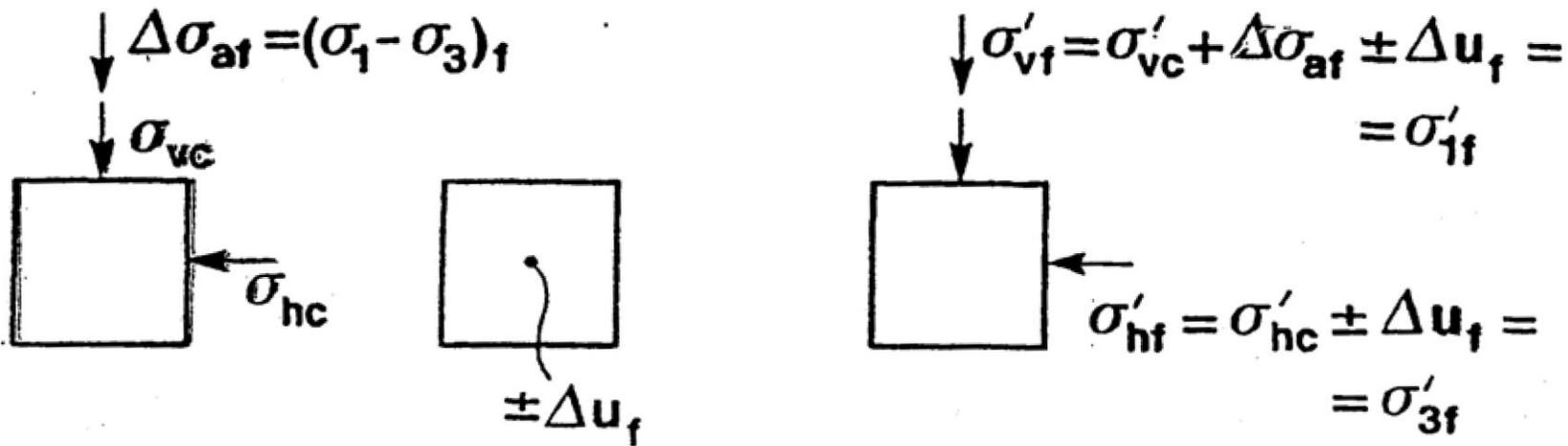
Prova di Compressione Triassiale Consolidata e senza Drenaggio
 TX-CU = Consolidated-Undrained

FINE CONSOLIDAZIONE

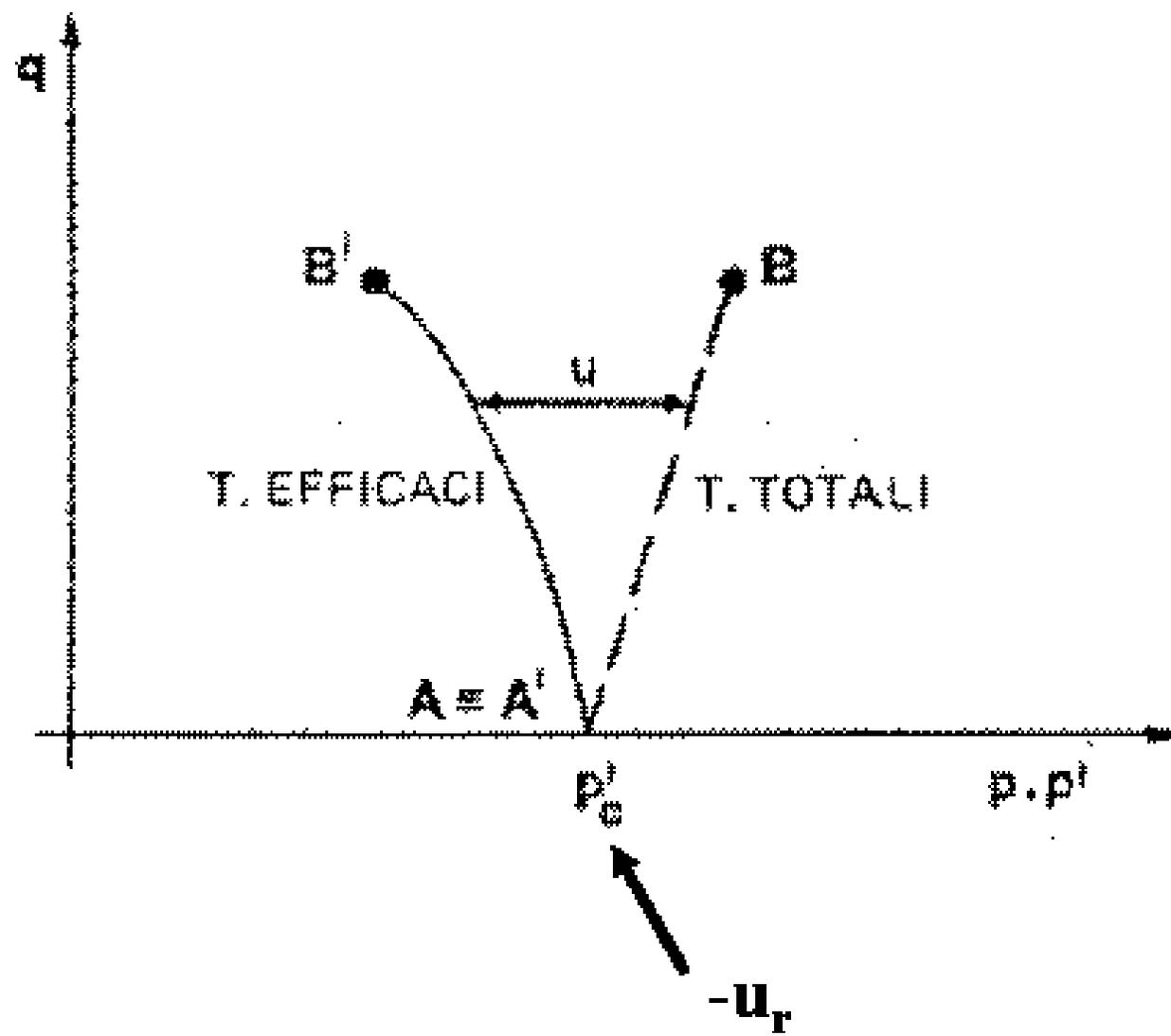


$$v = \frac{H_c \cdot \varepsilon_{1f}}{15 \cdot t_{100}}$$

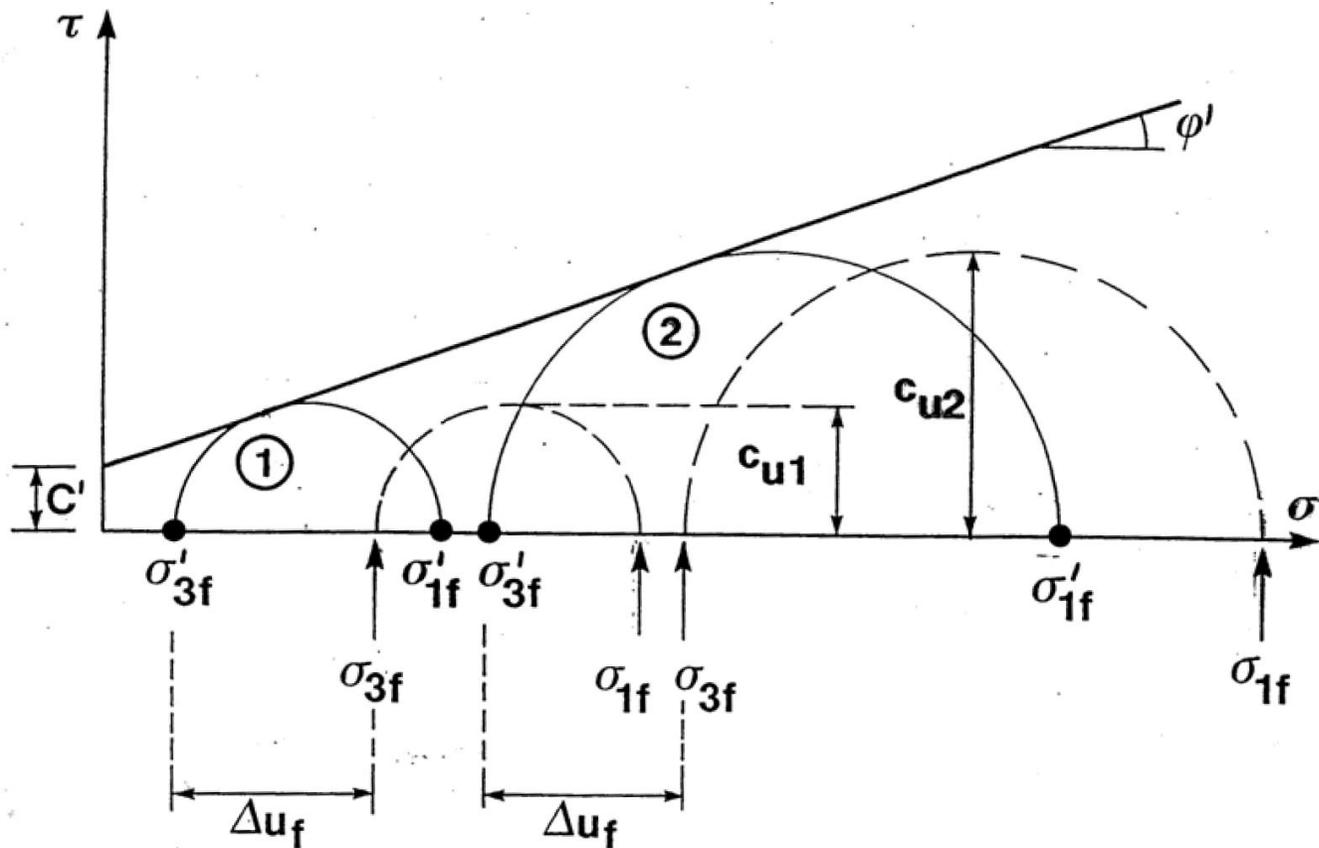
A ROTTURA



PERCORSO TENSIONALE IN UNA PROVA TRIASSIALE NON DRENATA

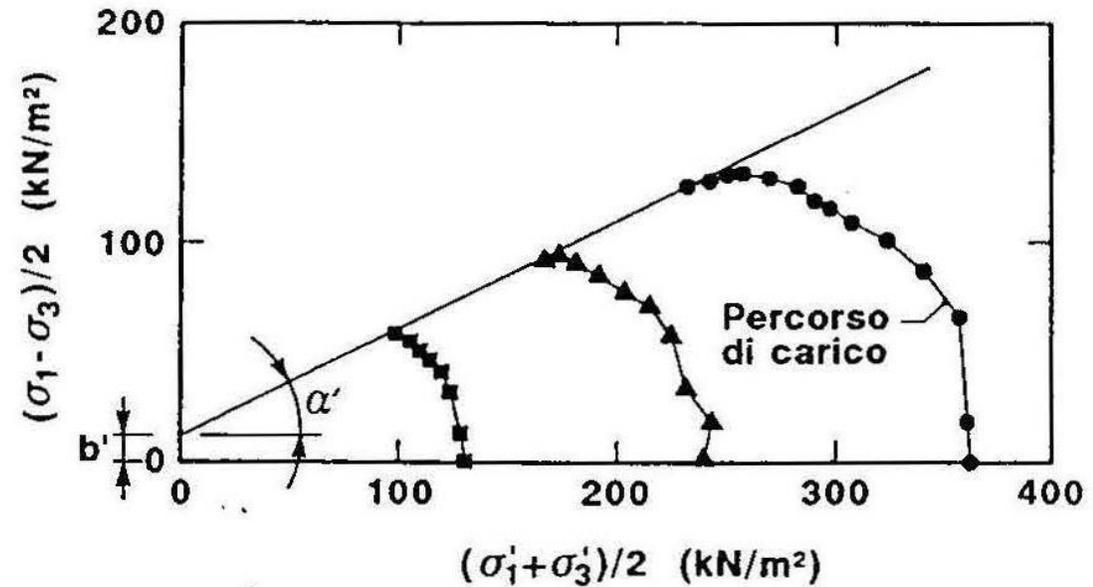


Prova di Compressione Triassiale Consolidata e senza Drenaggio TX-CU = Consolidated-Undrained



$$\sin \phi' = \tan \alpha'; \quad \alpha' = 25.5^\circ; \quad \phi' = 28.5^\circ$$

$$c' = b' / \cos \phi'; \quad b' = 10 \text{ kN/m}^2; \quad c' = 11.4 \text{ kN/m}^2$$

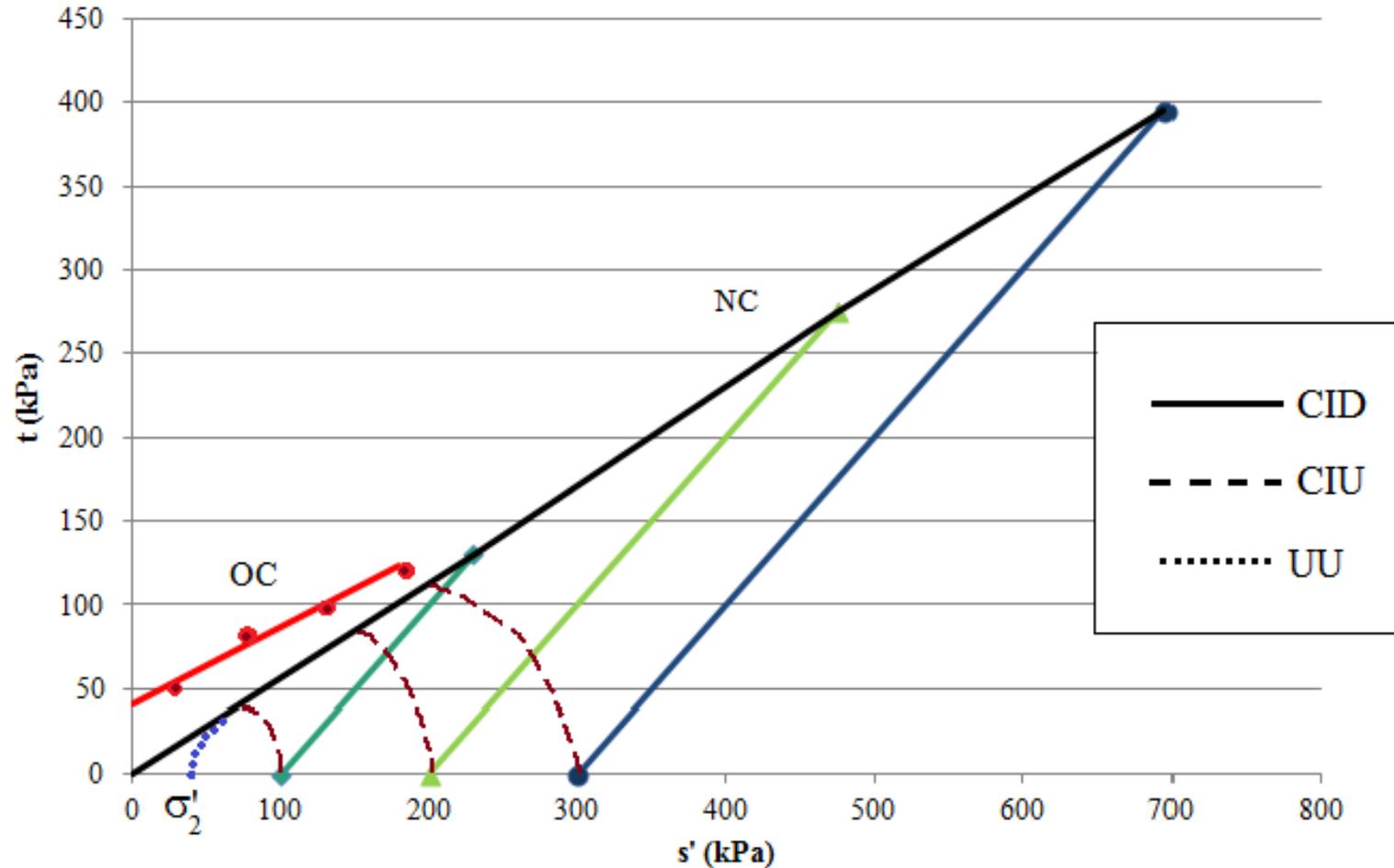


$$A1 = \frac{\Delta u_{f1}}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{f1}} ;$$

$$A2 = \frac{\Delta u_{f2}}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{f2}}$$

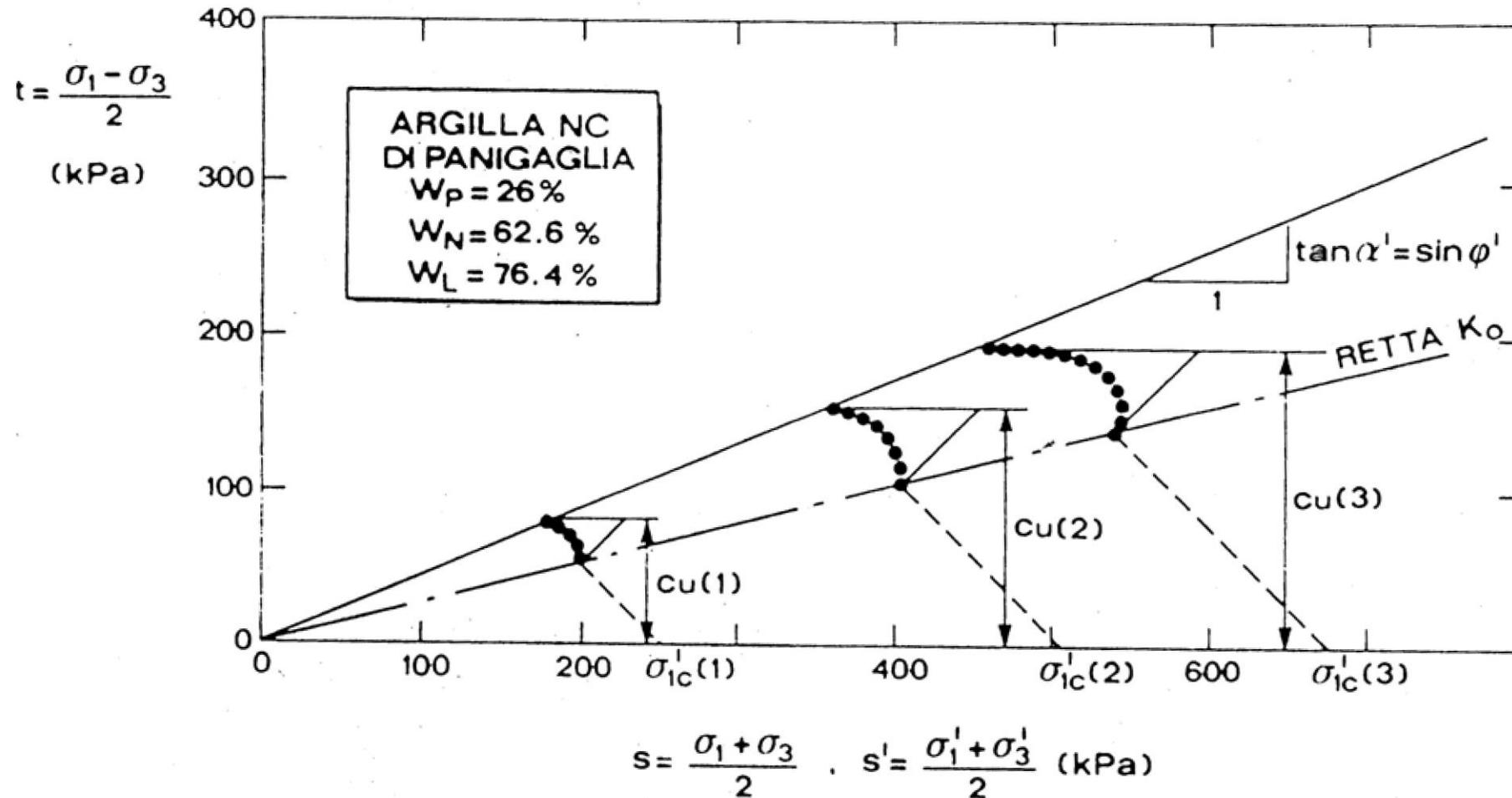
Prove di Compressione Triassiale TX-CD – TX-CU – TX-UU a confronto

Consolidated Drained (CD) – Consolidated Undrained (CU) – Unconsolidated Undrained (UU)



**UNICITA' INVILUPPO DI ROTTURA
ARGILLE TENERE NC**

Prova di Compressione Triassiale TX-CU Consolidated Undrained (CU)



**UNICITA' INVILUPPO DI ROTTURA
ARGILLE TENERE NC**

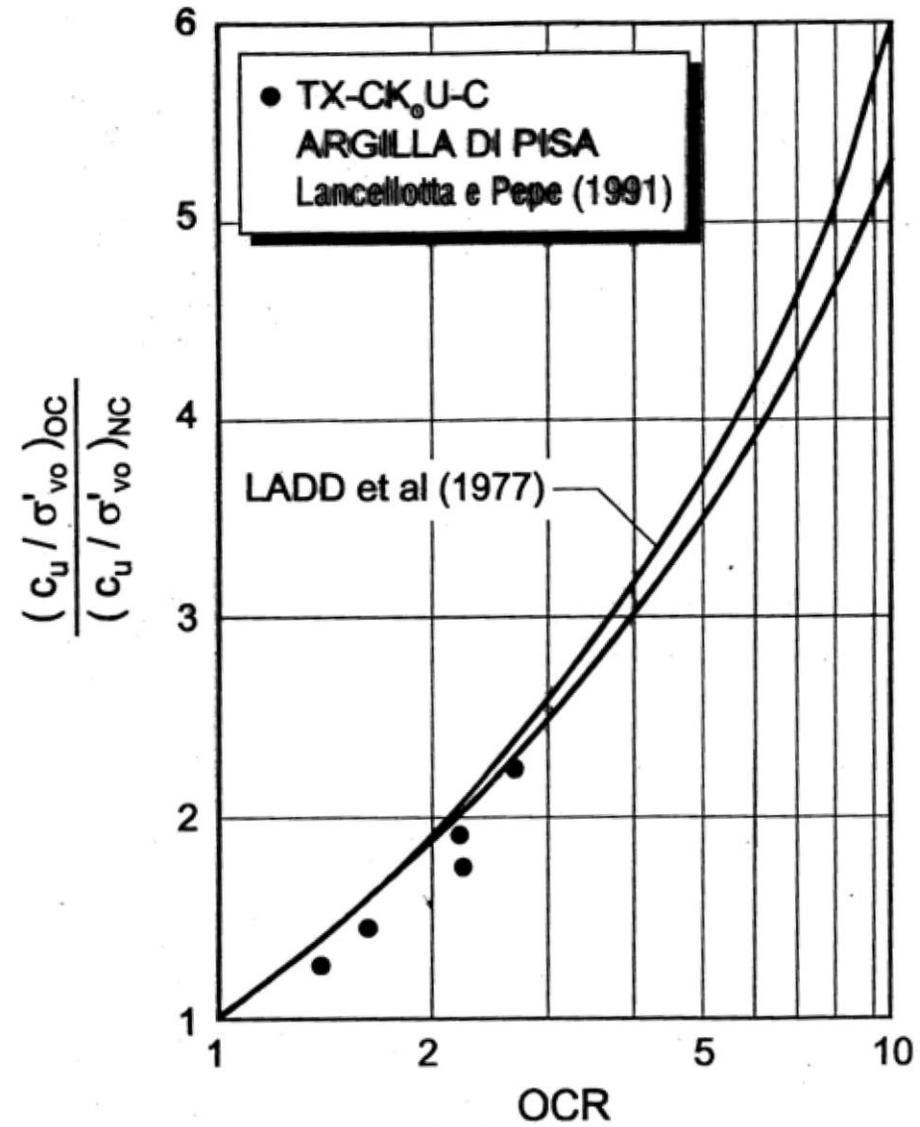
CONSIDERAZIONI SULLA RESISTENZA AL TAGLIO NON DRENATA (C_u)

- Si applica ai terreni coesivi saturi
- Parametro empirico – dipende dall' ESP (Effective Stress Path)
 - Assunzione $\tau_f = C_u$, artificio di interesse applicativo
 - Resistenza al taglio è controllata da σ' e quindi da φ' e c'
- Posizione della superficie di rottura è quella riferita alle tensioni efficaci
- C_u (in sito) = C_u (in laboratorio) solo quando σ'_{v0} , σ'_{h0} e W_n uguali. In pratica impossibile, da qui alternativa:

W_n uguale a UU ; σ'_{v0} , σ'_{h0} Uguali a CK₀U

INFLUENZA DELL'OCR SULLA C_u

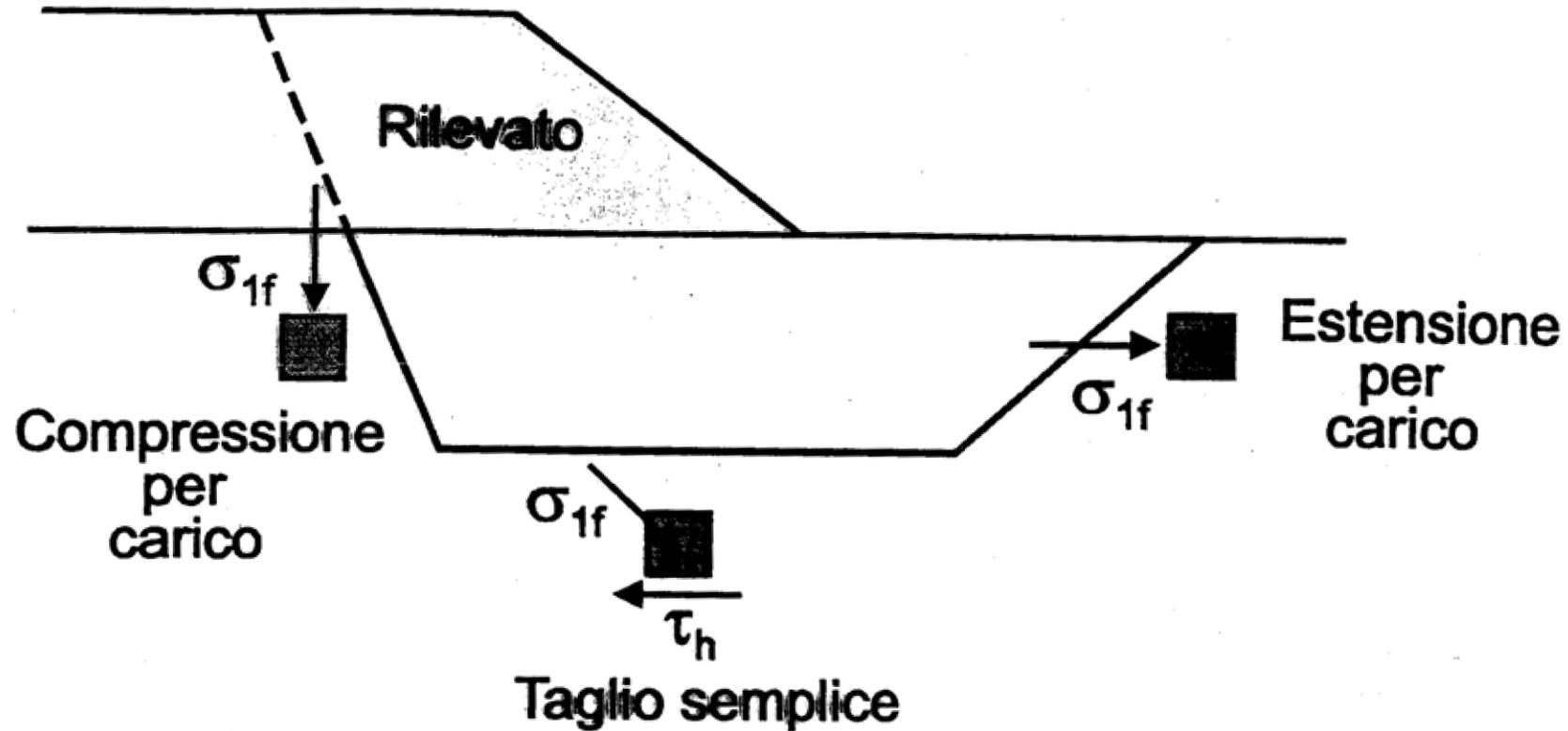
Ladd et al (1977)



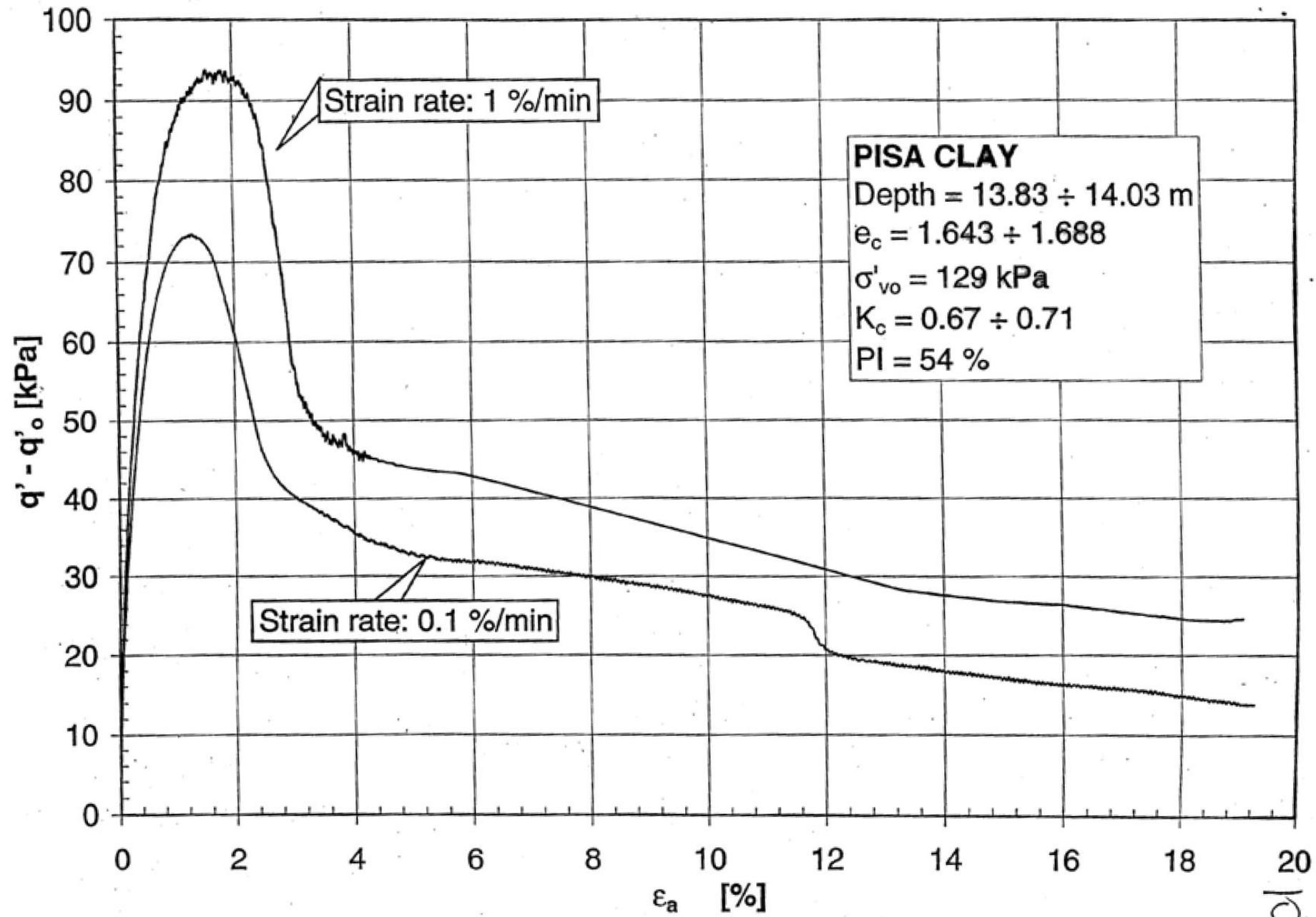
ESEMPI DELLA ANISOTROPIA DELLA RESISTENZA AL TAGLIO NON-DRENATA DALLE PROVE TRIASSIALI CK_0U

Terreno (NC)	$\frac{c_u}{\sigma_{vc}}$ CC	$\frac{c_u}{\sigma_{vc}}$ DSS	$\frac{c_u}{\sigma_{vc}}$ EC
Argilla di Boston PI=28%	0.33	0.20	0.16
Argilla di Porto Tolle PI=30%	0.32	0.26	0.18
Argilla di Bangkok PI=41%	0.34	0.27	0.22

RESISTENZA AL TAGLIO NON DRENATA



$$c_u(\text{media}) \cong \frac{1}{3} [c_u(CC - CK_0u) + c_u(DSS - CK_0U) \cos \varphi' + c_u(EC - CK_0U)]$$



INFLUENZA DEL FATTORE TEMPO IN CONDIZIONI NON DRENATE

NELLA FASE DI ROTTURA, c_u DESCRESCE ALL'AUMENTARE DEL TEMPO NECESSARIO PER RAGGIUNGERE IL COLLASSO:

$$c_u \left[t_f(\text{sito}) \right] = c_u \left[t_f(\text{lab}) \right] \left[1 - \lambda \log \frac{\left[t_f(\text{sito}) \right]}{\left[t_f(\text{lab}) \right]} \right]$$

$$0.05 \leq \lambda = \frac{dc_u}{d \log t_f} \leq 0.15$$

In genere, in laboratorio $t_f(\text{lab}) \ll t_f(\text{sito})$ di conseguenza la c_u misurata in laboratorio può risultare maggiore rispetto a quella disponibile realmente in sito.

INFLUENZA DEL FATTORE TEMPO SULLA RESISTENZA AL TAGLIO IN CONDIZIONI NON DRENATE

Nella fase che precede la rottura (= di consolidazione) quando $t > t_p$, c_u aumenta a causa dell'accumulo delle deformazioni viscosse (= cedimento secondario) in presenza di $\sigma'_{v0} = \text{costante}$.

Al crescere il rapporto t / t_p aumenta OCR:

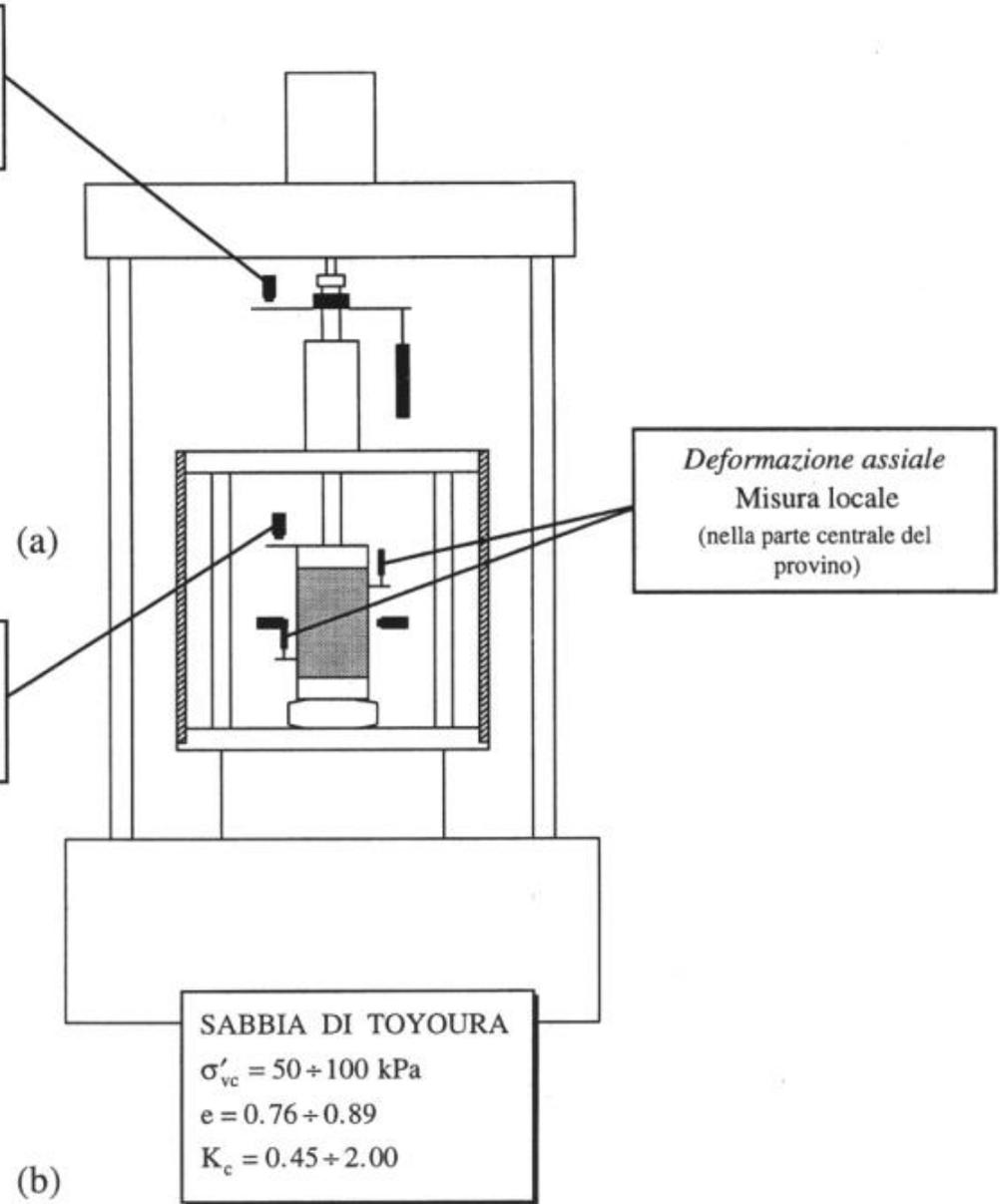
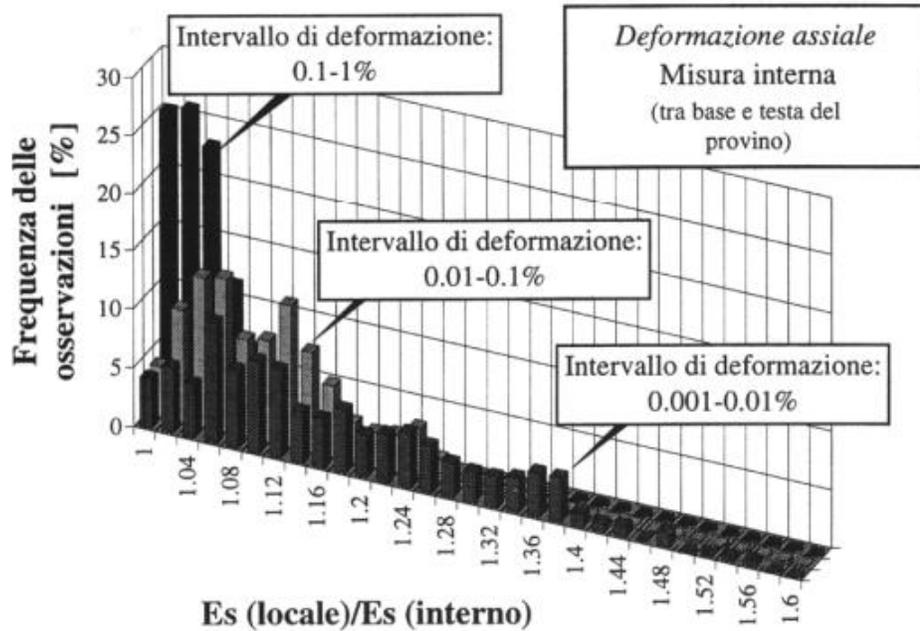
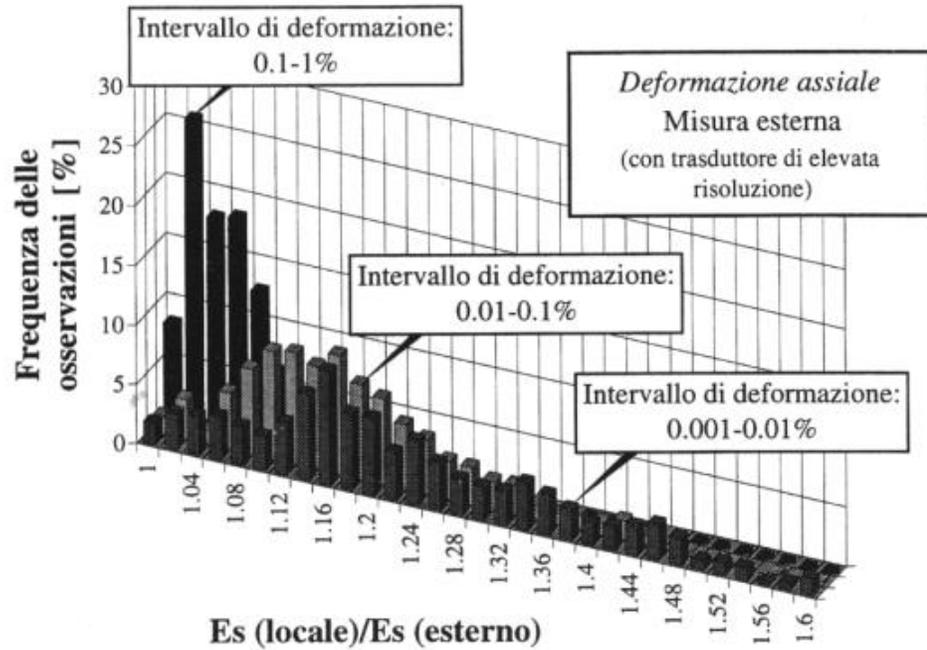
$$OCR = \left(\frac{t}{t_p} \right)^\alpha \quad \alpha = \frac{c_\alpha / c_c}{1 - \frac{c_r}{c_c}}$$

Al crescere dell'OCR aumenta c_u / σ'_{v0} :

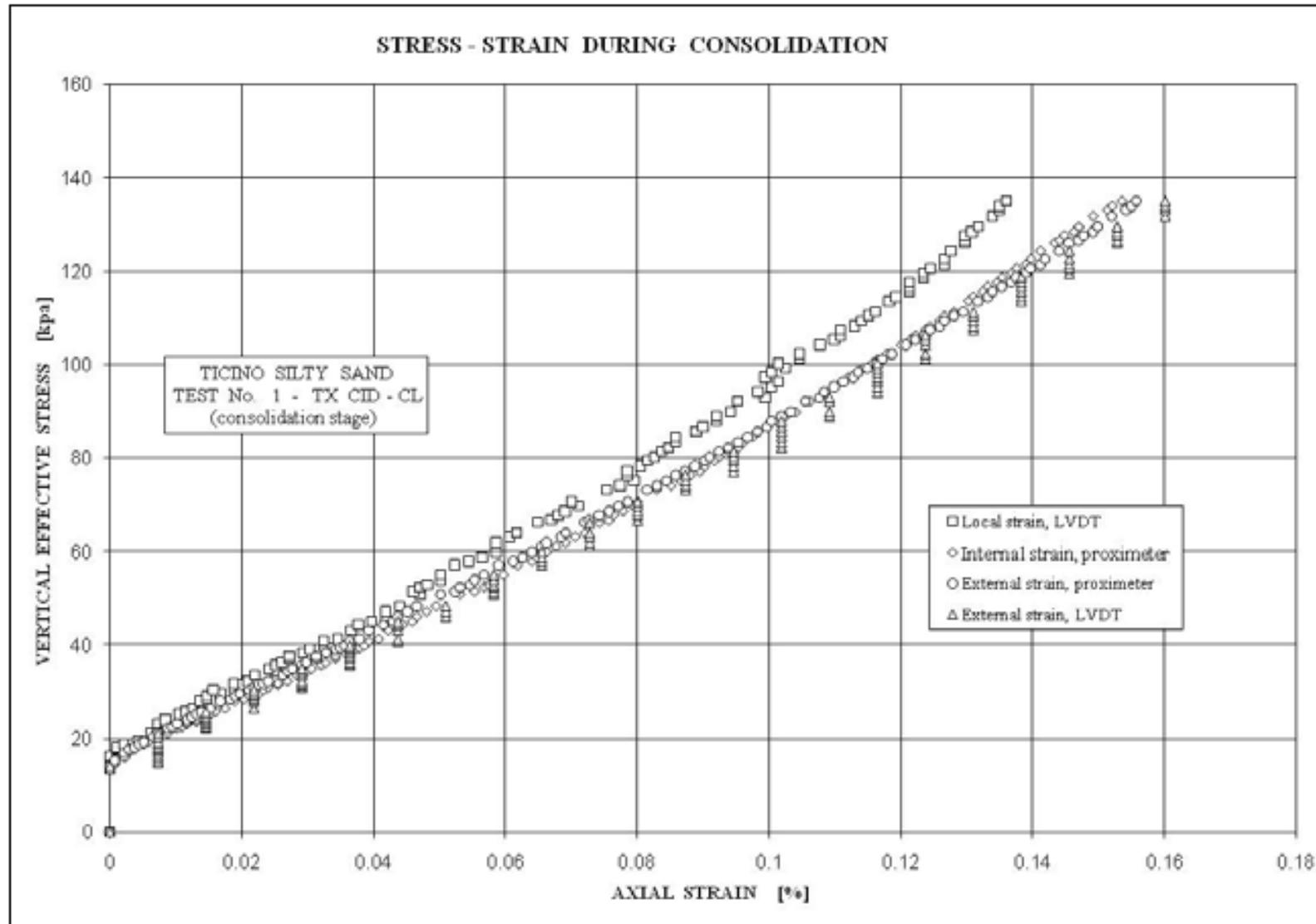
$$\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} = \left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \right)_{NC} (OCR)^B$$

$$0.03 \leq \alpha \leq 0.05 \quad ; \quad 0.70 \leq B \leq 0.90$$

DEFORMAZIONI LOCALI

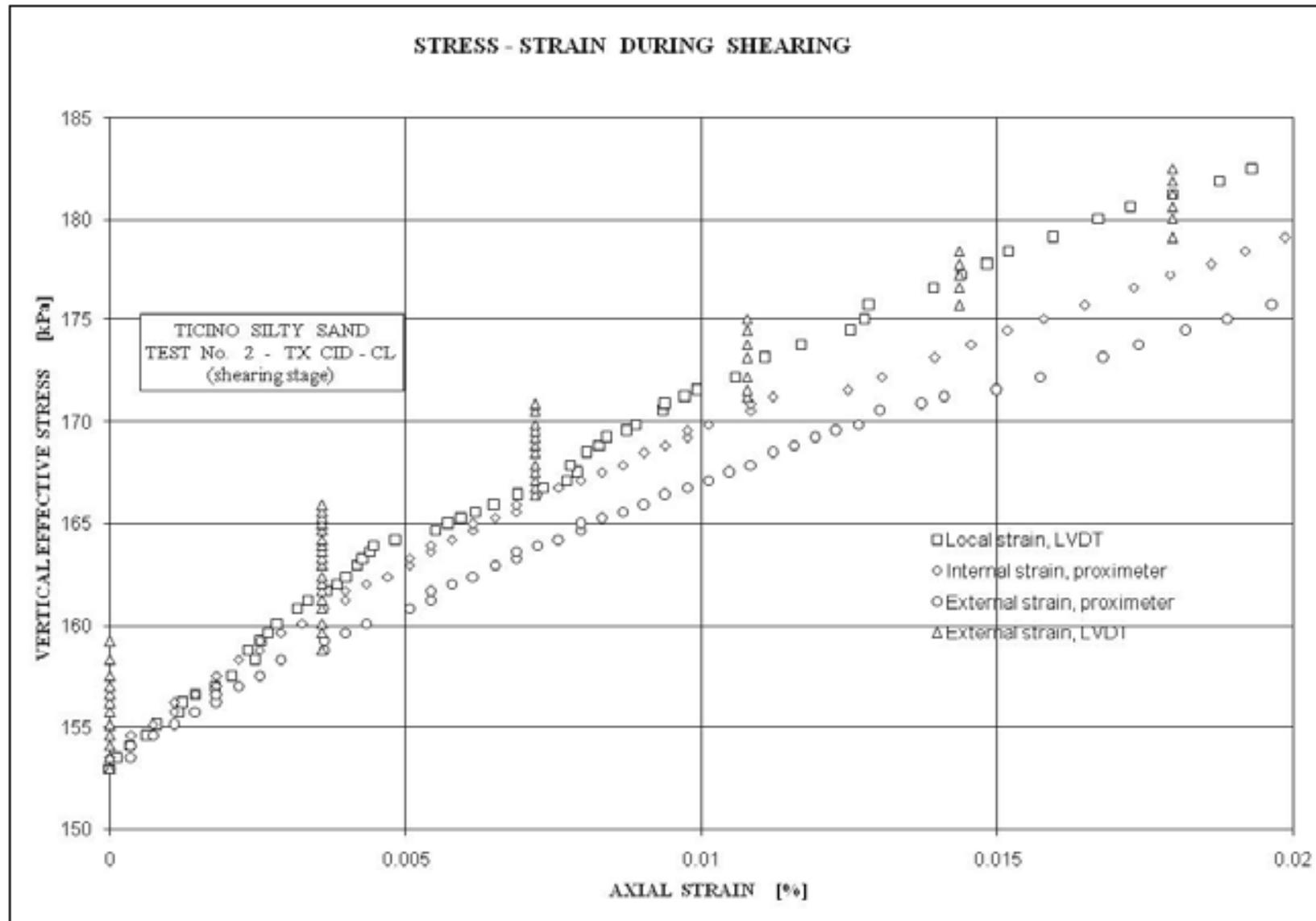


DEFORMAZIONI LOCALI



Confronto di misure locali e globali su un provino di sabbia limosa durante la consolidazione

DEFORMAZIONI LOCALI



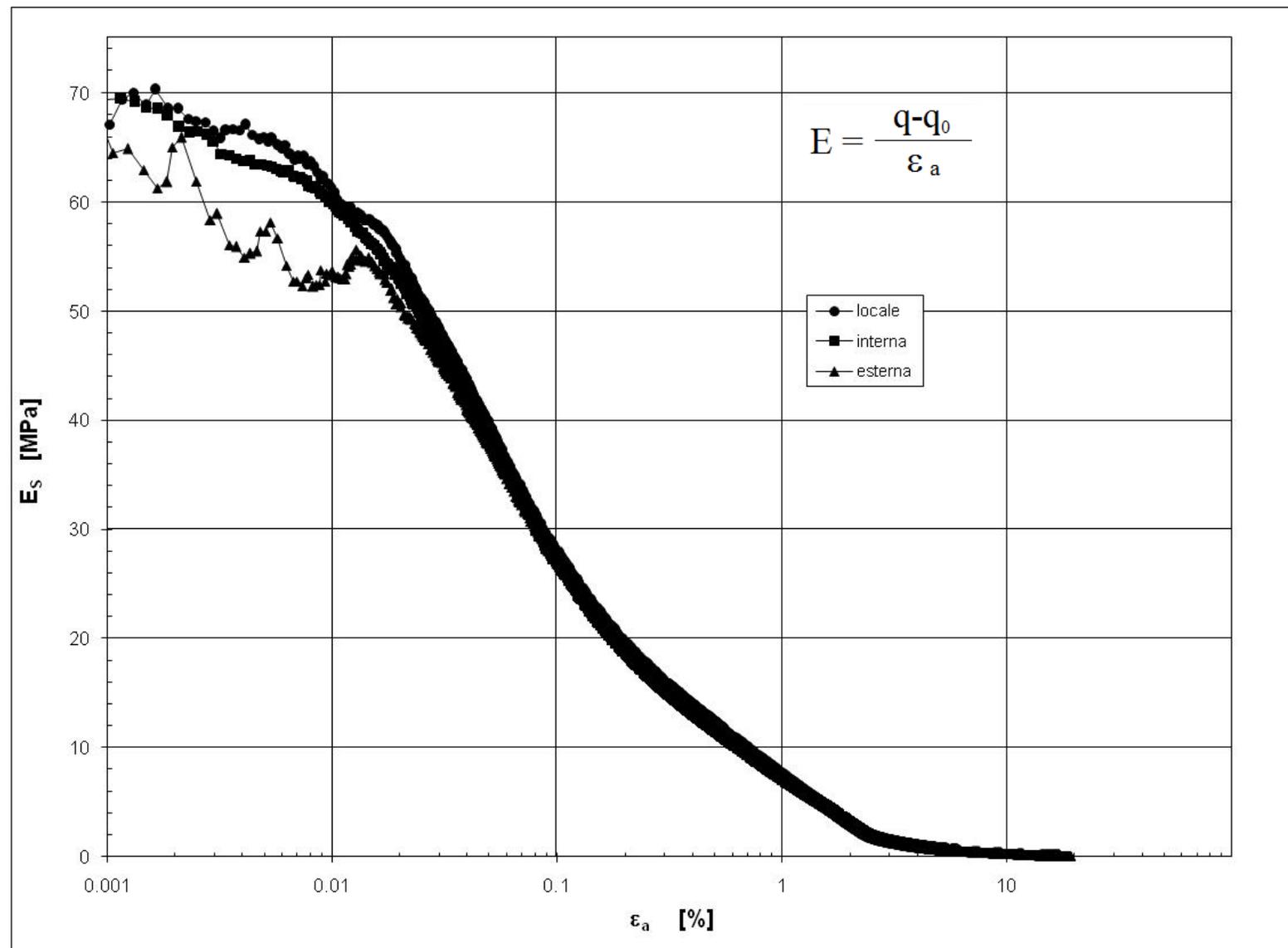
Confronto di misure locali e globali su un provino di sabbia limosa durante la rottura

ESEMPIO CALCOLO Modulo di Young E e del parametro A di Skempton

q	q-q ₀	Δu	σ'a	σ'h	ε _{a, loc}	ε _{a, int}	ε _{a, est}	E	A	f
[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[%]	[%]	[%]	[MPa]	(-)	(-)
49.841	0.000	0.000	127.226	77.384	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00			0.000
50.252	0.411	0.136	127.494	77.242	5.861E-04	5.548E-04	7.024E-04	70.2	0.331	0.005
50.416	0.575	0.212	127.616	77.200	8.359E-04	8.226E-04	8.095E-04	68.8	0.369	0.007
50.528	0.687	0.249	127.696	77.168	1.023E-03	9.851E-04	1.060E-03	67.1	0.362	0.009
51.253	1.412	0.544	128.186	76.933	2.060E-03	2.101E-03	2.131E-03	68.5	0.385	0.018
53.112	3.271	1.307	129.471	76.359	4.955E-03	5.135E-03	5.738E-03	66.0	0.400	0.043
54.941	5.100	2.109	130.701	75.760	8.013E-03	8.273E-03	9.488E-03	63.6	0.413	0.066
56.067	6.226	2.641	131.438	75.371	1.024E-02	1.039E-02	1.160E-02	60.8	0.424	0.081
57.592	7.750	3.378	132.393	74.802	1.315E-02	1.347E-02	1.413E-02	58.9	0.436	0.101
58.556	8.715	3.857	132.978	74.422	1.496E-02	1.545E-02	1.617E-02	58.3	0.443	0.114

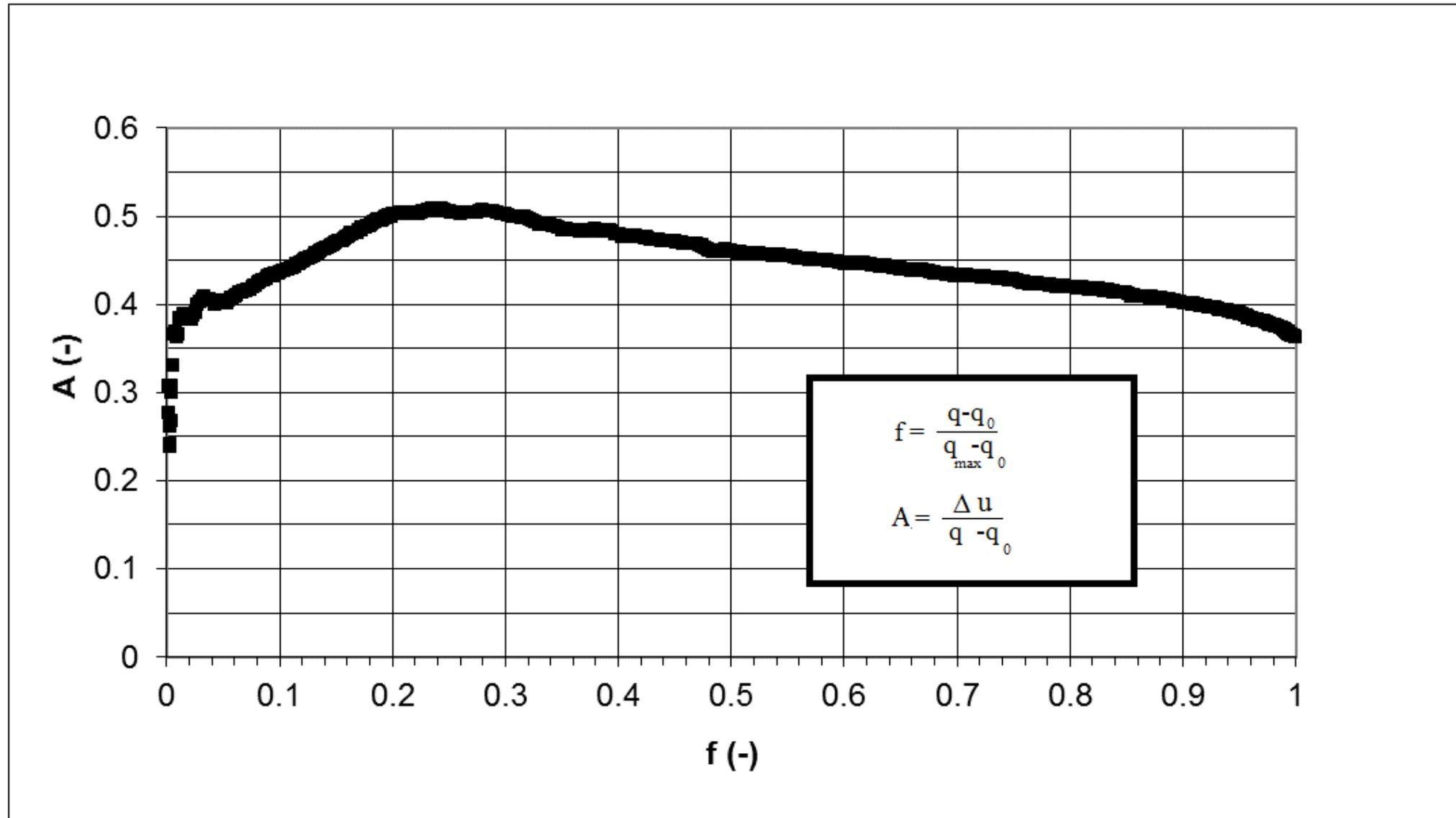
Esempi di calcolo del modulo E e del parametro A

ESEMPIO CALCOLO Modulo di Young E e del parametro A di Skempton



Rappresentazione dei valori del modulo E relativi alla tabella

ESEMPIO CALCOLO Modulo di Young E e del parametro A di Skempton



Rappresentazione dei valori del parametro A relativi alla tabella